

文章编号:1000-582X(2009)11-1334-05

矸石散体塑性滑移的稳定性评价分析

李东升^{1,2}, 刘东燕¹, 蒲清平¹

(1. 重庆大学 a. 土木工程学院 b. 城市建设与环境工程学院, 重庆 400030;
2. 重庆市地质矿产勘察开发局, 重庆 400039)

摘要:通过分析永荣韦家沟煤矸石山的堆积形态、水系地貌、自身结构等滑坡特征,研究了韦家沟煤矸石山的滑坡机制。利用塑性极限分析上限定理,以 Bishop 条分法为基础,建立极限状态函数,结合可靠性分析方法对韦家沟煤矸石山的安全系数及可靠度指标进行了计算。计算结果表明,塑性极限理论上限法考虑了土体内部的应力-应变关系,公式推导上较为严格,且考虑矸石山固有的参数变异性,使稳定性计算结果更加合理。

关键词:煤矸石; 塑性极限分析; 安全系数; 可靠性;

中图分类号: X43

文献标志码: A

Plastic slip stability analysis of gangue granular media

LI Dong-sheng^{1,2}, LIU Dong-yan¹, PU Qing-ping¹

(1a. College of Civil Engineering; b. College of Urban Construction & Environmental Engineering, Chongqing University, Chongqing 400030, P. R. China; 2. Chongqing Bureau of Geology and Minerals Exploration, Chongqing 400039, P. R. China)

Abstract: This paper studies the landslide mechanism by the analysis of accumulation form, topography and geomorphology, self structure and natural river system of Weijiagou coal gangue hill. The limit state function is established based on plasticity mechanics limit analysis upper bound theorem and Bishop slices method, combining reliability theory. The safety coefficient and reliability index of Weijiagou coal gangue slope is calculated. The plasticity limit analysis upper bound theorem can consider the interior stress-strain relation of soil, so the formula derivation process is stricter. It is the consideration of the variability of gangue parameters that making the evaluation result more reasonable.

Key words: coal gangue; plasticity limit analysis; safety factor; reliability

煤矸石主要来源于煤矿井下采掘作业,其粒径分布范围较大,从几十厘米的块石至 0.1 mm 以下的细小颗粒均有存在。在组成上,除了残留有一定量的煤外,富含有机组分及易挥发的可燃硫分,软硬岩混杂,组成成分复杂。煤矸石山一般为自然排弃堆放形成,没有经过碾压固结,颗粒间空隙较大,结构疏松,稳定性较差,随着堆积高度的增加,其稳定性逐渐降低,当受到暴雨侵蚀或人为影响

时,易形成坍塌、滑坡、泥石流等重力灾害^[1]。而重庆地跨川东平行岭谷低山丘陵区 and 川鄂低中山峡谷区,区内地貌受地质构造控制,此外还受到长江水系及次一级支流切割,地表破碎强烈,区域地质环境复杂。受限于区域地貌,重庆煤矸石多倚山堆积,稳定性本身就较差,加之夏日连续性降雨的影响,造成了煤矸石山滑坡灾害成为重庆地区突出的地质环境问题。

收稿日期:2009-06-03

基金项目:重庆市自然科学基金资助项目(CSTC 2009BB7187)

作者简介:李东升(1979-),男,重庆大学博士后,主要从事复杂地基与边坡工程方面的研究,(E-mail) lids@cqu.edu.cn.

