

基于统一滑移线场的均质土质边坡稳定性评价方法

王 军^{1,2,3}, 刘 勇¹, 李小伟³

(1. 贵州省地矿局地球物理地球化学勘查院, 贵州 贵阳 550018; 2. 贵州省地矿局 104 地质大队, 贵州 都匀 558000; 3. 西南科技大学, 四川 绵阳 621000)

[摘 要]结合统一强度理论根据数值法推导了土质边坡统一极限坡面曲线,在此基础上提出了一种利用统一极限坡面曲线与原坡面线间的位置关系定义土质边坡稳定性系数的新方法。对于均质土坡,利用极限坡面曲线法可以快速且精确的得到其统一极限坡面曲线和边坡安全系数。应用统一极限坡面曲线法对均质土坡算例进行稳定性系数计算,得到的结果与已被验证方法的计算结果相吻合,表明本文方法计算结果是可靠的。此外,对多个均质土坡样本安全状态进行了判断,研究表明统一极限坡面曲线法计算得到的结果和已被验证的其它方法的计算结果吻合度较高,表明本文方法能够准确地判断均质土坡边坡所处的状态,而且吻合率优于其他方法,显示出统一极限坡面曲线法在判断边坡稳定状态方面的优势。同时分析了中间主应力对边坡稳定的影响,结果表明中间主应力对边坡稳定有较大影响。

[关键词]统一滑移线;土质边坡;坡面曲线;安全系数;中间主应力

[中图分类号]P642.22 **[文献标识码]**A **[文章编号]**1000-5943(2022)02-0137-07

1 引言

边坡的稳定性评价是通过定量或定性分析判断边坡的安全性,为水利、自然资源等领域的边坡防治工程提供参考(王康年等,2021)。定义边坡稳定性系数的方法层出不穷,研究方法虽有不同,但是都是在寻求一种更为符合工程实际、更为简便的求解安全系数方法。

滑移线场法是求解边坡稳定性的常用方法之一,在岩土工程中的多个领域均有应用。随着滑移线场理论不断发展,滑移线场法也在被不断优化。在经典滑移线场理论基础上,俞茂宏、赵均海等提出了考虑中间主应力的统一滑移线场平面应变理论(俞茂宏等,1994,1997;赵均海等,1999),优化了普通滑移线场,使之在不同性质材料中使

用更加合理。

但是无论经典滑移线场理论还是统一滑移线场理论,目前研究边坡稳定性问题时主要集中在求解极限荷载或最小安全系数方面,它们均是通过求解塑性区内应力或位移速度的分布来求解某一条滑移线上的极限荷载或安全系数,最后通过对比滑移线场中多条滑移线上的极限荷载或安全系数来求得极限荷载或安全系数最小值。实际上,滑移线场理论在边坡稳定研究中还有另外一个用途,那就是求解边坡极限状态下的坡面曲线。并有研究说明滑移线法计算得到的极限坡面是可以运用在许多土体问题求解中的,也证明了利用滑移线法计算得到的极限坡面判断边坡的稳定性的可行性(侯超群,2015;方宏伟等,2014;王军,2020)。

本文基于滑移线场理论,同时考虑了中间主

[收稿日期]2022-01-21 **[修回日期]**2022-03-21

[基金项目]四川省高等学校重点实验室项目(SC_FQWLY201305 工业固态废弃物土木工程综合开发利用)。

[作者简介]王军(1994—),男,四川内江人,硕士研究生,主要从事土木工程、土工环地质相关工作,E-mail:wongjjun@163.com。

应力对均质土坡稳定性的影响,提出了一种通过统一滑移线场求解得到的极限坡面与原坡面的位置关系来定义边坡安全系数的均质土坡稳定性评价方法。本文判断边坡稳定性的方法计算简单、结果合理,边坡稳定性评价结果可以为边坡防治等工程提供参考。

