

文章编号: 1000-7598(2013)07-2084-07

基于有限元强度折减法的边坡动力稳定性可靠性分析

吴应祥^{1,2}, 刘东升³, 宋强辉^{1,4}, 欧益宏¹

(1. 后勤工程学院 军事土木工程系, 重庆 401311; 2. 后勤工程学院 岩土力学与地质环境保护重庆市重点实验室, 重庆 401311;
3. 重庆市地质矿产勘查开发局, 重庆 400071; 4. 兰州大学 西部灾害与环境力学教育部重点实验室, 兰州 730000)

摘要: 传统有限元强度折减法在边坡稳定性数值分析中取得了一定的成功, 但由于未考虑岩土体材料参数的变异性等不确定性因素, 尚不能直接应用于边坡稳定性特别是动力稳定性可靠性分析问题。为此提出了基于有限元强度折减法的地震边坡动力稳定性可靠性分析方法。将有限元极限分析法、动力分析法和可靠性分析法三者耦合, 分析求解边坡在地震作用下的动力稳定性可靠性问题, 并将这一过程在数值计算程序中得以实现。在计算分析过程中, 克服了原方法需不断人工试算才能得到边坡安全系数而无法量化处理问题, 并对边坡动力失效准则进行了适用于程序化的改进, 使其计算过程完全实现自主运行。结合典型算例分析结果表明, 该方法显著的特点是能较全面地反映岩土体的动力特性和边坡岩土体材料强度参数的变异性及相关性, 所得结果相对更加合理且更符合工程实际。该方法既是对有限元强度折减法的应用范围的有益推广, 也为边坡动力稳定性可靠性问题研究提供了一条新的有效途径。

关键词: 边坡; 有限元; 强度折减法; 动力可靠度; 可靠性分析

中图分类号: TU 413.6

文献标识码: A

Reliability analysis of slope dynamic stability based on strength reduction FEM

WU Ying-xiang^{1,2}, LIU Dong-sheng³, SONG Qiang-hui^{1,4}, OU Yi-hong¹

(1. Department of Civil Engineering, Logistical Engineering University, Chongqing 401311, China; 2. Chongqing Key Laboratory of Geomechanics & Geoenvironmental Protection, Logistical Engineering University, Chongqing 401311, China; 3. Chongqing Bureau of Geology and Minerals Exploration, Chongqing 400071, China; 4. Key Laboratory of Mechanics on Disaster and Environment in Western China of Ministry of Education, Lanzhou University, Lanzhou 730000, China)

Abstract: The traditional strength reduction finite element method (SRFEM) is widely used in numerical analysis of slope stability. However, for the lack of considering geotechnical uncertainties, it still cannot be directly applied to the reliability analysis of slope stability, especially the dynamic stability problems. Thus, based on the SRFEM, the reliability analysis method of slope dynamic stability under seismic loading is proposed. In this method, the finite element limit analysis, dynamic analysis and reliability analysis are included to analyze the reliability problems of slope under seismic loading; and above process is realized in the numerical calculation program. For the traditional method, the acquirement of slope safety factor should be based on continuous manual pilot calculations, which makes batch processing impossible. But in the proposed method, above problem is solved through the improved slope dynamic failure criterion and the corresponding calculation program. The case study shows that the proposed method is significantly different from the general methods; it can relatively comprehensively reflect the dynamic characteristics of rock mass, the variability and correlation of material parameters. The results are closer to the reality. The proposed method not only widens the application scope of SRFEM, but also provides a new effective way for the reliability analysis of slope dynamic stability.

Key words: slope; finite elements; strength reduction method; dynamic reliability; reliability analysis

1 引言

因地震灾害频发引发的边坡动力稳定性问题一

直是边坡工程与地质灾害防治领域研究的热点^[1-7]。历经多年的研究积累^[8-18], 虽取得了令人鼓舞的进展, 但由于地震作用和边坡稳定性影响因素的不确

收稿日期: 2012-11-21

基金项目: 中国科学院山地灾害与地表过程重点实验室开放基金(No. IMHE200803); 成都理工大学“地质灾害防治与地质环境保护”国家重点实验室开放基金(No. GZ2007-04); 西部灾害与环境力学教育部重点实验室(兰州大学)开放基金(No. Klmwde201003); 后勤工程学院青年科研基金资助项目(No. YQ11-43206)。