1 永荣煤矸石山滑坡特征

韦家沟煤矿矸石山倚山堆积,呈不规则的圆锥状,其不稳定滑体主要位于矸石堆积体北东部区域。在煤矸石山后缘可见明显弧线性滑坡壁,高差 0.5~0.8 m,在矸石滑体中部可见由于滑动而形成的多处错落平台,由于滑体滑动张拉,在滑体两侧形成羽状裂缝,同时在滑体前缘,矸石滑体由于受阻形成圆丘状鼓丘剪出口,同时可见大量湿地,滑坡变形特征明显。矸石滑体工程地质断面图,见图 1。

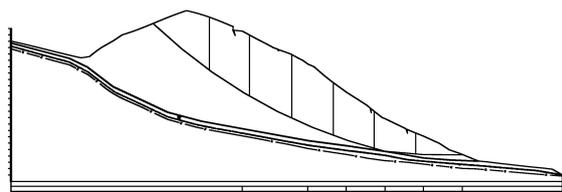


图 1 矸石滑体工程地质断面图

韦家沟煤矸石山滑体总长 100~190 m,宽 120~160 m,堆积体的最大厚度 85 m,平均厚度约 50 m,面积约为 $2.25 \times 10^4 \text{ m}^2$,总体积约 $112.5 \times 10^4 \text{ m}^3$ 。截至目前,韦家沟煤矸石山已出现两次小规模局部滑动,1999 年在煤矸石山堆积区东北部出现了大量裂缝,滑体后缘拉裂缝多垂直于坡向,前缘除横向拉裂缝外,还存在较多平行于坡向的鼓张裂缝,其他裂缝呈雁行状。同时矸石滑体还存在较大幅度的下错,在煤矸石山堆积区坡下前缘可见丘状凸出,滑坡舌明显,此次煤矸石山局部滑动造成了煤矸石山北侧挡矸墙移位,解体数段。在 2002 年由于持续降雨,永荣煤矸石山东北侧再次发生了局部滑动,给矿区的安全生产带来了较大影响。

2 煤矸石山滑坡机制分析

根据现场踏勘、钻探和试验可以确定韦家沟煤矸石山滑坡主要原因如下。

2.1 煤矸石山基底地形

韦家沟堆矸区基底为一 $20^\circ \sim 25^\circ$ 的单面斜坡,坡向与岩层倾向一致,倾角相近。同时矸石滑体下部前缘部位的泥岩在滑动过程中遭受了强烈牵动,致使滑床表面的岩体破碎,风化强烈,特别可见破碎岩块间铁锰质浸染现象较为普遍,造成煤矸石滑体的抗剪强度受到较大影响。

2.2 地表水系及降雨的影响

重庆雨水偏多,特别夏季易出现持续强降雨,永荣煤矸石山又将一汇水面积达 $45.9 \times 10^4 \text{ m}^2$ 的季节性冲沟横向截断,改变了堆积区的水系地貌,造成雨水及地表水系易入渗至矸石山中。韦家沟煤矸石

山上部坡体较陡,煤矸石堆积厚度也较大,由于其所受自重压力较小,堆放固结时间相对较短,滑体内部结构较为疏松,透水性较好,因此大气降水下渗较快,降水较难渗入至滑体下部粉质粘土层,滑坡上段受大气降水影响较小;滑坡体下段的坡体坡部较缓,堆放的矸石层也较薄,加之堆放时间较久,矸石体自重固结压实较好,排水通道不畅,在重力作用下,降水易滞留在滑体下部粉质粘土内部形成成软弱面,形成潜在滑动面,水体同时也降低了煤矸石体的抗剪强度指标,影响其整体稳定性。

2.3 滑体临空面

韦家沟煤矸石堆积体呈坡顶陡前缘临空的似圆锥形地貌,矸石山滑体后缘由于滑动出现塌陷陡壁,两侧呈明显羽状变形裂隙,同时由于堆积区基底斜坡坡度较陡,前缘临空,本身对矸石山的稳定性就较为不利。加之煤矸石山上部坡度较大,随着堆矸高度的增加,其下滑力不断增大,滑动力增加至超越其极限平衡状态时,矸石体下段就会在上段矸石推力作用下失去平衡出现滑动破坏,从而带动下部滑体向下滑移。