2 理论与方法

2.1 经典滑移线场理论

经典的滑移线场理论是基于土体极限平衡和 Mohr-Coulomb 屈服准则得到的,若在滑移线场中存在相邻两点 $A_1(x_1, y_1, p_1, \theta_1)$ 和 $A_2(x_2, y_2, p_2, \theta_2)$ 为已知点,则可得到在点 A 处的 x, y, p, θ 值求解方程为:

$$x = \frac{x_1 \tan(\theta_1 - \mu) - x_2 \tan(\theta_2 + \mu) + y_2 - y_1}{\tan(\theta_1 - \mu) - \tan(\theta_2 + \mu)} \quad (1)$$

$$\begin{cases} y = (x - x_1) \tan(\theta_1 - \mu) + y_1 \\ y = (x - x_2) \tan(\theta_2 + \mu) + y_2 \end{cases} \quad (2)$$

$$\theta = \frac{y[(y_1 - y_2) - (2x - x_1 - x_2) \tan \varphi] + (p_2 - p_1) + 2(p_2 \theta_2 + p_1 \theta_1)}{2(p_2 + p_1) \tan \varphi} \quad (3)$$

$$\begin{cases} p = p_1 + 2p_1(\theta - \theta_1) \tan \varphi + \gamma[(y - y_1) - (x - x_1) \tan \varphi] \\ p = p_2 - 2p_2(\theta - \theta_2) \tan \varphi + \gamma[(y - y_2) - (x - x_2) \tan \varphi] \end{cases} \quad (4)$$

利用上述四个方程则可递推得出已知边界条件下的滑移线场上任意一点的 x, y, p, θ 值。

2.2 统一滑移线场理论

经典的平面应变滑移线法只考虑了 σ_1 和 σ_3 的作用而忽略了中间主应力的影响。但是研究表明,在某些各向异性材料如岩石、砂和土等中,中间主应力对材料屈服有较大影响。俞茂宏教授提出的统一强度理论既考虑中主应力,又考虑了材料拉压性能差异,变化中间主应力系数后可适用于各类材料,对在不同工况时研究材料的受力状态、分析材料用量等方面都有重要作用(俞茂宏等,1997)。

统一强度理论采用剪切强度和内摩擦角作为材料强度参数的形式为:

$$\begin{aligned} F &= [\sigma_1 - \frac{1}{1+b}(b\sigma_2 + \sigma_3)] + [\sigma_1 + \frac{1}{1+b}(b\sigma_2 + \sigma_3)] \sin \varphi \\ &= 2c \cos \varphi, \text{当 } \sigma_2 \leq \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin \varphi \end{aligned} \quad (5)$$

$$\begin{aligned} F &= [\frac{1}{1+b}(1+b\sigma_2 - \sigma_3)] + [\frac{1}{1+b}(1+b\sigma_2) + \sigma_3] \sin \varphi = \\ &2c \cos \varphi, \text{当 } \sigma_2 \geq \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin \varphi \end{aligned} \quad (6)$$

式中, $b(0 \leq b \leq 1)$ 为中主应力加权影响系数,通过这个参数可以反映中间主应力对材料屈服或破坏的影响。

引入一个中间主应力参数 m , 得中间主应力为 $\sigma_2 = \frac{m}{2}(\sigma_1 + \sigma_3)$, m 的值可以通过理论和试验方法得到, $0 \leq m < 2$ 。对于平面应变情况, $m = 1$ (俞茂宏等, 1997)。此时满足式(2-5), 经整理成 Mohr 圆形式为:

$$R = p \sin \varphi_i + c_i \cdot \cos \varphi_i \quad (7)$$

其中:

$$P = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) \quad (8)$$

$$R = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) = \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \quad (9)$$

$$\sin \varphi_i = \frac{2(1+b) \sin \varphi}{2+b+b \sin \varphi} \quad (10)$$

$$c_i = \frac{2(1+b)c \cdot \cos \varphi}{2+b+b \sin \varphi} \cdot \frac{1}{\cos \varphi_i} \quad (11)$$

