

变形参数对土坡稳定安全系数的影响

景卫华¹, 王克东², 朱俊高³, 李涛章¹

(1. 南京市长江河道管理处, 江苏 南京 210011; 2. 陕西省电力设计院勘测室, 陕西 西安 710054;
3. 河海大学岩土工程研究所, 江苏 南京 210098)

摘要 利用有限元极限平衡法对土坡在不同变形条件下稳定性的变化规律进行研究。对3种不同填筑情况、不同土质的土坡进行稳定性计算分析, 土体本构模型分别采用线弹性模型和邓肯-张 $E-\nu$ 非线性弹性模型。计算中, 分别变化了土体的弹性模量(或参数 K)、泊松比(或参数 G)以及内摩擦角。结果表明: 变形参数对土坡稳定安全系数有一定影响, 弹性模量对土坡稳定安全系数几乎没有影响, 而泊松比对土坡稳定安全系数影响较大, 考虑变形影响的有限元法用于土坡稳定性分析具有一定优势。

关键词 土体变形; 土坡稳定; 有限元法; 极限平衡法

中图分类号 :TU457 **文献标识码** :A **文章编号** :1006-7647(2010)02-0017-04

Effect of deformation parameters on safety factor of slope stability//JING Wei-hua¹, WANG Ke-dong², ZHU Jun-gao³, LI Tao-zhang¹ (1. Nanjing Bureau of Yangtze River Waterway Management, Nanjing 210011, China; 2. Shanxi Electric Power Industry Investigation Design Institute, Xi'an 710054, China; 3. Geotechnical Engineering Institute of Hohai University, Nanjing 210098, China)

Abstract: The finite element method (FEM) was employed to study the variation rules of stability of soil slopes under different deformation conditions. The stability of 3 kinds of slopes with different filling situations and soils was calculated and analyzed. The constitutive models for soil slopes employed the linearly elastic model and Duncan-Chang's $E-\nu$ model with various values of Young's modulus (or parameter K), Poisson's ratio (or parameter G) and internal friction angle. The calculated results show that the deformation parameters have certain influence on the safety factor of soil slopes. The Young's modulus almost has no influence on the safety factor, but the Poisson's ratio has much influence on it. The FEM considering deformation of soil slopes is of superiority in the analysis of slope stability.

Key words: soil deformation; slope stability; finite element method; limit equilibrium method

土坡稳定是岩土工程的一个经典的问题, 迄今为止, 最常用的稳定分析方法仍然是假定边坡土体为刚体的极限平衡法^[1-2], 如瑞典条分法、毕肖普法等, 相关研究很多。建立在刚体极限平衡理论基础上的各种土坡稳定分析方法均假定滑动土体为刚体, 滑面上应力为自重应力或自重应力的分力, 无法考虑土体内部的应力应变关系以及土坡形成过程中的应力重分布, 因而不能获得滑体内部或滑面上的真实应力。实际上, 在土坡填筑或开挖过程中, 由于边坡形状、土体性质等的不同, 自重应力作用下的边坡土体会产生应力重新分布, 其中的应力状态与极限平衡方法中所假定的应力状态是不一样的。实践表明, 土坡稳定性和其变形有着十分密切的关系。一个土坡在发生整体滑动破坏之前, 往往伴随着相

当大的垂直沉降和侧向变形^[3]。从受力变形的角度看, 土体变形必然引起其内部的应力重分布, 因而也必然产生边坡稳定性的变化。反过来讲, 刚体极限平衡法因为没有考虑边坡的变形及应力重分布, 肯定就没有准确地反映边坡的稳定性, 其计算结果是有误差的。然而, 假定边坡土体为刚体, 即不考虑土坡的变形及应力重分布对计算的边坡稳定安全系数的影响及影响规律至今研究较少。因此, 研究土体变形对边坡稳定性的影响, 考虑边坡应力重分布后的稳定性对评价刚体极限平衡法的可靠性以及进一步准确计算边坡的稳定安全系数具有重要意义。土体变形以及应力重分布与土体强度和变形参数关系密切, 因此, 笔者重点研究变形参数对土坡稳定性的影响。

