

# 土坡渐进破坏的双安全系数讨论

唐芬<sup>1,2</sup>, 郑颖人<sup>1</sup>, 赵尚毅<sup>1</sup>

(1. 后勤工程学院 军事土木工程系, 重庆 400041; 2. 重庆交通大学 应用技术学院, 重庆 400042)

**摘要:** 边坡的破坏是一个渐进累积破坏过程, 在边坡剪切带的形成过程中, 土体的强度参数  $c$ ,  $\varphi$  以不同衰减速度进行衰减, 因此,  $c$ ,  $\varphi$  应有不同的安全储备。对不同土性的软化特征进行分析, 黏性土土坡随着剪切带的形成, 将发生损伤软化, 黏聚力  $c$  衰减远快于  $\varphi$  的衰减; 砂性土土坡随着剪切带的形成, 发生剪胀软化,  $\varphi$  衰减快于  $c$  衰减。根据不同衰减速度, 提出了黏性土土坡按  $SRF_2 > SRF_1$  的方式进行双安全系数分析, 砂性土土坡按  $SRF_1 > SRF_2$  方式进行双安全系数分析。同时, 提出在不同土性的土坡中,  $c$ ,  $\varphi$  按不同的方式进行配套折减, 供工程界参考和讨论, 以逐渐形成共识。

**关键词:** 土力学; 损伤软化; 剪胀软化; 双安全系数; 衰减速度

**中图分类号:** TU 441

**文献标识码:** A

**文章编号:** 1000 - 6915(2007)07 - 1402 - 06

## DISCUSSION ON TWO SAFETY FACTORS FOR PROGRESSIVE FAILURE OF SOIL SLOPE

TANG Fen<sup>1,2</sup>, ZHENG Yingren<sup>1</sup>, ZHAO Shangyi<sup>1</sup>

(1. Department of Military Civil Engineering, Logistic Engineering University of PLA, Chongqing 400041, China;

2. School of Applied Technology, Chongqing Jiaotong University, Chongqing 400042, China)

**Abstract:** Slope destroy is a progressive process. During the process of formation of the shear bands, the shear strength parameters  $c$ ,  $\varphi$  have different decay rates. So the margin of safety is different for parameters  $c$  and  $\varphi$ . The different softening characteristics of different soils were analyzed. The softening damage is found in the cohesive soil slope as formation of the shear bands, so the decay rate of cohesive  $c$  is more rapid than that of internal friction angle  $\varphi$ . The dilation and softening are disclosed in the sand soil slope, like the formation of the shear bands. The decay rate of internal friction angle  $\varphi$  is more rapid than that of cohesive parameter  $c$ . According to the different decay rates of parameters  $c$ ,  $\varphi$ , the modes of  $SRF_2 > SRF_1$  in the cohesive soil and  $SRF_1 > SRF_2$  in the sand soil were put forward. The different modes in the different soils were discussed to offer some references to relevant studies in geotechnical engineering.

**Key words:** soil mechanics; damage softening; dilation and softening; two safety factors; decay rate

## 1 引言

边坡的稳定性分析常用的方法主要有极限平衡条分法、有限元实际应力法<sup>[1]</sup>和有限元强度折减法<sup>[2~10]</sup>等, 在边坡稳定问题的分析中, 安全系数的

定义有多种形式, 当前被公认和应用较多的有 3 种形式<sup>[11]</sup>: (1) 基于强度储备的安全系数; (2) 超载储备安全系数; (3) 下滑力超载储备安全系数。若采用基于强度储备的安全系数定义, 使用极限平衡条分法<sup>[12]</sup>时边坡的稳定性进行分析时,  $c$ ,  $\varphi$  均采用同一安全系数(强度储备); 有限元强度折减法的基本