式(10)和式(11)中新参数统一摩擦角 φ_i 和统一粘聚力 C_i 的大小与中间主应力加权参数 b 有关,即新参数能够反映统一强度理论中的主应力效应。统一滑移线场理论的其它有关方程与经典滑移线场理论相同,通过试验或其它方法得到中间主应力加权参数 b 值,即可得到考虑中间主应力的统一滑移线场。在以下计算和理论研究中,土的力学性质均用统一摩擦角 φ_i 和统一粘聚力 c_i 表示。

式(7)与 Mohr-Coulomb 屈服准则非常相似,但是它们在本质上却是不同的。Mohr-Coulomb 屈服准则完全忽略了中间主应力对材料屈服的影响,但是统一强度理论不仅考虑了不可忽略的中间主应力,而且适用于各种材料的不同情况。当统一强度理论的 $b = 0$ 时,完全不考虑中间主应力的影响,此时统一强度理论退化为 Mohr-Coulomb 屈服准则。

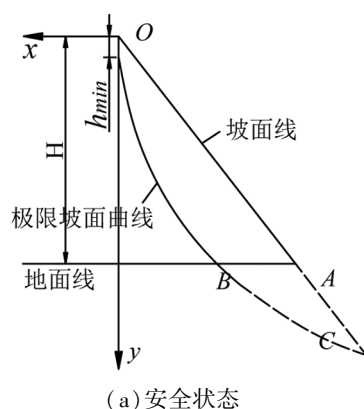
在求解统一极限坡面曲线时需要注意的是,当坡顶无荷载时,为满足坡体达到塑性状态条件,坡顶最小极限载荷应取为:

$$q_{\min} = \frac{c_t \cdot \cot \varphi_t (1 + \sin \varphi_t)}{1 - \sin \varphi_t} \quad (12)$$

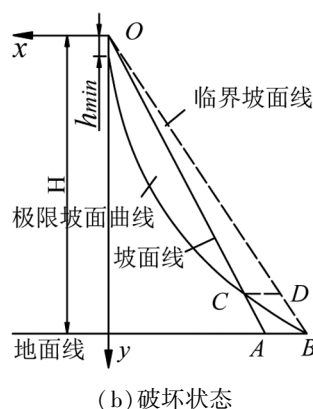
当坡顶取最小极限载荷时,被动区主应力角为 $\pi/2$,统一滑坡线场中无过渡区。为使坡顶有最小荷载时的土层厚度为 $h_{\min}$:

$$h_{\min} = \frac{2c_t \cdot \cos \varphi_t}{1 - \sin \varphi_t} \quad (13)$$

从已知边界条件利用式(1)~(4)即可求解得



(a) 安全状态



(b) 破坏状态

图1 土质边坡安全系数计算示意图

Fig. 1 Diagram of safety factor calculation of soil slope

如图1(a)所示, $h_{\min}$ 为边坡土体达到极限塑性状态的最小土厚。坡高为 H 的直线坡面边坡, 它的地面线与原坡面线、极限坡面曲线的交点分别为点 A、B, 原坡面线与极限坡面曲线最终交于点 C。直线坡面线与极限坡面曲线所围成的总面积为 S_1 (图中为 OBCAO), 地面线与直线坡面线和极限坡面曲线所围成的面积为 S_2 (图中为 OBAO)。若直线坡面线与极限坡面曲线的交点 C 位于地面线以下时, 即点 B 位于坡脚点 A 坡体内部, 此时边坡处于稳定状态, 定义安全状态下的安全系数为 S_1/S_2 , 其值大于 1。如图1(b)所示, 若原坡面线与极限坡面曲线的交点 C 位于地面线以上时, 即 B 点位于坡体外部, 边坡处于欠稳定或不稳定状态, 作如图所示的辅助线 OB, 辅助线 OB 可看作边坡临界坡面线, 过 C 点作与地面线平行的直线与辅助线 OB 交于点 D, 极限坡面曲线与 CD 和辅助线 OB 所围成的面积为 S_3 (图中为 OCDO), 极限坡面曲线与辅助线 OB 所围成的面积为 S_4 (图中为 OCBDO), 定义不稳定状态下的安全系数等于 S_3/S_4 , 其值小于 1。若辅助线 OB 与极限坡面曲线的交点 C 恰好在地面线上时, 边坡此时恰好处于临界破坏状态, 其安全系数等于 1。将上述计算边坡稳定性系数的方法命名为统一极限坡面曲线法, 用下式表示为:

到统一滑坡线场中一系列点的坐标值, 依次将坡面点连接起来即可绘出统一极限坡面曲线。

2.3 统一极限坡面曲线法介绍

通过统一滑坡线场理论得到边坡的极限坡面, 并指定一个定义边坡安全系数的方法来衡量边坡的安全程度, 可以作为评价边坡稳定性的新方法, 本文将命名为统一极限坡面曲线法。

$$f = \begin{cases} S_1/S_2 & \gamma_c \geq H \\ S_3/S_4 & \gamma_c < H \end{cases} \quad (14)$$

式中, γ_c 为 C 点坐标的 y 值, H 为坡高。

均质土坡的统一极限坡面曲线法计算详细流程如图2所示, 其具体过程为: 首先在已知边界条件下, 利用统一滑坡线方法计算得到均质土坡的统一滑坡线场, 然后利用数值方法得到均质土坡的统一极限坡面曲线, 最后通过本文提出的统一极限坡面曲线法确定边坡稳定性系数。

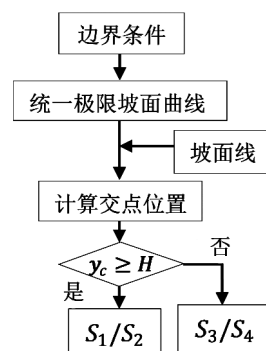


图2 均质边坡统一坡面极限法计算流程

Fig. 2 The calculation flow of unified slope limit curve method for homogeneous slope

此方法稳定性评价指标实质上是在考虑中间主应力情况下不同力学性质的土质边坡极限坡面形状与临界状态下坡面形状的位置关系, 并利用

两者位置关系定义均质土坡稳定性安全系数。相较于与其它方法,基于极限坡面与原坡面之间位置关系的评价指标避免了繁杂的下滑力和抗滑力力学计算,也绕过了在边坡稳定性分析中的边坡滑裂面确定,简化了稳定性系数计算过程,重新定义了一种通过极限坡面定义边坡稳定性的新方法。

上述评价土质边坡稳定性的新方法最大的优点在于不必假设和搜索临界滑动面,能够简单直观地表示边坡稳定性。本方法的土强度指标不变,统一极限坡面曲线法按照计算得到的统一极限坡面曲线与边坡原直线坡面线的相对位置关系作为稳定性系数计算基础,在原理上有明确的理论依据,而且使用简单明了。

3 土质边坡统一极限坡面曲线法算例分析

3.1 均质标准边坡稳定性计算

在学术界所谓的“均质标准边坡”,即规定坡高 $H=10\text{ m}$,土容重 $\gamma=20\text{ kN/m}^3$,坡角 $\alpha=26.57^\circ$ 的均质土坡,土的土力学指标为:粘聚力 $c=10\text{ kpa}$ 、内摩擦角 $\varphi=20^\circ$ (米君楠,2007)。使用统一极限坡面曲线法计算得到在只有自重作用下的滑移线场和统一极限坡面曲线,在求解时计算间距越小,精度越高,取计算间距为 $\Delta x=0.6\text{ m}$ 进行示例计算,以点 O 为原点建立坐标系,其中 $h_{\min}=1.43\text{ m}$ 。

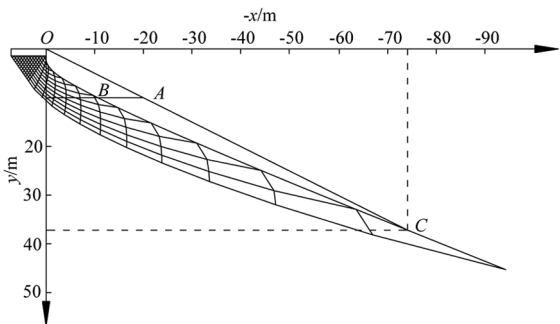


图 3 标准边坡统一极限坡面曲线计算
Fig. 3 Calculation of unified limit slope curve of standard homogeneous slope