因此可以确定永荣韦家沟煤矸石山滑坡为受大气降雨控制的推移式堆积滑坡。

3 永荣煤矸石山稳定性计算

根据现场钻孔揭露,煤矸石山滑体中下部抗滑段滑带为粉质粘土夹少量煤矸石(矸石粒径在 1~2 cm,含量约 10%),粉质粘土呈可塑~软塑状态,可见泥化现象。由于永荣煤矸石山已经出现过两次局部滑动,滑面已经历较大幅度的位移,计算时滑动面粉质粘土的抗剪强度采用试验残余强度值。此外根据永荣韦家沟煤矸石山区域水文地质特征,对于滑体前缘临近冲沟,水力坡度取 $20\% \sim 25\%$ ($11^\circ \sim 14^\circ$)。而韦家沟煤矸石山在出现局部滑移后,已在矸石山后缘修筑了截排水沟,可将滑体外围汇水排出,加之滑体基底斜坡坡度较陡,矸石散体的水渗透性较好,不易形成大的水力坡度,在稳定性计算时按 11° 考虑,地下水水位线起点按滑体前缘湿地出水点确定。滑体各计算参数根据现场及室内试验取值,见表 1。

表 1 煤矸石滑坡抗剪强度

滑体	C/kPa	$\varphi / (^\circ)$	γ	状态
煤矸石	11.31	33.00	16.80	天然
粉质粘土	10.49	30.65	17.12	饱和
粉质粘土	15.18	10.11	19.38	饱和

稳定性计算采用 Bishop 法进行,得到天然状态下的安全系数为 1.01,饱和状态下的安全系数为 0.963,可判定滑坡体处于基本稳定状态。

安全系数法是边坡稳定性分析广泛最应用的方法,该方法理论简单清楚,易于计算,考虑到矸石散体计算参数具有一定的变异性 and 不确定性,因此计算时采用定值参数难以代表该参数的真值。如把计算参数视为随机变量,通过稳定性计算模型把有关假设将参数值的不确定引伸到计算结果的不确定性上,来求得边坡稳定的可靠概率,这在概念上更加准确^[2-3]。

塑性极限分析假设物体本构满足理想刚塑性应力-应变关系,利用刚塑性体极限状态上限原理来求解极限荷载。塑性极限分析要求塑性区中应力分布应满足平衡方程、应力边界条件和屈服条件,速度分布满足几何方程、速度边界条件及按流动法则确定的速度基本方程,然后再根据破坏机制建立虚功方程,求出稳定性安全系数^[4]。

4 煤石山可靠度分析

4.1 极限分析上限法

首先假设滑体为理想塑性体,屈服时满足相关联流动法则,应力屈服面为凸,即

$$\dot{\epsilon}_{ij} = \lambda \frac{\partial f(\sigma_{ij})}{\partial \sigma_{ij}}, \lambda \geq 0, \quad (1)$$

式中: $\dot{\epsilon}_{ij}$ 为塑性应变速率; σ_{ij} 为应力张量; $f(\sigma_{ij}) = 0$ 为屈服条件; λ 为非负乘子。

根据极限分析上限定理,对于任一运动许可的速度场 V_i ,外力(体力 X_i ,面力 \bar{X}_i)所作的功率不应大于其所耗散的塑性功率^[5],即

$$\int_V \sigma_{ij} \dot{\epsilon}_{ij} dV + \int_\Sigma \sigma_{ij} [v_i] n_j dS \geq \int_S \bar{X}_i v_i dS + \int_V X_i v_i dV, \quad (2)$$

式中: $\dot{\epsilon}_{ij} = (v_{i,j} + v_{j,i})/2$; σ_{ij} 为根据屈服条件 $f(\sigma_{ij}) = 0$ 及相关联流动法则求出的应力值; $[v_i]$ 为速度间断量; Σ 为速度间断面; n_j 为间断面 Σ 的单位法线向量的分量。如果此时外力功率等于塑性耗散的内功率,便可得到极限平衡状态的破坏极限荷载上限值^[6]。