**收稿日期:** 2006 - 10 - 31; **修回日期:** 2007 - 02 - 20

**作者简介:** 唐芬(1968 -), 女, 1990年毕业于重庆交通学院河海系岩土工程专业, 现为博士研究生、副教授, 主要从事岩土与结构相互作用方面的教学与研究工作。E-mail: tangfen1968@yahoo.com.cn

原理也是将土体强度指标  $c$  和  $\varphi$  同时除以同一折减系数, 得到一组新的强度指标  $c_1$  和  $\varphi_1$ , 然后对边坡进行有限元分析, 通过不断增大折减系数使边坡达到临界破坏状态, 把此时的折减系数作为安全系数。

一般认为, 边坡发生滑动时, 剪切带的形成与土体的应变软化特性相关<sup>[12]</sup>。沈珠江等<sup>[13, 14]</sup>将土体的应变软化特性分为 3 种: 减压软化、剪胀软化以及损伤软化。对于黏性土的软化主要表现为损伤软化, 由于结构的破坏, 黏聚力迅速衰减; 砂土在常规条件下主要表现为剪胀软化, 由于剪胀即孔隙增大, 内摩擦角会迅速衰减。

在应变较小时, 土体具有较大的抗剪强度; 而当应变超过一定程度, 土体的抗剪强度明显降低, 即表现为强度衰减。但是, 抗剪强度参数的衰减速度与程度是不同的, 对于结构性黏土以及超固结黏土, 黏聚力衰减的速度远大于内摩擦角的衰减速度, 对于砂性土, 其内摩擦角衰减速度大于黏聚力衰减速度; 同时, 边坡发生滑动时, 其滑面土体的黏聚力与内摩擦角的作用机制也是不同的, 各自的安全储备应该不同, 因此, 在边坡的稳定分析中, 为了更为准确地反映  $c$ ,  $\varphi$  各自的安全储备, 考虑采用不同的安全系数或折减系数是非常必要的。

## 2 边坡的双安全系数的提出

潘家铮最大、最小值原理: 滑坡若能沿许多滑面滑动, 则失稳时, 真实的滑裂面是提供最小的抗滑能力的可能滑动面破坏(最小值原理); 边坡发生滑动时, 其内力会自动调整, 以发挥最大的抗滑能力(最大值原理)。传统的极限平衡条分法分析时,  $c$ ,  $\varphi$  采用同一安全系数, 在强度折减法中, 也采用同一折减系数进行同步折减。边坡发生滑动时, 滑面土体的黏聚力与内摩擦角会发挥各自的作用, 同时, 它们也会发生相应的衰减, 但黏聚力与内摩擦角所起的作用、各自发挥程度及其衰减速度与程度是不同的。因此, 在极限平衡条分法稳定性分析中,  $c$ ,  $\varphi$  应有不同安全系数; 在强度折减法中, 也应采用不同的折减系数, 即双安全系数或双折减系数, 即

$$\left. \begin{aligned} \tan \varphi_1 &= \frac{\tan \varphi}{SRF_1} \\ c_1 &= \frac{c}{SRF_2} \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

式中:  $SRF_1$  为内摩擦角  $\varphi$  的折减系数;  $SRF_2$  为黏

聚力  $c$  的折减系数;  $c_1$ ,  $\varphi_1$  分别为折减后土体的黏聚力和内摩擦角。

在边坡发生滑动时, 黏聚力与摩阻力到底谁先发挥作用, 其发挥程度及衰减速度、程度等到目前为止相关文献很少。在边坡稳定性分析中, D. W. Taylor 的摩擦圆分析法中采用  $c$ ,  $\varphi$  为不同的安全系数<sup>[15]</sup>, 认为滑动面上的抵抗力包括土的摩阻力及黏聚力两部分, 在边坡发生滑动时, 滑动面上摩阻力首先得到充分发挥, 然后才由土的黏聚力作补充。因此, 边坡的安全系数定义为滑面土体实际的黏聚力  $c$  与为使边坡达到极限平衡时滑动面上所需要发挥的黏聚力  $c_1$  的比值, 即

$$F_s = \frac{c}{c_1} \quad (2)$$

此安全系数定义隐含了  $\varphi$  的安全储备为 1 的前提条件, 这就是  $c$ ,  $\varphi$  不同安全储备的雏形。 $\varphi$  不折减说明边坡滑动中随着剪切带的形成,  $\varphi$  不会发生衰减, 滑动前后  $\varphi$  保持不变, 这与目前关于土体应变软化的试验结果尤其是砂土的试验结果软化不符, 可见是一种比较粗糙的分析方法。