边坡滑移线场计算得到的均质标准边坡的统一极限坡面曲线如图 3 中曲线 OBC 所示。图形 OBAO 的面积为 68.08 m^2 ,图形 OBCAO 的面积为 223.03 m^2 ,根据本文统一极限坡面曲线法定义的方法得到均质标准边坡安全系数为: $f=3.28$ 。

表 1 均质标准边坡安全系数计算结果

Table 1 Calculation results of safety factors of standard homogeneous slope

Bishop 法	Spencer 法	有限元法	强度折减法	本文方法
1.37	1.37	1.38	1.4	3.28

安全系数计算结果如表 1 所示,统一极限坡面曲线法与 Bishop 法、Spencer 法、有限元法、强度折减法(米君楠,2007)计算结果相同,均判定边坡处于稳定状态。但本文得到均质标准边坡的安全系数偏大,原因可能为本文方法与其它方法对安全系数的定义方式不同。

3.2 算例分析

王国体提出了应力状态法(王国体,2006),是一种以边坡内部土体应力状态计算边坡安全系数的方法,与条分法对比验证了应力状态法的正确性,本节选取文献中的均质边坡四个算例 1-1~1-4。条分法是计算边坡稳定性比较普遍的方法,选取文献的四个算例 2-1~2-4(邓东平等,2012;朱大勇等,2000;Malkawi AIH 等,2000)进行统一极限坡面曲线计算。有限元法也是数值模拟中的常用方法,选取使用有限元法计算边坡稳定性的文献(朱以文等,2005;郑颖人等,2005;秦忠国等,2016)中的 3 个算例 3-1~3-3 进行统一极限坡面曲线计算,具体算例参数及安全系数计算结果如表 2 所示。

分析可知,在表 2 中 10 个算例用统一极限坡面曲线法得到的安全系数均能够良好的与已有方法得到的安全系数吻合。但是边坡的坡面线过于平缓时,坡面线与统一极限坡面曲线不产生交点,用本文方法无法计算边坡稳定性系数。在坡角过小时,特别是坡角小于内摩擦角的情况,使用统一极限坡面曲线法不能计算边坡稳定性系数,但还是能判断边坡稳定系数大于 1,即边坡处于稳定状态。

4 统一极限坡面曲线法适用性分析

文献(方宏伟,2017;汪华斌,2002;王国体,2012)选取了多个样本,分别与圆弧滑动法、极限平衡法和应力状态法的分析结果相比较,得出文献所提出的方法的可靠度,在以上研究基础上,本文选取上述三个文献中 24 个样本(除去 $c=0$ 和 $\varphi=0$ 的样本)所提供的边坡土力学和物理参数

表 2 应力状态法边坡算例参数及安全系数计算结果

Table 2 Parameters of slope example in stress state method and calculation results of safety factors

算例	γ /($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	c /kPa	φ /($^{\circ}$)	α /($^{\circ}$)	H /(m)	应力状态法	条分法	Bishop 法	Spencer 法	GLE 法	Janbu 法	本文方法
1-1	19.5	40	8	26.6	15	1.020~1.430	1.19	-	-	-	-	1.122
1-2	18	8	20	18.4	9.5	1.188~1.391	1.15~1.20	-	-	-	-	无交点
1-3	18	10	20	26.6	20	1.41	1.34~1.67	-	-	-	-	1.475
1-4	19	2	12	26.6	6	0.734	0.619 8~0.674 8	-	-	-	-	0.355
						水平条分法	竖直条分法	Bishop 法	Spencer 法	GLE 法	Janbu 法	本文方法
2-1	20	3	19.6	26.6	10	0.934~0.985	0.935~0.985	0.987	0.986	0.98	0.99	0.986
2-2	18.82	41.65	15	33.7	20	1.250~1.403	1.261~1.404	1.409	1.388~1.406	-	1.346~1.414	1.589
2-3	17.64	9.8	10	26.6	5	1.154~1.352	1.183~1.342	1.344	1.324	1.278	-	1.286
2-4	17.64	10	10	26.6	5	-	-	1.358	1.293	-	1.314	1.316
						有限元法	-	Bishop 法	Spencer 法	GLE 法	Janbu 法	本文方法
3-1	19.5	10	15	30	10	1.001~1.090	-	-	-	-	-	1.008
3-2	20	42	17	45	20	1.21	-	-	1.2	-	-	1.1
3-3	19.6	3	19.6	26.6	10	0.988	-	0.987	0.986	0.986	0.99	0.999