有限元法能较好地反映土体结构的应力应变特性,而且对复杂边界条件有良好的适用性。因此,不少学者致力于有限元应用于土坡稳定分析的研究,提出了一些有价值的方法^[1]。Giam 等^[4]的模式搜索法、殷宗泽等^[5]提出的基于有限元应力变形计算的边坡稳定分析方法,以及周资斌^[6]、邵龙潭等^[7]的方法都属于此类。近年来,强度折减法更是受到了很多研究人员的重视^[8-10],但由于该方法破坏标准的确定尚值得深入研究,实际应用仍受到限制。

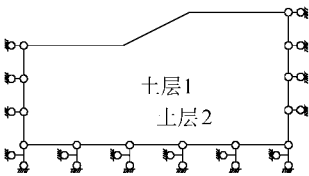
尽管人们对有限元用于边坡稳定分析的方法研究较多,但与刚体极限平衡法结果相比,利用有限元法计算时考虑边坡变形及应力重分布究竟具有什么优势,研究甚少。张培文等^[11]利用有限元强度折减法简单分析了弹性模量和泊松比对安全系数的影响,但没有进行定量分析,只是重点对弹性模量和泊松比折减的必要性及折减方法进行讨论。至于用有限元极限平衡法进行弹性模量和泊松比对安全系数影响的研究则很少。

有限元极限平衡法是利用有限元方法计算土坡的应力场,再利用极限平衡法计算不同滑弧的稳定安全系数,从而寻找最小安全系数,确定土坡的稳定安全系数。笔者利用该方法对3种填方土坡的稳定性分别进行计算分析,研究土坡在不同变形参数情况下稳定安全系数的变化规律,得出一些有益的结论。

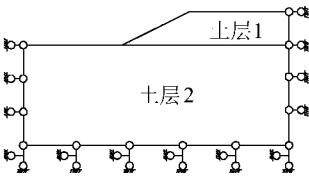
1 原理及方法

如前所述,有限元极限平衡法以有限元应力应变分析为基础,搜索最危险滑动面,得到边坡的稳定安全系数。首先,采用河海大学岩土工程研究所研制的平面有限元程序 BCF 对边坡进行应力变形计算,得到边坡土体的应力场。然后根据式(1)安全系数的定义,由有限元计算得的应力计算边坡给定圆弧滑面的安全系数 F_s 。最后,假定若干滑动面,通过最优化方法确定最危险滑动面以及相应的最小安全系数即认为是边坡的稳定安全系数。

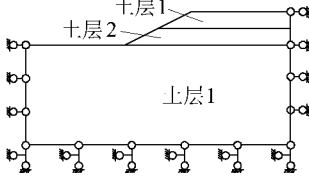
$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n (c_i + \sigma_i \tan \varphi_i) l_i}{\sum_{i=1}^n \tau_i l_i} \tag{1}$$



(a) 土坡1:均质单一土坡



(b) 土坡2:地基为软弱土层



(c) 土坡3:土坡中有软弱土层

图1 3种土坡计算简图

式中: τ_i 、 σ_i 分别为滑动面上第 i 个单元沿滑动面切线方向上的剪应力和垂直于该面上的法向应力; c_i 、 φ_i 分别为相应单元的黏聚力和内摩擦角; l_i 为滑动面被第 i 个单元所切割的长度; n 为该滑动面穿过的单元总数。

本文有限元计算所采用的土体本构模型分别为线弹性模型和邓肯-张 $E-\nu$ ^[12]模型。模型参数有 R_f 、 K 、 n 、 G 、 F 、 D 、 c 、 φ , 此外实际计算时还需用到卸荷情况的弹性模量参数 K_{ur} , 本文取 $K_{ur} = 2K$ 。

对线弹性材料,弹性模量 E 和泊松比 ν 是反映土体变形特性的基本参数,可以通过其不同取值来反映土体变形性质的不同。因而,对于线弹性模型,直接改变 E 和 ν 值的大小,研究土坡的变形及应力重分布;对于邓肯-张非线性弹性模型, K 和 G 的变化直接影响 E 和 ν , 这2个参数是影响弹性模量和泊松比的主要参数。因此,可以通过这2个参数的改变反映边坡土体不同的变形特性。

2 变形参数对简单土坡稳定性的影响分析

为了分析变形及应力重分布对土坡稳定性的影响,对3种简单填方土坡进行了研究。土坡1为简单均质土坡,土坡2假定地基和堤身为2种不同土质,土坡3则假定2种土质互层分布。路堤高5m,坡比1:2(图1)。有限元计算区域:坡肩、坡脚到左右两端距离各取15m,地基厚取15m,边界约束情况如图1所示。计算考虑边坡分层填筑,将荷载分11级施加。计算取用的各土层参数如表1所示。