另外, 超载储备安全系数定义中, 通过增大下滑力但不增大抗滑力来计算边(滑)坡安全系数, 即将荷载(主要是自重)增大  $F_s$  后, 坡体达到极限平衡状态, 按此定义有

$$\frac{\int_0^l (c + F_s \sigma \tan \varphi) dl}{F_s \int_0^l \tau dl} = \frac{\int_0^l \left( \frac{c}{F_s} + \sigma \tan \varphi \right) dl}{\int_0^l \tau dl} = 1 \quad (3)$$

从此定义可以看出, 超载储备安全系数实质上就相当于只折减黏聚力  $c$  值的强度储备安全系数, 此定义虽没有提出  $c$ ,  $\varphi$  的不同安全系数概念, 但其结果是:  $\varphi$  的安全储备为 1,  $c$  的安全储备为  $F_s$ , 这与 D. W. Taylor 的摩擦圆分析法有异曲同工之效。

边坡的破坏是一个渐进累积破坏过程<sup>[11]</sup>。边坡滑动面上的应力、应变分布不均匀, 在外部因素作用下, 滑动面的某些区域应变超过一定的值或者剪力超过其抗剪强度, 率先进入软化阶段, 抗剪强度衰减, 原本由这些区域的部分剪力转移到周围的土体, 进而可能使周围土体也进入软化阶段。如果不断推进则可能形成一剪切带, 最终将导致边坡的破坏。

关于土体的应变软化及剪切带的形成机制, 许多学者进行了大量的试验研究。早在 1937 年, Terzaghi 就提出了土软化的力学性质, 发现裂隙黏

土峰值强度随时间降低；1948年，Terzaghi等在边坡工程中发现土体的应变软化特性在宏观上表现为边坡渐进累积破坏，随着应变增加，土体抗剪强度从峰值强度降低为残余强度是边坡渐进累积破坏的内因所在。

1964年，Skempton在第四届Rankine讲座中着重分析了超固结土边坡的长期稳定性问题<sup>[16]</sup>。他根据试验结果(如图1所示)，在给定有效应力的直剪试验时，超固结土能承受的抗剪强度有一个极限值，即“峰值强度”。通常试验时达到峰值强度后立即结束试验，把峰值强度作为该给定应力下的抗剪强度。然而，如在达到峰值强度后继续增大剪切位移可以发现，随着剪切位移的增大，超固结土的抗剪强度有所减小，最后达到一个稳定的抗剪强度，即残余强度。同时也可得到其峰值强度和残余强度包络线。从试验结果可以发现，随着应变增加，超固结土残余强度参数中，黏聚力衰减的速度远大于内摩擦角的衰减速度<sup>[13]</sup>。对于结构性黏土均发现有此变化规律。