对于满足相关联流动法则和 Mohr-Coulomb 屈服条件的滑体,在平面变形条件下其屈服条件可写为

$$f \equiv \left[\frac{1}{4} (\sigma_x - \sigma_y)^2 + \tau_{xy}^2 \right]^{\frac{1}{2}} - \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \sin \varphi - c \cos \varphi = 0, \quad (3)$$

式中: c 和 φ 为屈服体的粘聚力与内摩擦角,由式(1)

$$\left. \begin{aligned} \dot{\epsilon}_x &= \frac{\partial v_x}{\partial x} = \frac{\dot{\lambda}}{2} \left\{ \frac{(\sigma_x - \sigma_y)/2}{[(\sigma_x - \sigma_y)/4 + \tau_{xy}^2]^{\frac{1}{2}}} - \sin \varphi \right\}, \\ \dot{\epsilon}_y &= \frac{\partial v_y}{\partial y} = \frac{\dot{\lambda}}{2} \left\{ \frac{(\sigma_x - \sigma_y)/2}{[(\sigma_x - \sigma_y)/4 + \tau_{xy}^2]^{\frac{1}{2}}} - \sin \varphi \right\}, \\ \dot{\epsilon}_{xy} &= \frac{\partial v_x}{\partial y} + \frac{\partial v_y}{\partial x} = \frac{\dot{\lambda}}{2} \frac{(\sigma_x - \sigma_y)/2}{[(\sigma_x - \sigma_y)/4 + \tau_{xy}^2]^{\frac{1}{2}}} \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

记单位体积耗散的塑性功率为 $D_v = \sigma_{ij} \dot{\epsilon}_{ij}$,则由式(3)、(4)可得

$$D_v = \dot{\lambda} c \cos \varphi,$$

式中: $\dot{\lambda} = [(\dot{\epsilon}_x - \dot{\epsilon}_y)^2 + 4 \dot{\epsilon}_{xy}^2]^{\frac{1}{2}}$, $\dot{\lambda}$ 为平面应变下应变率莫尔圆直径。

当满足相关联流动法则和 Mohr-Coulomb 屈服条件的滑体变形时,其体积膨胀,进而形成速度不连续面,此时屈服变形可视为发生在基体与滑动体之间薄过渡层中,如假设过渡层的厚度 h 趋于零,则过渡层即可视为速度间断面。而根据正交法则,速度突变向量必须满足内摩擦角 φ 倾斜速度间断面,因此在计算过渡层的塑性耗散功率时,可取过渡层的切向与法向作为坐标轴 x/y 方向。如进一步假设此时过渡层中应变率均匀,则过渡层中单位体积耗散的塑性功率可写为

$$D_v = c \cos \varphi \left[\left(\frac{\delta v}{h} \right)^2 + \left(\frac{\delta u}{h} \right)^2 \right] = c \frac{\delta u}{h}, \quad (5)$$

式中: δu , δv 分别为切向速度改变量和法向分离速度,当过渡层厚度 h 趋于零时,单位面积耗散的塑性功率 D_s 可写为

$$D_s = h D_v = c \delta u,$$

对于满足一般非线性屈服破坏准则 $\tau = g(\sigma)$ 的屈服体,单位间断面上耗散的塑性功率可写为

$$D_s = \tau [v] \cos \varphi - \sigma [v] \sin \varphi,$$

式中 $[v]$ 为速度间断标量。

4.2 安全系数计算

平动性滑体的滑动面可以是任意形状,为了计算方便这里采用垂直条块划分。要进行稳定性计算,首先应确定滑动体的潜在破坏面,煤矸石体一般堆积厚度较大,而重庆地区矸石堆积区基底多为岩石层,抗剪强度参数较大,一般不会出现沿基底软弱层出现滑移失稳。根据已有的破坏工程,重庆煤矸石体破坏失稳主要为矸石体内部出现滑移,其最危险滑移面可用安全系数法进行确定。而采用最小安全系数滑动面作为可靠度计算时的潜在破坏面,即可进行相应的可靠度指标计算,计算结果可以满足工程精度的要求^[7-8]。