第一作者简介: 吴应祥, 男, 1983年生, 博士研究生, 主要从事岩土工程可靠度方面的研究。E-mail: yawen-6368@163.com

通讯作者: 宋强辉, 男, 博士, 讲师, 主要从事岩土工程不确定性分析方面的研究。E-mail: songbook@163.com

定性和复杂性^[8], 现阶段地震作用下边坡的动态稳定性研究尚不尽人意。在众多地震边坡研究方法中, 郑颖人等^[2]提出的有限元强度折减动力分析法, 因其不受边坡形状、材料及破坏形式的影响, 可在不假定滑面的情况下求出边坡安全系数, 且能够比较全面地反映岩土体的动力特性, 为学术界广为关注。但不难发现, 该法总体上仍属定值分析法, 不能考虑岩土材料力学参数的随机变异性; 同时, 其实现过程建立在不断试算的基础上, 且其边坡失稳判定需人为判定, 具有主观性, 无法实现完全程序化的可靠度运算。

查阅国内外相关文献[3—12]发现, 边坡动力稳定可靠性分析方面的研究相对较少, 且大多集中在以下几个方面:

(1) 基于拟静力法。该法优点是简单、实用, 但过于粗略, 不能准确地反映地震边坡的稳定性。如 Al-Homouda 和 Tahtamonib^[9]对地震引发的三维边坡位移可靠度的研究; 张林等^[10]对土质边坡动力稳定性计算方法的研究; 娄国充等^[11]对地震作用下土质边坡可靠度分析; 彭怀生等^[12]采用神经网络法对地震荷载下土质边坡的可靠度分析。

(2) 基于时程分析法。研究边坡安全系数随地震时间发展的变化规律。如刘红帅等^[3]运用时程分析法计算边坡可靠度安全系数。该法仅考虑时间因素, 未考虑边坡岩土性参数等对边坡稳定性的影响。

(3) 地震荷载概率统计法。Gaudio 和 Wasowskic^[4]采取概率方法来计算临界加速度, 以此推测特定时间段内, 在设定的概率水平上边坡不破坏所必需的最小强度。Carro 等^[5]给出了预测岩崩可能发生的简易函数关系式, 此函数与边坡坡角和峰值加速度相关。徐佳成等^[6]在坝坡稳定性计算中引入超越概率计算, 提出了将地震发生当作概率事件时坝坡可靠度计算方法。该法同样未能考虑边坡本身因素影响。

本文在有限元极限分析法和动力分析法的基础上, 考虑岩土体物理力学参数和岩体荷载的随机性, 分析计算岩土体内部的单元应力和节点位移及其统计特征, 再根据功能函数和可靠度理论计算出岩体单元的可靠指标或失效概率, 对整个岩体稳定性作出判断。另外, 通过大量实例验算, 对原有的边坡失稳判定方式进行了改进, 使其程序化。

2 强度折减法与 D-P 准则概率化

2.1 强度折减法及动力破坏准则

有限元强度折减法(strength reduction of FEM, 缩写为 SRFEM)的基本原理^[19]是将材料的强度参

数 c 和 $\tan \varphi$ 值同时除以一个折减系数 ω , 得到一组新 c' 和 $\tan \varphi'$, 然后作为新的材料参数进行试算, 通过不断增加折减系数 ω , 反复分析研究对象, 直到达到临界状态, 此时得到的折减系数即为安全系数 F_s 。其分析方程为

$$c = c' / \omega \quad (1)$$

$$\tan \varphi' = \tan \varphi / \omega \quad (2)$$

结合前人研究^[1, 13-17], 采用以下两个准则判别边坡失稳: ①有限元计算过程中力和位移不收敛。②地震作用完毕之后, 滑移面上最终位移发生突变。

2.2 岩体 D-P 屈服准则的概率化

SRFEM 中岩土材料本构模型采用理想弹塑性模型, 岩土屈服准则采用 D-P 准则。据弹塑性力学理论, 单元进入塑性的极限状态方程^[19]为

$$F = \alpha I_1 + \sqrt{J_2} - k = 0 \quad (3)$$

其中

$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \quad (4)$$

$$J_2 = \frac{1}{6}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2] \quad (5)$$

$$\alpha = \frac{2 \sin \varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi)}, k = \frac{6c \cos \varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi)} \quad (6)$$