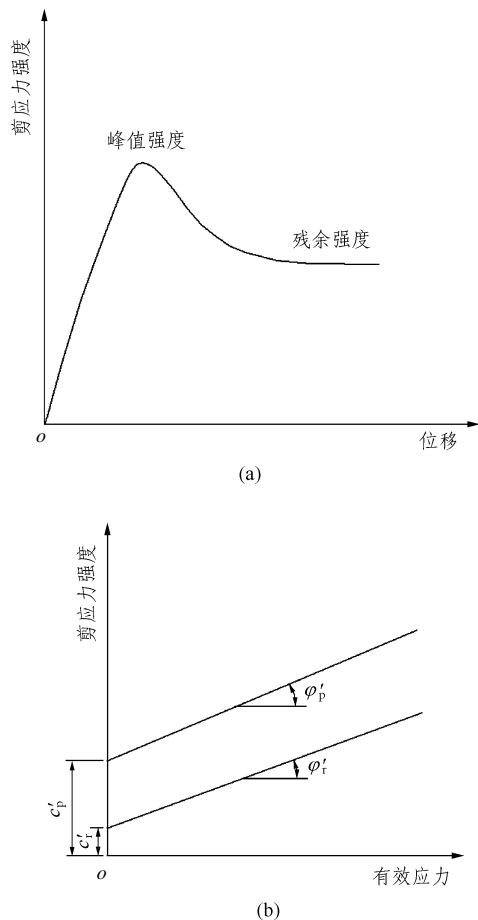


图1 固结土直剪试验结果(Skempton, 1964年)

Fig.1 Results of direct shear test of clay(Skempton, 1964)

砂土的抗剪强度主要表现为摩擦强度，而摩擦强度主要分成两部分<sup>[14]</sup>：滑动力和咬合力。滑动摩擦又存在不规则表面的咬合和“自锁”作用；土颗粒的重排与颗粒破碎是土颗粒之间咬合而发生的两种现象。在剪切时，剪切面处的颗粒会发生提升错动、转动、拔出，并伴随着土体的体积变化、颗粒的重新定向排列及颗粒本身的破坏断裂，发生剪胀软化，因为剪胀，土体的孔隙增大，土体的内摩擦角会迅速衰减，其衰减的速度大于黏性土的内摩擦角衰减的速度。

### 3 抗剪强度参数 $c$ , $\phi$ 的双折减系数条分法

要研究  $c$ ,  $\phi$  在边坡滑动时各自的发挥程度与发挥秩序，以及衰减速度与程度，也就是要确定折减系数  $SRF_1$  与  $SRF_2$  各自的大小关系。

在边坡滑动时，有两种比较极端的情况，一种是摩阻力先充分发挥作用，然后才由黏聚力作补充；另一种是黏聚力先充分发挥作用，然后才由摩阻力作补充。这2种情况中，第1种在边坡滑动中，摩阻力保持不变，即  $\phi$  不衰减，黏聚力衰减；第2种情况刚好相反，黏聚力  $c$  不衰减， $\phi$  衰减。而在实际的边坡发生滑动时，滑动面上摩阻力与黏聚力可能同时发挥作用和同时衰减，只是其发挥程度和衰减的速度不同而已。

将均质边坡进行竖直条分成  $n$  个条块，土条  $i$  上的作用力有重力  $W_i$ 、滑面上的法向反力  $N_i$  和切向反力  $T_i$ 、土条两侧的竖向剪切力  $X_i$ ,  $X_{i+1}$  及法向力  $E_i$ ,  $E_{i+1}$ ，其中有5个未知数，但只能建立3个平衡方程，因此为超静定问题，为了求得  $T_i$  和  $N_i$ ，必须对土条两侧作用力作适当的假定。条块受力分析情况见图2，若不考虑条块之间的竖向剪切力，根据土条  $i$  的竖向平衡可得

$$W_i - T_i \sin \alpha_i - N_i \cos \alpha_i = 0 \tag{4}$$

即

$$N_i \cos \alpha_i = W_i - T_i \sin \alpha_i \tag{5}$$

若  $c$ ,  $\phi$  的折减系数不同时，当  $\phi$  的折减系数为  $SRF_1$ ,  $c$  的折减系数为  $SRF_2$ , 某一土条  $i$  可达到极限平衡，滑面上的切向力刚好与抗剪强度相平衡，即滑面上的切向力为