而滑体划分的垂直分条仅能沿滑坡面移动,根据正交流动法则,条块与条块之间存在速度间断 $[v]$,其运动方向与内摩擦角 φ 的关系如图 2。

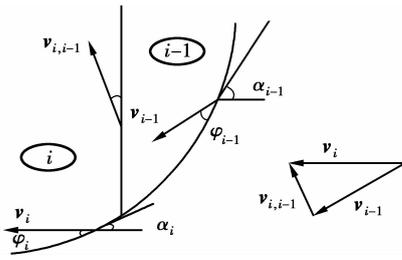


图 2 滑坡破坏速度矢量图

如上部第 1 条块运动的垂直速度分量为 v_0 , 可得 $v_1 = v_0 / \sin(\alpha_1 - \varphi_1)$, 根据相关联流动法则及条分法破坏机制, 相邻条块的几何关系与矢量闭合关系如图 2 所示, 则滑面速度 v_i, v_{i-1} 与相邻条块速度间断面的相对速度 $v_{i,i-1}$ 矢量之间满足速度递推公式^[9]。

$$\left. \begin{aligned} v_i &= v_{i-1} \frac{\cos(\alpha_{i-1} - \varphi_{i-1} - \varphi_{i,i-1} - \delta_{i-1})}{\cos(\varphi_i + \varphi_{i,i-1} + \delta_{i-1} - \alpha_i)}, \\ v_{i,i-1} &= v_i \frac{\sin(\varphi_i - \varphi_{i-1} - \alpha_i + \alpha_{i-1})}{\cos(\alpha_{i-1} - \varphi_{i-1} - \varphi_{i,i-1} - \delta_{i-1})} \end{aligned} \right\} (6)$$

式中: v_i, v_{i-1} 为第 i 、第 $i-1$ 条块滑面速度; $v_{i,i-1}$ 为相邻条块速度间断面的相对速度; $\varphi_{i,i-1}$ 相邻条块速度间断面的内摩擦角; α_i, α_{i-1} 为第 i 、第 $i-1$ 条块滑面倾角; φ_i, φ_{i-1} 为第 i 、第 $i-1$ 条块滑面内摩擦角; δ_{i-1} 为相邻条块速度间断面与垂直方向的夹角。

当矸石滑体处于极限破坏状态时, 根据作用于矸石散体上的外荷载和散体自重所做功率与塑性变形区的内部能量损耗率相等^[10-12], 建立起虚功率方程, 可得到安全系数计算公式。

这里安全系数为潜在滑面实际状态的力学指标 $c, \tan \varphi$ 与达到平衡状态时散体换算指标 $c_d, \tan \varphi_d$ 比值, 见下式。

$$F = \frac{c}{c_d} = \frac{\tan \varphi}{\tan \varphi_d}, \quad (7)$$

$$D_{内} = \sum_{i=1}^n (l_i c_i v_i \cos \varphi_i + \sum_{i=2}^n h_{i,i-1} \cdot c_{i,i-1} v_{i,i-1} \cos \varphi_{i,i-1}),$$

$$W_{外} = \sum_{i=1}^n (\tau w_i + A_i) v_i \sin(\alpha_i - \varphi_i), \quad (8)$$

式中: l_i, h_i 分别为第 i 分条滑面长度及间断面高度; W_i, A_i 分别为第 i 分条自重和外面荷载产生的垂直附加荷载。

由 $D_{内} = W_{外}$, 可得

$$F =$$

$$\frac{\sum_{i=1}^n l_i c_d v_i \cos \varphi_{di} + \sum_{i=2}^n h_{i,i-1} c_{d(i,i-1)} v_{i,i-1} \cos \varphi_{d(i,i-1)}}{\sum_{i=1}^n W_i v_i \sin(\alpha_i - \varphi_{di})}, \quad (9)$$