对图1中的3种土坡方案用有限元极限平衡法进行计算分析。计算时分别考虑 E 、 ν (或 K 、 G) 的变化来反映土坡变形特性的差异。将表1所示的参数作为基本参数,改变 E 、 ν (或 K 、 G) 进行计算,即将 E 、 ν (或 K 、 G) 折减100%、90%、80%、70%、60%时计算图1中3种土坡的稳定性。对土体分别采用线性、非线性弹性模型进行计算。对非线性弹性模型,通过 K 、 G 折减实现弹性模量 E 和 ν 的折减。

计算方案和计算结果如表2所示,其中,方案1为 E 、 ν (或 K 、 G) 直接取表1中的值,而方案2~9中的每个方案只变化1个参数。

同时,用刚体极限平衡法(瑞典法和简化 Bishop

表 1 各土层计算参数

土层	$\rho/(\text{kg}\cdot\text{m}^{-3})$	$\varphi(^{\circ})$	c/kPa	非线性模型参数					线弹性模型参数		
				R_f	K	n	G	F	D	E/MPa	ν
1	1900	26.0	10.0	0.8	120.0	0.3	0.4	0.01	3.0	12	0.4
2	1800	24.0	15.0	0.8	80.0	0.3	0.4	0.01	3.0	8	0.4

表 2 有限元极限平衡法计算的各土坡稳定安全系数

模型	土坡	土坡稳定安全系数									
		方案 1 E 折减 100%	方案 1 ν 折减 100%	方案 2 E 折减 90%	方案 3 ν 折减 90%	方案 4 E 折减 80%	方案 5 ν 折减 80%	方案 6 E 折减 70%	方案 7 ν 折减 70%	方案 8 E 折减 60%	方案 9 ν 折减 60%
线性	1	2.273	2.273	2.273	2.243	2.273	2.218	2.273	2.210	2.273	2.165
	2	2.213	2.213	2.213	2.163	2.213	2.122	2.213	2.095	2.213	2.065
	3	2.240	2.240	2.240	2.200	2.240	2.187	2.240	2.170	2.240	2.144
模型	土坡	土坡稳定安全系数									
		方案 1 K 折减 100%	方案 1 G 折减 100%	方案 2 K 折减 90%	方案 3 G 折减 90%	方案 4 K 折减 80%	方案 5 G 折减 80%	方案 6 K 折减 70%	方案 7 G 折减 70%	方案 8 K 折减 60%	方案 9 G 折减 60%
非线性	1	2.292	2.292	2.295	2.239	2.299	2.227	2.312	2.193	2.319	2.174
	2	2.248	2.248	2.251	2.170	2.252	2.112	2.270	2.027	2.286	1.955
	3	2.254	2.254	2.263	2.227	2.272	2.205	2.285	2.159	2.292	2.140

法)计算了 3 种土坡的稳定性(与有限元法取相同的强度指标)作为对比分析,结果如表 3 所示。

表 3 极限平衡法计算的土坡稳定安全系数

计算方法	土坡 1	土坡 2	土坡 3
瑞典法	2.204	2.127	2.149
简化 Bishop 法	2.319	2.283	2.297

各方案计算结果表明,对同一土坡,不同参数下最危险滑动面的位置很接近。这与刚体极限平衡的各种条分法中最危险滑动面位置也很接近的情况相似。

对比表 2 和表 3 可以发现,有限元极限平衡法计算的土坡稳定安全系数比简化 Bishop 法的计算结果小,而与瑞典法结果较接近。由于本文只针对了 3 个简单边坡进行分析,这一点还有待更深入的研究来证实。如果这一点正确,那意味着通常认为的瑞典法偏安全的说法不一定正确。

图 2 给出了 3 种土坡在土体用线弹性模型及邓肯-张模型时稳定安全系数随泊松比折减系数的变化情况。无论是线弹性模型还是邓肯-张非线性弹性模型,均显示随折减系数增大(即 ν 或 G 增大), F_s 提高,影响显著,土坡 2 变化最大(达 13%)。从这个角度看,对于填土,填筑越密实,不仅强度越高,对土坡稳定有利,同时土体体积变形越小,且剪胀性可能增大,一般泊松比越大则稳定安全系数也会显著提高。即使对砂土,依据松砂剪缩、紧砂剪胀的特性,填筑密实对砂土边坡的稳定性是很有利的。这就从机理上说明提高密实度对填方土坡稳定性的提高不仅是因为提高了其抗剪强度,而且使泊松比增大。关于填土越密实,泊松比越大,可解释为 2 个三