实际工程中, 岩土体材料强度参数常常表现出固有的空间变异性和随机性, 这时, 屈服判断的依据不应是屈服函数本身的数值大小, 而是这一屈服函数达到屈服极限状态的可能性大小, 即屈服概率的大小。

极限状态方程为

$$F(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, c, \varphi) = 0 \quad (7)$$

式中: σ_1 、 σ_2 、 σ_3 、 c 、 φ 皆为基本随机变量。在本文采用的有限元程序中, 若 c 、 φ 已知服从分布类型, 则 σ_1 、 σ_2 、 σ_3 易于求解。此时, 为了提高计算精度并减少模拟次数, 可采用更为有效的拉丁超立方抽样法(LHS)进行可靠度计算, 并设定抽样值域^[20], 则可得到岩体单元塑性概率 P_f 的估计值 $\hat{P}_f$ 为

$$\hat{P}_f = \frac{n_f}{N} \quad (8)$$

式中: n_f 表示 $F > 0$ (即进入塑性状态) 的次数。

由波雷尔大数定律

$$\lim P\left(\left|\frac{n_f}{N} - P_f\right| < \varepsilon\right) = 1 \quad (9)$$

知 $\hat{P}_f$ 以概率 1 收敛于 P_f 。

当 N 足够大时, 可以近似拟合分布函数, 并估算其分布参数。

3 可靠性分析关键步骤

地震作用下的边坡稳定性分析属于非线性运动平衡方程的求解, 可分别采用 Newmark 方法和增量初应力法进行计算, 这一过程已为大家所熟知, 这里不再赘述。而可靠度理论则是体现在非线性计算时各单元应力计算屈服函数 F 中, 由此判别单元是否屈服及加载条件, 其关键步骤如下:

(1) 建立非线性运动平衡方程:

$$\mathbf{M}\mathbf{u}'' + \mathbf{C}\mathbf{u}' + \mathbf{K}\mathbf{u} = \mathbf{P} \quad (10)$$

式中: $\mathbf{M}$ 为结构质量矩阵; $\mathbf{K}$ 为刚度矩阵; $\mathbf{C}$ 为阻尼矩阵; $\mathbf{P}$ 为荷载向量; $\mathbf{u}$ 、 $\mathbf{u}'$ 和 $\mathbf{u}''$ 分别为位移、速度和加速度向量。

(2) 由 Newmark 逐步积分方法可知, 经过初始化解算可得初值 U_0 、 U'_0 和 U''_0 , 这时便需要对每一时间段 $t + \Delta t$ 进行计算, 其中, 位移计算如下:

$$\hat{\mathbf{K}}\mathbf{U}_{t+\Delta t} = \hat{\mathbf{P}}_{t+\Delta t} \quad (11)$$

式中: $\hat{\mathbf{K}}$ 为等效刚度矩阵; $\hat{\mathbf{P}}_{t+\Delta t}$ 为等效荷载。

(3) 因为是非线性问题, 根据增量初应力法, 将荷载 $\hat{\mathbf{P}}_{t+\Delta t}$ 分为诸多增量 $\hat{\mathbf{P}}_i$, 则弹塑性问题的增量型基本方程为

$$[\hat{\mathbf{K}}][d\mathbf{U}_i] = \{d\hat{\mathbf{P}}_i\} + \{d\hat{\mathbf{P}}_i'\} \quad (12)$$

逐级对每一级增量进行求解。 $d\hat{\mathbf{P}}_i'$ 为塑性阶段计算时的荷载修正项, 下角标 i 表示第 i 级荷载增量。

(4) 由各单元应力计算屈服函数 F 。按前文推出的概率化屈服准则公式计算岩体单元塑性屈服概率, 由此判断单元是否屈服及加载条件。对于弹性阶段, $\{d\hat{\mathbf{P}}_i'\} = 0$, 则

$$[\hat{\mathbf{K}}]\{\Delta\mathbf{U}_i\} = \{\Delta\hat{\mathbf{P}}_i\} \quad (13)$$

对于处于加载条件下的塑性单元, 在修正荷载 $\{\Delta\hat{\mathbf{P}}_i'\}_j$ 的作用下进行迭代, 直至达到收敛精度, 此时基本方程为

$$[\mathbf{K}]\{\Delta\mathbf{U}_i\}_j = \{\Delta\mathbf{P}_i'\}_j \quad (14)$$

式中: 下角标 j 表示第 j 次迭代。

(5) 边坡失效判别准则的实现。郑颖人等^[2]提

出的边坡失稳判据中:

①有限元计算过程中力和位移不收敛。此点可通过数值计算程序中的力的收敛准则和位移收敛准则进行判断。

$$\|\{\psi\}\|_2 \leq \varepsilon_R R_{\text{ref}} \quad (15)$$

$$\|\{\Delta\mathbf{u}_i\}\|_2 \leq \varepsilon_u u_{\text{ref}} \quad (16)$$

式中: $\{\psi\}$ 为不平衡力或内力和外力的残差矢量; $\|\cdot\|_2$ 为矢量的欧几里德范数, $\|\{\psi\}\|_2 = (\sum \psi_i^2)^{0.5}$; ε_R 、 ε_u 为预先给定的一个很小的系数, 本文取 1.0×10^{-5} ; R_{ref} 、 u_{ref} 为程序中所加荷载和所加位移值; $\{\Delta\mathbf{u}_i\}$ 为位移增量, 即第 i 次和第 $i-1$ 次迭代之间的位移改变。

②地震作用结束之后, 滑移面上最终位移发生突变。为避免人为观察的繁琐及误差, 本文在最终两个相邻时间点提取观测点的位移 $\Delta\mathbf{u}_{t1}$ 、 $\Delta\mathbf{u}_{t2}$ 。规定当 $\Delta\mathbf{u}_{t2} / \Delta\mathbf{u}_{t1} \geq M$, 即判定边坡失稳。式中, M 为预先给定的增大倍数。

(6) 考虑岩土强度参数之间的互相关性。采用文献[21]提出的正交变换法, 将 c 、 φ 变换为非相关向量 c' 、 φ' :

$$c' = c - \frac{\sigma_c}{\sigma_{\tan \varphi}} r \tan \varphi \quad (17)$$

$$\varphi' = \varphi \quad (18)$$

变换后的均值和标准差分别为

$$E(c') = E(c) - \frac{\sigma_c}{\sigma_{\tan \varphi}} r \tan \varphi \quad (19)$$

$$\sigma_{c'} = \sigma_c \sqrt{1 - r^2} \quad (20)$$

式中: r 为相关系数。

4 算例分析

4.1 工程概况

取某一土质边坡, 土质为各向同性、匀质, 其基本物理力学参数取值如表 1。

表 1 边坡物理力学参数

Table 1 Physico-mechanical parameters of slope					
参数	黏聚力 c/kPa	内摩擦角 $\varphi/(^\circ)$	弹性模量 E/MPa	泊松比 μ	重度 $\gamma/(\text{kN/m}^3)$
初始值	10	24	100	0.25	15

假定边坡为非线性弹塑性体, 采用 D-P 弹塑性模型。边坡模型如图 1 所示。

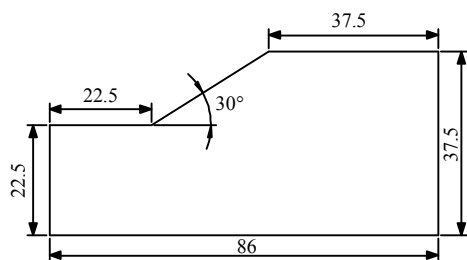


图 1 边坡模型 (单位: m)
Fig.1 Slope model (unit: m)