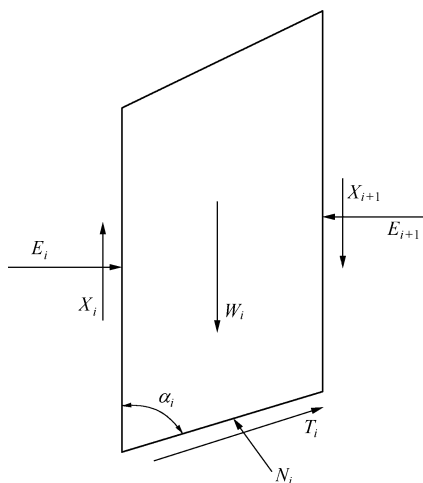


图 2 条块受力分析

Fig.2 Forces of a soil slice

$$\left. \begin{aligned} T_i &= \frac{1}{SRF_1} N_i \tan \varphi_i + \frac{c_i l_i}{SRF_2} \\ N_i \cos \alpha_i &= W_i - \frac{1}{SRF_1} N_i \tan \varphi_i \sin \alpha_i - \frac{1}{SRF_2} c_i l_i \sin \alpha_i \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

即

$$N_i = \frac{W_i - \frac{c_i l_i \sin \alpha_i}{SRF_2}}{\cos \alpha_i + \frac{1}{SRF_1} \tan \varphi_i \sin \alpha_i} \quad (7)$$

根据  $K = \frac{M_r}{M_s} = \frac{\sum (N_i \tan \varphi_i + c_i l_i)}{\sum W_i \sin \alpha_i}$  得到

$$\frac{\sum \left( \frac{W_i - \frac{1}{SRF_2} c_i l_i \sin \alpha_i}{\cos \alpha_i + \frac{1}{SRF_1} \tan \varphi_i \sin \alpha_i} \frac{\tan \varphi_i}{SRF_1} + \frac{c_i l_i}{SRF_2} \right)}{\sum W_i \sin \alpha_i} = 1 \quad (8)$$

整理后, 可得

$$\frac{\sum \left( \frac{W_i \tan \varphi_i}{SRF_1} + \frac{c_i l_i \cos \alpha_i}{SRF_2} \right)}{\sum W_i \sin \alpha_i \left( \cos \alpha_i + \frac{1}{SRF_1} \tan \varphi_i \sin \alpha_i \right)} = 1 \quad (9)$$

## 4 算 例

### 4.1 算例 1

取  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ ,  $E = 10^3 \text{ kPa}$ ,  $\mu = 0.3$ , 坡高为 10 m, 坡角为  $30^\circ$  的边坡,  $c = 30 \text{ kPa}$ ,  $\varphi = 10^\circ$ ,

黏性土坡, 2 个折减系数不同时,  $c$ ,  $\varphi$  按比例折减, 令  $k = SRF_2 / SRF_1$ , 与  $c$ ,  $\varphi$  同一折减系数时的折减系数进行对比分析, 同时用有限元强度折减法的计算结果作印证。边坡达到极限平衡时, 滑动面位置如图 3 所示; 不同折减方法时同一黏性土土坡中的折减系数见表 1。

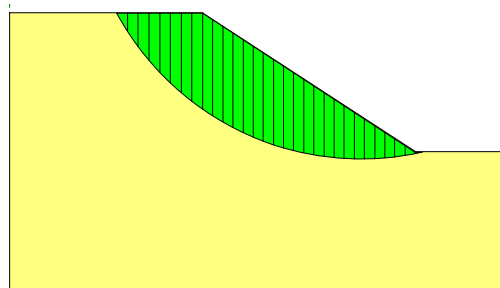


图 3 黏性土土坡临界滑动面

Fig.3 Critical slip surface of cohesive soil slope

表 1 不同折减方法时同一黏性土土坡中的折减系数

Table 1 Reduction factors of different methods for the same clay slope

折减方法	计算方法	$\varphi$ 的折减系数 $SRF_1$	$c$ 的折减系数 $SRF_2$	两折减系数的平均值	误差分析 /%
$c, \varphi$ 同步折减	强度折减条分法	1.530	1.530	1.530	0.000
	有限元强度折减法	1.560	1.560	1.560	0.000
$c$ 只折减 $c$ ( $k = 2.02$ )	强度折减条分法	1.000	2.020	1.510	-1.307
	有限元强度折减法	1.000	2.090	1.545	-0.960
$c, \varphi$ 按 $k = 0.60$ 折减	强度折减条分法	2.190	1.314	1.752	14.510
	有限元强度折减法	2.210	1.320	1.765	13.140
$c, \varphi$ 按 $k = 1.60$ 折减	强度折减条分法	1.140	1.824	1.482	-3.137
	有限元强度折减法	1.150	1.840	1.495	-4.170