轴试样在同样围压下密实样的体变必然小,对应同一轴向应变 ϵ_a ,其径向应变 ϵ_r 必然大($\epsilon_r=(\epsilon_a-\epsilon_v)/2$),从而泊松比大。

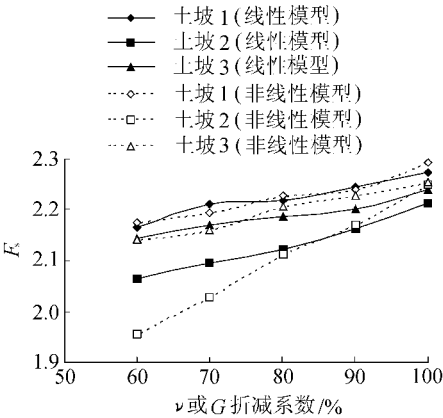


图 2 ν 或 G 对 F_s 的影响

图 2 显示, F_s 随 ν 或 G 近乎线性增加。在所研究的 ν (或 G)变化 40% 范围内,每变化 1%,稳定安全系数变化率在 0.11% ~ 0.33% 之间,2 种土体本构模型计算的土坡 F_s 变化率列于表 4。折减系数从 100% 到 60% 时,非线性模型计算的 3 个土坡的稳定安全系数减小幅度范围为 4.3% ~ 13.0%。由此可见,土体的泊松比对计算的边坡稳定安全系数影响较大。

表 4 ν 或 G 变化 1% 后的 F_s 变化率 %

模型	土坡 1	土坡 2	土坡 3
线性	0.12	0.17	0.11
非线性	0.13	0.33	0.13

泊松比对土坡稳定安全系数的影响本质上是由于泊松比大小不同,边坡内的应力分布不同,从而影

响滑弧上的安全系数计算。对所计算的边坡,荷载来源为竖向的自重应力,泊松比不同,侧向应力必然不同,以至于滑面的应力不同,从而引起稳定安全系数的差异。

图3显示了3种土坡稳定安全系数随 E 或 K 折减系数的变化情况。折减系数越大,弹性模量越大。从图3可以看出,土体用线弹性模型时, F_s 不随 E 而变化, E 的变化对 F_s 没有影响,这与文献[11]的结论是一致的。土体用邓肯-张 $E-\nu$ 模型时,随着 K 折减系数增大, F_s 略减小。这是因为折减系数是针对 K 的, K 主要影响 E ,但同时 ν 也有影响。因此,可以认为图3中3条虚线显示的 F_s 随折减系数的变化主要是由于 K 变化导致 ν 的变化而引起。从图3还可以看出, K 对 F_s 影响不大,在研究的参数范围内 F_s 变化不大于2%。为证明这一点,笔者又对土坡1用非线性模型采用不同 K 进行了计算,但 ν 取常数0.4,结果显示,无论 K 如何变化,土坡的 F_s 均相等。实际上,如果边坡变形模量小,变形大,会引起边坡内应力分布发生变化,从而影响 F_s 。如需考虑这种因素,宜用考虑大变形的分析方法。另外,实际土体的变形模量通常是与强度指标相适应的,即模量低,强度也低,从而边坡稳定性低。这也就是同样几何条件的边坡,相对较硬土质的土坡要比软土坡稳定的缘故。

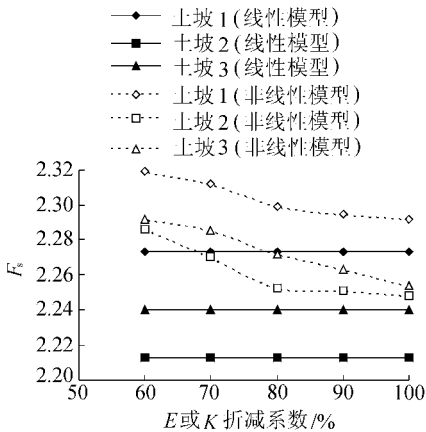


图3 E 或 K 对 F_s 的影响

与 ν 引起 F_s 变化相反, E 的变化不会导致侧向应力的差异,从而滑面上的应力不会因为 E 的变化而改变,最终 F_s 也不发生变化。

一般认为,除密度外,影响边坡稳定性的最重要的材料参数是强度指标,即黏聚力和内摩擦角,也正因为此,这2个参数在极限平衡法中得到考虑。为进一步研究边坡土体内摩擦角对 F_s 的影响,将土体的 φ 按100%、90%、80%、70%和60%折减,其他参数取用表1的值,计算3个土坡的稳定安全系数,结果如图4所示。从图4中可见,对线弹性模型及非