4.2 地震荷载的施加

对边坡水平和垂直方向同时施加一段长 10 s 的地震波, 图 2、3 分别为处理校正后水平和垂直方向的地震波加速度-时间曲线。

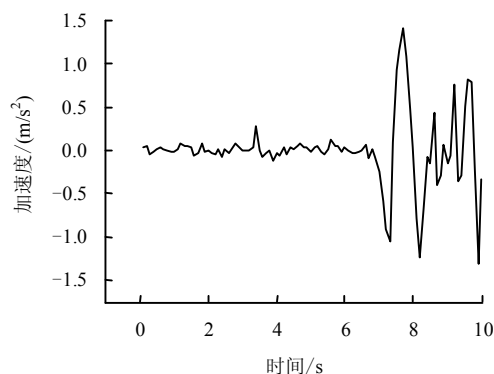


图 2 水平方向加速度-时间曲线
Fig.2 Horizontal acceleration-time curve

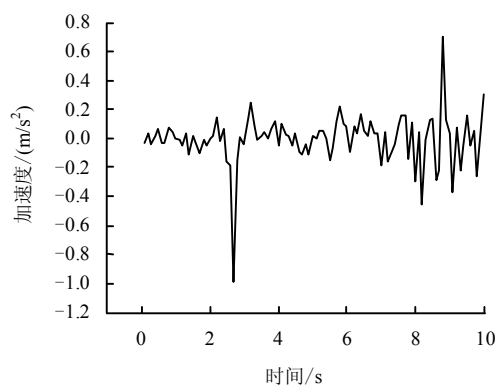


图 3 垂直方向加速度-时间曲线
Fig.3 Vertical acceleration-time curve

4.3 原有方法计算

定值计算时边坡的土体材料输入参数采用表 1 中的参数。计算结果显示, 该边坡安全系数为 1.10。当折减系数超过 1.10 时, 根据原有边坡失稳判断方法: ①按照预设的力和位移收敛标准系数, 有限元程序计算不收敛。②位移-时程曲线如图 4 所示。

图 4 为坡脚监测点的位移情况, 经过人为观察

发现在 7.9 s 时位移发生突变, 程序随即停止。结合第 1 点判定准则, 可判定此时边坡确实失稳。

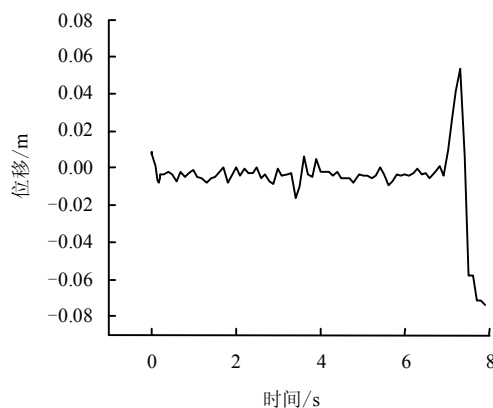


图 4 位移-时程曲线
Fig.4 Curve of displacement and time

4.4 本文方法计算

(1) 分别将边坡土性参数 c 、 φ 作为基本随机变量, 均服从正态分布, 同时考虑两者的线性相关和不相关两种情况进行计算。其初始输入参数如表 2。

表 2 初始变量输入参数
Table 2 Initial variable parameters

变量	分布	初始均值	变异系数	相关系数
c	正态分布	10 kPa	0.15	-0.25
φ	正态分布	24°	0.10	

根据上文提到的边坡失稳判定方法: ①在大量算例试算的基础上, 发现滑面上最终位移一旦发生突变, 一般情况下其下一刻位移量都在前一刻位移量的 2 倍以上。于是此处根据经验, 预设控制变量 M 的允许值为 2 (当 $M > 2$ 边坡可能失稳); ②有限元计算不收敛。以上两个条件同时满足时即判定边坡失稳。经 LHS 法迭代计算 5 000 次后, 结果如图 5 所示。

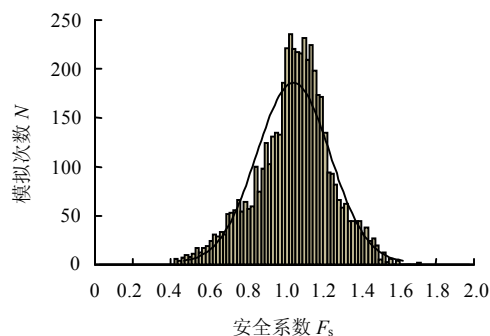


图 5 安全系数直方图
Fig.5 Frequency histogram of safety factors

图 5 显示, 计算安全系数近似服从正态分布, 其均值为 1.07, 即边坡动安全系数为 1.07。与原定值方法相比, 安全系数发生了微小变动, 分析其原因, 首先, 可靠度计算中采用了改进的双重失效判定标准, 此标准更为严格, 所得结果更为安全。其次, 受限 LHS 法以及概率统计方法本身存在的误差, 作为安全系数均值的概率统计量, 动安全系数值发生微小变化符合实际情况, 且其误差值在允许范围之内。