注: 误差计算基础是由传统的  $c, \varphi$  按同一折减系数法所得的计算结果。

从表 1 可以看出, 边坡滑动时, 若  $c$  充分发挥作用时(如表 1 中  $k = SRF_2 / SRF_1 = 0.60$ ),  $c$  的衰减速度小于  $\varphi$  的衰减速度, 此时能产生更大的抵抗力(符合潘家铮最大值原理), 但是边坡要发生滑动, 必先形成剪切带, 随着剪切带的形成, 土体表现出应变软化, 而黏性土的软化主要表现为损伤软化, 黏聚力迅速衰减。在滑动时, 黏聚力已经很小了, 因此, 黏聚力  $c$  的折减系数应远大于  $\varphi$  的折减系数(如  $k = 1.6$ )。计算结果表明: 对于黏性土土坡, 只折减黏聚力  $c$  的强度储备分析法(如 Taylor 的摩擦圆分析法和超载安全系数法)和  $k > 1.00$  (如  $k = 1.60$ ) 时

是比较合理的。但是黏性土强度衰减，并不是只有黏聚力衰减，内摩擦角也有一定程度的衰减，只是其衰减速度小于黏聚力的衰减速度。因此，Taylor的摩擦圆分析法或超载安全系数法也不太合理，按  $k = SRF_2 / SRF_1 > 1$  方式折减是比较符合实际的。传统的同一折减系数过高地评价了边坡的稳定性。

4.2 算例 2

取  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ ,  $E = 10^3 \text{ kPa}$ ,  $\mu = 0.3$ , 坡高 10 m, 坡角为  $30^\circ$  的边坡,  $c = 10 \text{ kPa}$ ,  $\varphi = 25^\circ$  的砂性土土坡,  $c$ ,  $\varphi$  按比例折减, 令  $k = SRF_2 / SRF_1$ , 并与  $c$ ,  $\varphi$  同一折减系数时的折减系数进行对比分析。其临界滑动面见图 4; 不同折减方法时同一砂性土土坡中的折减系数见表 2。

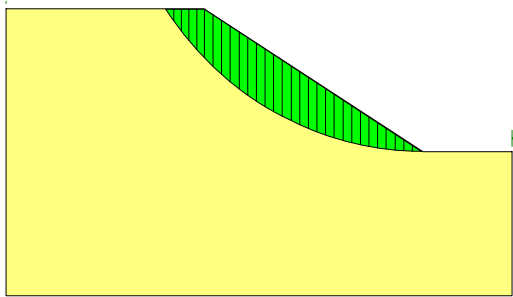


图 4 砂性土临界滑动面

Fig.4 Critical slip surface of sand soil slope

表 2 不同折减方法时同一砂性土土坡中的折减系数

Table 2 Reduction factor of different methods for the same sand slope

折减方法	分析方法	$\varphi$ 的折减系数 $SRF_1$	$c$ 的折减系数 $SRF_2$	两折减系数的平均值	误差分析 /%
$c, \varphi$ 同步折减	强度折减条分法	1.475	1.475	1.475	0.000
	有限元强度折减法	1.490	1.490	1.490	0.000
只折减 $c$ ( $k = 6.10$ )	强度折减条分法	1.000	6.100	3.550	140.678
	有限元强度折减法	1.000	6.400	3.700	148.320
只折减 $\varphi$ ( $k = 0.54$ )	强度折减条分法	1.850	1.000	1.425	-3.390
	有限元强度折减法	1.920	1.000	1.460	-2.010
$c, \varphi$ 按 $k = 0.60$ 折减	强度折减条分法	1.770	1.062	1.416	-4.000
	有限元强度折减法	1.800	1.080	1.440	-3.360
$c, \varphi$ 按 $k = 1.60$ 折减	强度折减条分法	1.280	2.048	1.664	12.810
	有限元强度折减法	1.300	2.100	1.700	14.090