线弹性模型, φ 增大均引起 F_s 较大提高。对3种土坡,无论是用线弹性模型还是非线性模型计算, φ 按60%折减后 F_s 降低幅度达20%~21%。若 φ 折减系数为100%和60%时,线性和非线性模型计算的土坡1的 F_s 减小幅度为21.1%和21.3%。

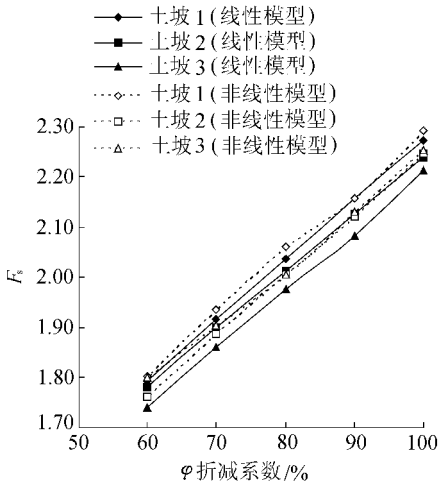


图4 F_s 与 φ 折减系数的关系

3 结 论

a. 使用有限元极限平衡法分析边坡稳定性时, E 的变化对 F_s 影响不大,甚至可能没有影响。当然,一般情况下土坡的变形模量是与强度指标相适应的,即高模量对应高强度,从而高稳定性,主要表现为强度的贡献。

b. ν 对 F_s 有一定的影响,在本文研究的 ν 变化范围内,土坡的 F_s 变化高达13%。因此,采用能够考虑变形的计算方法 F_s 更合理。目前来讲,有限元法是较合理的方法。

c. 同一变化幅度下,边坡土体的 φ 变化对 F_s 的影响要比 ν 变化对 F_s 的影响大。即所考虑的各种因素中,强度指标影响权重最大。

d. 按照本文的参数取值,有限元极限平衡法计算得的 F_s 大多比极限平衡的简化Bishop法的小。由于本文仅局限于3种简单土坡,这个结论还有待进一步论证。

参考文献:

[1] DUNCAN J M. State of the art: limit equilibrium and finite element analysis of slopes [J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1996, 122(7): 477-596.
[2] 陈祖煜. 土质边坡稳定分析:原理、方法、程序[M]. 北京:中国水利水电出版社,2003.
[3] 张天宝. 土坡稳定分析和土工建筑物的边坡设计[M]. 成都:成都科技大学出版社,1987.

(下转第66页)

浆液变浓,发生铸管现象。在深厚覆盖层墙幕结合工程中曾出现过此类现象,如四川冶勒水电站工程^[9]、新疆下坂地水利枢纽工程^[10]。关于此类问题的解决还要依靠对灌浆工艺和浆液性能的研究。如在冶勒水电站工程中,帷幕灌浆的孔深普遍超过100 m,根据国内灌浆施工经验,在孔深超过100 m的灌浆段进行循环式高压浓浆灌注时存在较大的铸管危险。而在生产性试验中也出现了以上特殊情况,如在大规模施工中继续使用纯水泥浆,产生铸管的风险大,对工程的顺利实施十分不利。经国内众多基础处理工程专家咨询,改用稳定性极高的膨润土水泥浆才得以解决此问题。再如重庆小南海水库地震崩塌堆积天然坝体帷幕灌浆施工中采用了孔口旋升封闭器,它的特点是在整个灌浆过程中可以不中断灌浆过程,同时使射浆管在孔口灵活旋转和升降。孔口封闭器通过射浆管的旋升作用能有效地破坏浆液的絮凝结构,避免灌浆过程中造成铸管事故。