由图 5 可见, 安全系数分布范围在 0.5~1.5 之间, 说明动安全系数的取值不应超出这一范围。另外安全系数在 1.0~1.2 之间密度最大, 表明动安全系数在这一范围内取值较为合理。同时, 可得到其累积分布函数 (如图 6 所示), 由图可知安全系数小于 1 的统计量占 35.04%, 即表明边坡的动失效概率为 35.04%。

未考虑土性参数相关性时, 可得边坡失效概率为 44.3%, 比前者大了 9.26%。由此可见, 不考虑土性参数相关性时, 计算结果偏于保守。

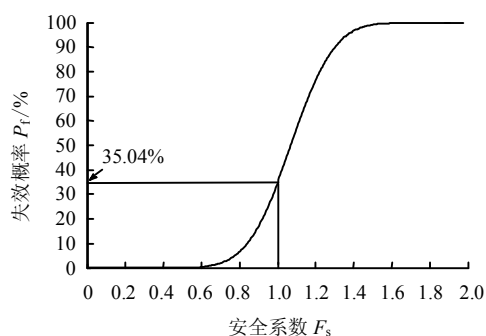


图 6 累积分布函数图

Fig.6 Graph of cumulative distribution function

(2) 改变土性参数的变异系数 σ_c 和 σ_ϕ , 经大量计算数据拟合, 可得图 7 曲面。图 7 为一从左下到右上的曲面, 由此看出, 随着 σ_c 和 σ_ϕ 的增大, 动失效概率呈增大趋势, 且和 σ_c 相比, σ_ϕ 的变化对动安全系数的影响更大。同时, 曲面凸面朝下, 凹面朝上, 这说明, 取值越大, 变异系数的变化对动失效概率的影响越大。

(3) 改变土性参数 c 和 ϕ 之间的相关系数 r 。经大量计算数据拟合, 可得图 8。由图可知, 随着负相关性的减小, 边坡动失效概率呈明显增大趋势。

4.5 比较与讨论

(1) 本例中动力情况下, 有限元定值方法结合强度折减法得出的边坡动力安全系数为定值 1.10, 而由本文提出的方法计算所得的边坡动安全系数均

值为 1.07。究其原因, 是可靠度计算中采用了更为严格的双重失效判定标准, 由此产生的结果偏安全。

(2) 单凭安全系数判定边坡稳定性的传统做法有时与工程实际不符, 应与可靠性分析方法结合进行综合判断。本例中, 边坡动安全系数为 $1.07 > 1.0$, 边坡稳定。但它的动失效概率高达 35.04%, 已经非常危险, 急需加固。

(3) 算例中, 根据边坡失稳判定准则所设定的滑面上最终位移增大倍数 $M=2$ 为一试算结果, 国内外并无相关参考文献, 所以此处可能会影响计算结果的精确性。

(4) 计算中发现, Monte Carlo 抽样方法以及抽样次数对计算精度影响较大。相较于其他可靠度方法, 有限元法用于可靠度计算较为耗时, 增大抽样次数不太现实。鉴于此, 建议采用更为精确的抽样方式。