从表 2 可以看出, 边坡滑动时, 若  $\varphi$  充分发挥作用时(如表 2 中只折减  $c$ ),  $\varphi$  的衰减速度小于  $c$  的衰减速度, 此时能产生更大的抵抗力(符合潘家铮最大值原理), 但是, 砂土表现出剪胀软化, 剪切带形

成时, 剪切面处的颗粒会发生提升错动、转动、拔出, 并伴随着土体的体积变化、颗粒的重新定向排列及颗粒本身的破坏断裂, 内摩擦角会迅速衰减,  $\varphi$  的折减系数应远大于  $c$  的折减系数(如  $k = 0.60$ )。计算结果表明: 对于砂土土坡, 只折减黏聚力  $c$  的强度储备分析法(如 Taylor 的摩擦圆分析法和超载安全系数法)和  $k > 1.00$  (如  $k = 1.60$ ) 时不合理, 按  $k = SRF_2 / SRF_1 < 1.00$  方式折减是更符合实际的砂土剪胀软化特性, 传统的同一折减系数同样也高估了砂土边坡的稳定性。

5 结 论

(1) 采用强度折减条分法与有限元强度折减法对边坡的稳定性分析时, 采用了基本一致的假定, 从而能得到非常相近的结论。说明强度折减条分法的式(7)是正确的。

(2) 边坡破坏是一个渐进累积破坏过程, 在边坡滑动剪切带的形成过程中, 土体的强度参数  $c, \varphi$  以不同衰减速度衰减。因此,  $c, \varphi$  应有不同的安全储备。

(3) 对于黏性土土坡, 随着剪切带的形成, 土体表现出损伤软化, 黏聚力迅速衰减, 黏聚力的衰减速度大于内摩擦角的衰减速度, 在强度折减法中, 按  $k = SRF_2 / SRF_1 > 1.00$  方式折减是比较符合实际的。

(4) 对于砂性土土坡, 随着剪切带的形成, 土体表现出剪胀软化, 内摩擦角迅速衰减, 内摩擦角的衰减速度大于黏聚力的衰减速度, 在强度折减法中, 按  $k = SRF_2 / SRF_1 < 1.00$  方式折减较符合实际。

本文基于边坡渐进破坏土体的应变软化的不同特点, 提出  $c, \varphi$  不同折减系数供大家讨论以逐渐形成共识。

参考文献(References):

[1] 李育超. 基于实际应力状态的土质边坡稳定性分析研究[博士学位论文][D]. 杭州: 浙江大学, 2006: 17 - 19.(LI Yuchao. Soil slope stability analysis based on the actual stress[Ph. D. Thesis][D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2006: 17 - 19.(in Chinese))

[2] 陈祖煜. 土质边坡稳定性分析——原理·方法·程序[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2003: 87 - 120.(CHEN Zuyu. Soil slope stability analysis—theory, method, and programs[M]. Beijing: China Water Power Press, 2003: 87 - 120.(in Chinese))