(γ 、 c 、 φ 、 α 、 H),应用统一极限坡面曲线法进行计算,并与已有方法计算结果对比验证,算例参数及计算结果见表 3。在选取的 24 个样本利用安全系数法和应力状态法的吻合率分别为 67.7%、73.5%。

表 3 安全系数计算结果

Table 3 Calculation results of safety factors

序号	γ /($\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$)	c /kPa	φ /($^{\circ}$)	α /($^{\circ}$)	H /(m)	边坡实际状态	安全系数	本文安全系数
1	22.0	29.0	15	18	400	0	1.04	0.608
2	23.0	24.0	20	23	380	0	1.15	0.791
3	22.0	40.0	30	30	196	1	1.11	>1
4	22.54	29.4	20	24	210	1	1.06	0.988
5	22.0	21.0	23	30	257	0	1.10	0.391
6	23.5	10.0	27	26	190	0	1.02	>1
7	16.0	70.0	20	40	115	0	0.89	0.918
8	25.0	120.0	45	53	120	1	1.37	3.900
9	14.0	11.97	26	30	88	0	1.06	1.302
10	22.0	20.0	36	45	50	0	1.07	1.084
11	31.3	68.0	37	49	200.5	0	0.90	0.845
12	27.0	40.0	35	47.1	292	0	0.80	0.377
13	31.3	68.6	37	47	305	0	0.89	0.752
14	31.3	68.6	37	47	213	0	0.93	0.958
15	20.0	20.0	36	45	50	1	1.09	1.459
16	19.68	26.34	15	35	5.23	1	1.75	2.140
17	28.44	29.41	35	35	100	1	1.75	>1
18	20.6	16.28	26.5	30	40	1	1.25	3.751
19	14.0	11.97	26	30	88	0	1.02	1.506
20	25.0	120.0	45	53	120	1	1.30	3.935
21	26.0	150.06	45	50	200	1	1.20	6.122
22	19.63	11.97	13	22	12.19	1	1.35	1.288
23	21.83	8.62	20	28	12.8	0	1.03	1.441
24	19.06	11.71	20	35	21	0	1.09	0.929

注:边坡实际状态 1 表示稳定,0 表示破坏;安全系数>1 表示坡面线与极限坡面曲线无交点。

表 3 中利用本文提出方法计算得到的边坡安全系数计算结果表明,统一极限坡面曲线法与实际状态对比吻合率为 75.0%,相比与文献中的其他两种方法,极限坡面曲线法计算的得到的均质土坡稳定性分析结果与边坡实际状态具有较高的吻合率,本文方法适用于判断实际边坡状态。部分计算结果与均质土坡实际状态对比评价结果不吻合的原因可能在于,影响边坡稳定性的因素不止是上述所列出的土力学和物理参数 5 个参数,还有其它因素未考虑进入计算方法中,比如说水文力学参数、渗水压力等。本文计算得到的安全系数与安全系数法和应力状态法计算得到的安全系数对比表明,吻合率为 83.3%,造成差异的原因可能为两者定义安全系数的方式不同。