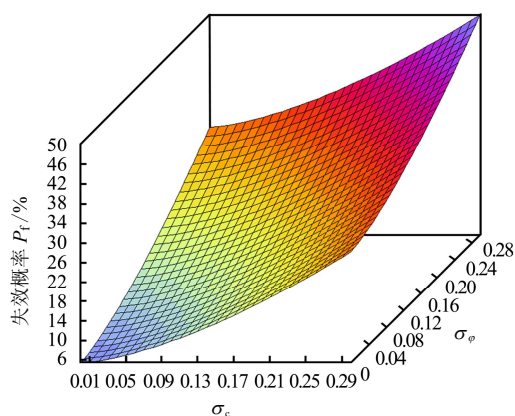


图 7 失效概率随变异系数变化图

Fig.7 Graph of failure probabilities and coefficients of variability

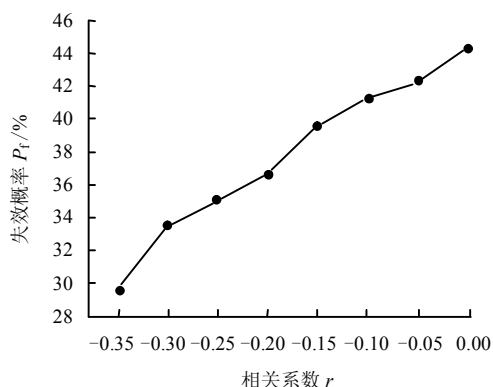


图 8 失效概率随相关系数变化图

Fig.8 Curve of failure probabilities and correlation coefficients

5 结 论

(1) 边坡岩土体强度参数的随机性和变异性对

动力状态下边坡稳定性以及失效概率有着重要影响。本文实例中, 当土体强度参数 c 、 ϕ 服从正态分布时, 边坡动安全系数同样服从正态分布。同时, 随着随机参数变异性的变化, 边坡动失效概率随之发生相应规律性的变化。因此单凭安全系数定值作为边坡动力稳定性判定标准的传统做法有时与工程实际不符, 应与可靠性分析方法结合进行综合判断。

(2) 将有限元极限分析法、动力分析方法和可靠性分析法三者耦合, 用于地震边坡动力稳定性可靠度分析, 既能较全面地反映边坡岩土体材料强度参数的变异性, 又能反映岩土体的动力特性。实例计算表明, 相较于传统方法, 该法所得结果更为安全可靠。

(3) 本文方法仅选取简单均质土坡进行算例分析, 但其方法对于复杂边坡及考虑三维状态下的情况同样适用, 将在后续工作中进一步发展完善。

参考文献

- [1] 郑颖人, 叶海林, 黄润秋. 地震边坡破坏机制及其破裂面的分析探讨[J]. 岩石力学与工程学报, 2009, 28(8): 1714—1723.
ZHENG Ying-ren, YE Hai-lin, HUANG Run-qiu. Analysis and discussion of failure mechanism and fracture surface of slope under earthquake[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2009, 28(8): 1714—1723.
- [2] 郑颖人, 赵尚毅, 宋雅坤. 有限元强度折减法研究进展[J]. 后勤工程学院学报, 2005, 3: 1—6.
ZHENG Ying-ren, ZHAO Shang-yi, SONG Ya-kun. Advance of study of the strength reduction finite element method[J]. **Journal of Logistical Engineering University**, 2005, 3: 1—6.
- [3] 刘红帅, 唐立强, 薄景山, 等. 确定岩质边坡地震安全系数的新方法[J]. 哈尔滨工程大学学报, 2009, 30(9): 1007—1011.
LIU Hong-shuai, TANG Li-qiang, BO Jing-shan, et al. New method for determining the seismic safety factor of a rock slope[J]. **Journal of Harbin Engineering University**, 2009, 30(9): 1007—1011.
- [4] GAUDIO V D, WASOWSKIC J. Time probabilistic evaluation of seismically induced landslide hazard in Irpinia[J]. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, 2004, 24(12): 915—928.
- [5] CARRO M, AMICIS M De, LUZI L, et al. The application of predictive modeling techniques to landslides induced by earthquakes: The case study of the 26 September 1997, Umbria-Marche earthquake (Italy)[J]. **Engineering Geology**, 2003, 69(1—2): 139—159.
- [6] 徐佳成, 陈祖煜, 孙平, 等. 地震工况下坝坡的抗滑安全系数取值标准研究[J]. 岩土力学, 2011, 32(增刊 1): 483—487.
XU Jia-cheng, CHEN Zu-yu, SUN Ping, et al. Investigation on allowable factors of safety in dam slope stability analysis under seismic conditions[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2011, 32(Supp.1): 483—487.
- [7] KOKUSHO T, ISHIZAWA T. Energy approach to earthquake-induced slope failures and its implications[J]. **Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering**, 2007, 133(7): 828—841.
- [8] ANG A H-S, TANG W H. Probability concepts in engineering: Emphasis on applications to civil and environmental engineering (2nd Ed.)[M]. New York: Wiley, 2007.
- [9] AL-HOMOUDA A S, TAHTAMOUNIB W W. Reliability analysis of three-dimensional dynamic slope stability and earthquake-induced permanent displacement[J]. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, 2000, 19(2): 91—114.
- [10] ZHANG Lin, LIN Cong-mou, XU Chao, et al. A method for calculating reliability of soil slope stability under dynamic loading[J]. **Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering**, 2005, 25(2): 178—181.
- [11] 娄国充, 王树栋. 地震作用下土质边坡可靠度分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(增刊 1): 4877—4880.
LOU Guo-chong, WANG Shu-dong. Reliability study of earth slopes under earthquake[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2005, 24(Supp.1): 4877—4880.
- [12] PENG Huai-sheng, DENG Jian, GU De-sheng. Earth slope reliability analysis under seismic loadings using neural network[J]. **Journal of Central South University of Technology**, 2005, 12(5): 606—610.
- [13] REH S, BELEY J D, MUKHERJEE S, et al. Probabilistic finite element analysis using ANSYS[J]. **Structural Safety**, 2006, 28(1—2): 17—43.