- [3] 刘金龙, 栾茂田, 赵少飞, 等. 关于强度折减有限元方法中边坡失稳判据的讨论[J]. 岩土力学, 2005, 26(8): 1 345 - 1 348.(LIU Jinlong, LUAN Maotian, ZHAO Shaofei, et al. Discussion on criteria for evaluating stability of slope in elastoplastic FEM based on shear strength reduction technique[J]. Rock and Soil Mechanics, 2005, 26(8): 1 345 - 1 348.(in Chinese))
- [4] 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): 3 381 - 3 388.(ZHENG Yingren, ZHAO Shangyi. Application of strength reduction FEM to soil and rock slopes[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, 23(19): 3 381 - 3 388.(in Chinese))
- [5] 赵尚毅, 郑颖人, 张玉芳. 极限分析有限元法讲座——II 有限元强度折减法中边坡失稳的判据探讨[J]. 岩土力学, 2005, 26(2): 332 - 336.(ZHAO Shangyi, ZHENG Yingren, ZHANG Yufang. Study on slope failure criterion in strength reduction finite element method[J]. Rock and Soil Mechanics, 2005, 26(2): 332 - 336.(in Chinese))
- [6] UGAI K. A method of calculation of total factor of safety of slopes by elastoplastic FEM[J]. Soils and Foundations, 1989, 29(2): 190 - 195.
- [7] MATSUI T, SAN K C. Finite element slope stability analysis by shear strength reduction technique[J]. Soils and Foundations, 1992, 32(1): 59 - 70.
- [8] GRIFFITHS D V, LANE P A. Slope stability analysis by finite elements[J]. Geotechnique, 1999, 49(3): 387 - 403.
- [9] DAWSON E M, ROTH W H, DRESCHER A. Slope stability analysis by strength reduction[J]. Geotechnique, 1999, 49(6): 835 - 840.
- [10] 刘明维, 郑颖人. 基于有限元强度折减确定滑坡多级滑动面方法[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, 25(8): 1 544 - 1 549.(LIU Mingwei, ZHENG Yingren. Determination methods of multi-slip surfaces landslide based on strength reduction FEM[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006, 25(8): 1 544 - 1 549.(in Chinese))
- [11] 郑颖人, 赵尚毅. 边(滑)坡工程设计中安全系数的讨论[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, 25(9): 1 937 - 1 940.(ZHENG Yingren, ZHAO Shangyi. Discussion on safety factors of slope and landslide engineering design[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006, 25(9): 1 937 - 1 940.(in Chinese))
- [12] 程东幸, 刘大安, 丁恩保, 等. 滑带土长期强度参数的衰减特性研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(增 2): 5 827 - 5 834.(CHENG Dongxing, LIU Da'an, DING Enbao, et al. Study on attenuation characteristics of long-term strength for landslide soil[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(Supp.2): 5 827 - 5 834.(in Chinese))
- [13] 沈珠江. 理论土力学[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2000.(SHEN Zhujiang. Theoretical soil mechanics[M]. Beijing: China Water Power Press, 2000.(in Chinese))
- [14] 蔡正银. 砂土的渐进破坏及其数值模拟方法[C]// 2006 年三峡库区地质灾害与岩土环境学术研讨会. 重庆: [s. n.], 2006: 72 - 81.(CAI Zhengyin. Progressive failure of sand and its mathematic model[C]// Academic Research and Discussion on the Geological Hazard and Environmental Geotechnics in the Three Gorges Reservoir. Chongqing: [s. n.], 2006: 72 - 81.(in Chinese))
- [15] 洪毓康. 土质学与土力学[M]. 北京: 人民交通出版社, 1979: 189 - 193.(HONG Yukang. Soil property and soil mechanics[M]. Beijing: China Communications Press, 1979: 189 - 193.(in Chinese))
- [16] 李广信. 高等土力学[M]. 北京: 清华大学出版社, 2005: 116 - 126.(LI Guangxin. Advanced soil mechanics[M]. Beijing: Tsinghua University Press, 2005: 116 - 126.(in Chinese))

## 下期内容预告

下期《岩石力学与工程学报》主要发表下列内容的文章:

- (1) 三维边坡严格与准严格极限平衡解答及工程应用;
- (2) 严格三维极限平衡法;
- (3) 地铁车站结构振动台试验及地震响应的三维数值模拟;
- (4) 采矿诱发地震三个特征震源深度的探讨;
- (5) 《岩石力学与工程学报》近年发展态势;
- (6) 基于破损演化理论的混凝土 CT 图像定量分析;
- (7) 考虑动态应变率效应的混凝土单轴拉伸统计损伤模型;
- (8) 块体理论在荒沟抽水蓄能电站地下厂房系统硐室群围岩稳定性分析中的应用;
- (9) 短文(研究进展与工程实录)。