5 中间主应力对边坡稳定安全系数的敏感性分析

设均质土坡中间主应力系数在 $b=0 \sim 1$ 范围内变化,其它参数如内摩擦角 $\varphi=17^\circ$,土体容重 $\gamma=20 \text{ kN/m}^3$,粘聚力 $c=42 \text{ kPa}$,坡高 $H=20 \text{ m}$ 保持不变,用统一极限坡面法计算坡角 $\alpha=30^\circ \sim 50^\circ$ 时的边坡稳定安全系数,计算结果如图 4 所示。

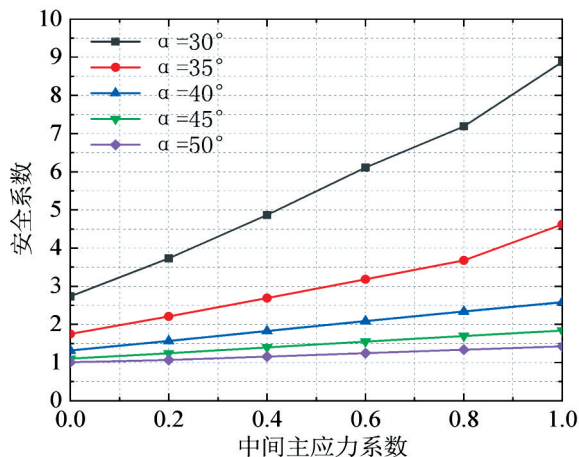


图 4 中间主应力变化时边坡安全系数计算结果

Fig. 4 Calculation results of slope safety factor with intermediate principal stress changes

中间主应力的变化对土质边坡稳定性的影响如图 4 所示,统一极限坡面曲线法计算得到的边坡稳定安全系数随着中间主应力系数增大而增大。在坡角较小时,中间主应力系数对土坡稳定性安全系数的影响较大。在坡角较小,为 30° 时,随着中间主应力系数增大,用统一极限坡面法计算得到的安全系数从 2.73 增大到 8.88,增幅达到

225.3%;在坡角较大,为 50° 时,随着中间主应力系数增大,用统一极限坡面法计算的边坡稳定安全系数从 1.01 增大到 1.42,增幅达到 40.6%。

随着坡角增大,中间主应力对统一极限坡面法计算得到的安全系数的影响增幅减小,且中间主应力对统一极限坡面法计算得到的安全系数的影响趋近于一条直线。以上分析结果表明中间主应力会对边坡极限坡面形状和安全系数产生很大影响,表示中间主应力是不可忽略的,在边坡稳定性评价中应考虑中间主应力的影响。

6 结论

本文提出的考虑中间主应力的统一极限坡面曲线法适用于均质土坡稳定性安全系数计算,虽然在坡角过小时,特别是坡角小于内摩擦角的情况,本文计算方法无法得到均质土坡安全系数值,使用统一极限坡面曲线法不能计算边坡稳定性系数,但还是能判断均质土坡边坡处于稳定状态。通过分析可以看出,本文提出的统一极限坡面曲线法在对均质土质边坡进行求解时能够较为简单快速地得到边坡滑移线场和极限坡面曲线,并可以快速求得边坡稳定安全系数。在文献中选取各类均质土坡稳定分析的算例,应用统一极限坡面曲线法得到的计算结果与应力状态法、条分法、有限元法等已有方法的分析结果相比较,其数值上具有可靠性,而且计算结果与边坡实际状态相比,本文提出的统一极限坡面曲线法与边坡实际状态具有较高的吻合率。而且分析了中间主应力对统一极限坡面曲线的影响,分析结果表明中间主应力会对边坡极限坡面形状和安全系数产生很大影响,表示中间主应力是不可忽略的。

[参考文献]

- 陈震. 1987. 散体极限平衡理论基础[M]. 北京: 水利电力出版社.
- 邓东平, 李亮. 2012. 水平条分法下边坡稳定性分析与计算方法研究[J]. 岩土力学, 33(10): 3179-3188.
- 方宏伟, 李长洪, 李波. 2014. 均质边坡稳定性极限曲线法[J]. 岩土力学, 35(S1): 156-164.
- 方宏伟. 2017. 边坡稳定性极限曲线法[M]. 北京: 科学出版社, 149.
- 侯超群. 2015. 斜坡地基极限承载力研究[D]. 长安大学.
- 米君楠. 2007. 参数变异性及样本容量对边坡可靠度影响的研究[D]. 浙江大学.