- [14] EI-RAMLY H, MORGENSTERN N R, CRUDEN D M. Probabilistic assessment of stability of a cut slope in residual soil[J]. **Geotechnique**, 2005, 55(1): 77—84.
- [15] EI-RAMLY H, MORGENSTERN N R, CRUDEN D M. Probabilistic slope stability analysis for practice[J]. **Canadian Geotechnical Journal**, 2002, 39(3): 665—683.
- [16] 谭晓慧, 王建国. 边坡的弹塑性有限元可靠度分析[J]. 岩土工程学报, 2007, 29(1): 44—50.
TAN Xiao-hui, WANG Jian-guo. Slope reliability analysis using elasto-plastic finite element method[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2007, 29(1): 44—50.
- [17] LUZI L L, PERGLANIA F, TERLIENB M T J. Slope vulnerability to earthquakes at subregional scale, using probabilistic techniques and geographic information systems[J]. **Engineering Geology**, 2000, 58(3—4): 313—336.
- [18] 康海贵, 李炜. 边坡稳定安全系数及其与土性参数及失效概率关系研究[J]. 大连理工大学学报, 2008, 48(6): 856—862.
- KANG Hai-gui, LI Wei. Research on slope safety factor and its relationship with shear strength parameters and failure probability[J]. **Journal of Dalian University of Technology**, 2008, 48(6): 856—862.
- [19] 郑颖人, 孔亮. 岩土塑形力学[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- [20] 马建全, 李广杰, 徐佩华, 等. 基于拉丁方抽样及 K-S 检验的边坡可靠性分析[J]. 岩土力学, 2011, 32(7): 2153—2156.
MA Jian-quan, LI Guang-jie, XU Pei-hua, et al. Reliability analysis of slope with Latin hypercube sampling and K-S test[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2011, 32(7): 2153—2156.
- [21] 范明桥, 盛金保. 土强度指标 φ , c 的互相关系[J]. 岩土工程学报, 1997, 19(4): 100—104.
FAN Ming-qiao, SHENG Jin-bao. The relationship between soil strength indexes φ , c [J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 1997, 19(4): 100—104.

2013 年《岩土力学》编委会会议纪要

2013 年 6 月 16 日,《岩土力学》编委会会议在中科院武汉岩土所召开,中科院武汉岩土力学研究所李海波所长、汪大国书记、孔令伟副所长、盛谦副所长以及来自全国各地的数十位编委、优秀审稿专家、编辑部全体成员出席了会议。会议由《岩土力学》第七届编委会白世伟主编与孔令伟副主编共同主持。会议完成了以下议程: 1、编辑部主任周平作了“2008—2012 年《岩土力学》工作汇报”,系统回顾总结了《岩土力学》四年来的运行状态、主要工作以及取得的成绩。2、对三位“百篇最具影响国内学术论文”的作者进行了表彰,他们是:青岛理工大学的张黎明教授,北京交通大学的谭忠盛教授,河北科技大学的张春会教授。3、对 2011—2012 年度 60 位优秀审稿专家进行了表彰。4、编委会换届选举。孔令伟研究员介绍了编委新增条件和退出原则,通过无记名投票方式产生了《岩土力学》第八届编委会,共 85 名。5、确立新一任主编,中科院武汉岩土力学研究所所长李海波研究员代表主办单位宣布了孔令伟研究员为《岩土力学》为新一任主编。6、新一届编委对如何进一步办好《岩土力学》展开了发言。编委的讨论与建议涉及期刊国际化、网络化、工程化、选题组稿、编辑规范等议题。卸任主编白世伟研究员回顾了多年来办刊过程中的点点滴滴,新任主编孔令伟研究员希望新一届各位编委一如既往地支持学报的发展,为期刊多审稿、多投稿、多提宝贵建议,使《岩土力学》再上新台阶。