墙下灌浆尤其要注意墙底接触段。由于前期防渗墙施工时孔底沉积了大量岩屑和泥皮,结构松散,是墙下灌浆施工中的薄弱环节,该处也是墙幕结合的关键部位,因此要认真处理。工程中一般采用加大灌浆压力的方法达到致密灌浆的效果。采用较高的灌浆压力,既可以尽量将岩屑和泥皮排挤出去,又可以提高接触段的灌注量,在此形成一个较致密的能承受较高渗透破坏比降的搭接段,以保证墙幕搭接处的渗透安全。

5 结 论

a. 墙幕的组合形式关系到技术、进度、投资等多方面,要综合考虑确定,在技术可行的情况下,上部防渗墙要做得尽量深,以保证坝基垂直防渗的有效性。

b. 在墙体内采用预埋管技术成孔,可节约工期和降低部分帷幕灌浆钻孔的难度,满足工程质量与

进度的要求。

c. 墙幕的搭接处是防渗的薄弱环节,要保证搭接质量,合理确定搭接长度。

d. 墙下帷幕灌浆易发生铸管现象,解决此问题要依靠对灌浆工艺与浆液性能的研究。

参考文献:

[1] 陈海军,任光明,聂德新,等.河谷深厚覆盖层工程地质特性及其评价方法[J].地质灾害与环境保护,1996,7(4):53-59.

[2] 熊进,祝红,董建军.长江三峡工程灌浆技术研究[M].北京:中国水利水电出版社,2003.

[3] 丁晓文,赵胜.三峡右岸一期土石围堰基础处理设计与施工[J].人民长江,1999,30(12):16-17.

[4] 熊进.二期围堰基础帷幕灌浆设计与实践[J].中国三峡建设,1999(7):14-15.

[5] 杜青,高峰,刘希成,等.墙幕连体防渗技术在尼山水库的实践[J].水利规划与设计,2007(2):34-36.

[6] 沈文华,龚木金,刘建发.下坂地水库坝基防渗墙预埋灌浆管试验施工[C]//夏可风.2004 水利水电地基与基础工程技术——中国水利学会地基与基础工程专业委员会 2004 年学术会议论文集,赤峰:内蒙古科学技术出版社,2004:199-201.

[7] 周春选,杨智睿,王健.新疆下坂地水库坝基防渗处理设计[J].水利学报,2005(S1):612-616.

[8] 宋玉才,王廷勇,陈斌.浅析下坂地工程帷幕灌浆试验钻孔工艺和方法[C]//夏可风.2004 水利水电地基与基础工程技术——中国水利学会地基与基础工程专业委员会 2004 年学术会议论文集,赤峰:内蒙古科学技术出版社,2004:209-212.

[9] 卢剑虹.冶勒水电站深厚覆盖层帷幕灌浆施工[J].水电站设计,2006,22(1):53-58.

[10] 覃新闻,王继柏,宋玉才,等.下坂地坝基深厚覆盖层帷幕灌浆现场试验工艺研究[J].工程地质学报,2006,14(3):419-423.

(收稿日期 2009-06-03 编辑:高建群)

(上接第 20 页)

[4] GIAM S K, DONALD I B. Determination of critical slip surfaces for slopes via stress-strain calculations[C]//5th Australia New Zealand Conference Geomechanics. Sydney: [s. n.], 1988:461-464.

[5] 殷宗泽,吕擎峰.圆弧滑动有限元土坡稳定分析[J].岩土力学,2005,26(10):1525-1529.

[6] 周资斌,章青,吴锋.弹塑性有限元和刚体极限平衡法混合分析土坡稳定[J].安徽建筑工业学院学报:自然科学版,2003,11(3):5-8.

[7] 邵龙潭,唐洪祥,韩国城.有限元边坡稳定分析方法及其应用[J].计算力学学报,2002,18(1):81-87.

[8] MATSUI T, SANYK Y C. Finite element slope stability analysis by shear strength reduction technique [J]. Soils and Foundations, 1992, 32(1):59-70.

[9] DAWSON E M, ROTH W H, DRESCHER A. Slope stability analysis by strength reduction [J]. Geotechnique, 1999, 49(6):835-840.

[10] GRIFFITHS D V, LAME P A. Slope stability analysis by finite elements [J]. Geotechnique, 1999, 49(3):387-403.

[11] 张培文,陈祖煜.弹性模量和泊松比对边坡稳定安全系数的影响[J].岩土力学,2007,27(2):299-303.

[12] 钱家欢,殷宗泽.土工原理与计算[M].北京:中国水利水电出版社,1995.

(收稿日期 2009-06-12 编辑:高建群)