- 秦忠国,张向阳. 2016. 一种边坡稳定分析的新方法[J]. 岩土工程学报,38(05):946-951.
- 汪华斌,徐瑞春. 2002. BP神经网络在鱼洞河滑坡稳定性评价中的应用[J]. 长江科学院院报,19(04):62-64.
- 王国体. 2006. 以土体应力状态计算边坡安全系数的方法[J]. 中国工程科学,8(12):80-84.
- 王国体. 2012. 边坡稳定和滑坡分析应力状态方法[M]. 北京:科学出版社.
- 王军. 2020. 基于统一滑移线理论的土质边坡稳定性分析方法[D]. 西华大学.
- 王康年,王云,黄烨,吴文刚,杨秋平. 2021. 一种新的滑坡稳定性计算软件的结构设计[J]. 贵州地质,38(03):320-325.
- 俞茂宏,杨松岩,刘春阳,等. 1997. 统一平面应变滑移线场理论[J]. 土木工程学报,30(2):14-26+41.
- 俞茂宏. 岩土类材料的统一强度理论及其应用[J]. 岩土工程学报,1994,16(2):1-10.
- 张永强,范文,俞茂宏. 2000. 边坡极限荷载的统一滑移线解[J]. 岩石力学与工程学报,19(S1):994-996.
- 赵均海,张永强. 1999. 用统一强度理论和统一滑移线场理论求解某些塑性平面应变问题[J]. 机械工程学报,035(6):61-65.
- 郑颖人,赵尚毅. 2005. 岩土工程极限分析有限元法及其应用[J]. 土木工程学报,38(01):91-98+104.
- 朱大勇,钱七虎. 2000. 严格极限平衡条分法框架下的边坡临界滑动场[J]. 土木工程学报,33(05):68-74.
- 朱以文,吴春秋,蔡元奇. 2005. 基于滑移线场理论的边坡滑裂面确定方法[J]. 岩石力学与工程学报,24(15):2609-2616.
- Malkawi A I H, Hassan W F, Abdulla F A. 2000. Uncertainty and reliability analysis applied to slope stability[J]. Structural Safety, 22(2):161-187.

An New Analytical Method of Stability for Soil Slope Based on the Unified Slip-line Field

WANG Jun^{1,2,3}, LIU Yong¹, LI Xiao-wei³

(1. *Institute of Geophysical and Geochemical Prospecting, Bureau of Geology and Mineral Exploration and Development Guizhou Province, Guiyang 550018, Guizhou, China;*
2. *104 Geological Party, Guizhou Bureau of Geology and Mineral Exploration & Development, Duyun 58000, Guizhou, China;* 3. *Southwest University of Science and Technology, Mianyang 621000, Sichuan, China*)

[**Abstract**] Combining with the unified strength theory, the process of soil slopes and unified ultimate slope curve is introduced by using a graph method. Then a new method to define soil slope stability coefficient with unified limit slope curve and the positional relationship of the slope lines was carried out. For the homogeneous soil slopes, the new method can be used to obtain the unified limit slope curve quickly and accurately. The results of stability coefficient of the homogeneous soil slope obtained are consistent with those obtained by the existing methods, indicating that the results obtained by the present method are reliable. Meanwhile, the safety status of several homogeneous soil slope samples was also judged, the agreement rate by the unified limit slope curve method are higher than other methods, it shows the advantages of the unified limit slope curve method in judging the slope stability. The influence of intermediate principal stress to slope stability is discussed, the results show it has bigger effect on slope stability.

[**Key Words**] Unified Slip-Line; Soil Slope; Slope Curve; Stability Coefficient; Intermediate Principal Stress