式中: $\varphi_{di} = \tan^{-1}(\frac{\tan \varphi_i}{F})$ 。

此时式中 $c, \tan \varphi$ 应取极限状态抗剪强度值 $c_d, \tan \varphi_d$ 。

由于式(9)中分子、分母均含速度矢量 v_i, v_{i-1} 和 $v_{i,i-1}$, 因此在实际计算中, 要进行迭代计算, 根据速度矢量 v_i, v_{i-1} 和 $v_{i,i-1}$ 之间的递推关系, 可将 v_i, v_{i-1} 和 $v_{i,i-1}$ 分别表示为第 1 条块的关系式, 进而消除计算公式中的所有速度项。

4.3 可靠度指标计算

同样使用 v_i, v_{i-1} 速度递推关系式消除式(9)的速度项^[13], 即可得到极限状态函数 Z 。将 C, φ, γ 作为随机变量, 假定其符合正态分布, 则可靠度指标可写为

$$\beta = \frac{\sum_{i=1}^n (u_{x_i} - x_i^*) \frac{\partial g}{\partial x_i} \Big|_{x^*}}{\sqrt{\sum_{i=1}^n [\frac{\partial g}{\partial x_i} \Big|_{x^*} \sigma_{x_i}]^2}}, \quad (10)$$

对公式进行标准正态化, 由验算点 P^* 的坐标计算公式 $x_i^* = u_{x_i} - \alpha_i \beta \sigma_{x_i}$,

$$\text{其中 } \alpha_i = \frac{\frac{\partial g}{\partial x_j} \Big|_{x^*} \sigma_{x_j}}{\sqrt{\sum_{i=1}^n [\frac{\partial g}{\partial x_i} \Big|_{x^*} \sigma_{x_i}]^2}},$$

可分别求出

$$\left. \begin{aligned} x_1^* &= u_{x_1} - \alpha_1 \beta \sigma_{x_1}, \\ x_2^* &= u_{x_2} - \alpha_2 \beta \sigma_{x_2}, \\ x_3^* &= u_{x_3} - \alpha_3 \beta \sigma_{x_3}. \end{aligned} \right\} (11)$$

由于验算点位在极限状态曲面上^[14-15], 故有 $g(x_1^*, x_2^*, x_3^*) = 0$, 同样对其进行迭代计算可求出可靠度指标 β 。

在计算中取矸石体抗剪强度参数 C, φ 及重度 γ 作为随机变量, 假定其服从正态分布, 取其饱和强度指标均值分别为 10.49 kPa, 30.65°, 17.12 kN/m³, 变异系数为 0.12, 0.08, 0.05。滑动面如图 1 所示, 代入公式可计算出安全系数为 $f = 0.976$ 、可靠度指标 $\beta = 2.14$, 根据计算结果可以判断韦家沟煤矸石山边坡处于欠稳定状态。

5 结 论

采用塑性极限理论进行煤矸石散体边坡稳定性计算时, 主要根据塑性极限分析上限定律, 建立极限状态函数, 得出安全系数及可靠度指标计算公式。由于在采用塑性极限理论上限法计算安全系数及可靠度指标时均采用 Bishop 条分法建立析限状态函数, 计算出的可靠度指标易于与安全系数进行对比

分析。从韦家沟煤矸石山稳定性计算结果可以看出,采用 Bishop 法计算得出的煤矸石山滑体安全系数为 0.963,采用塑性极限理论上限法计算出的煤矸石山滑体安全系数为 0.976,可靠度指标为 2.14。从安全系数上来看,两者相差不大,而计算得出的可靠度指标则偏小,因而可以判定永荣韦家沟煤矸石山滑体处于欠稳定状态,出现滑坡的可能性较大。

参考文献:

- [1] 黄广龙,周建,龚晓南. 矿山排土场散体岩土强度变形特性[J]. 浙江大学学报, 2000, 34(1):54-59.
HUANG GUANG-LONG, ZHOU JIAN, GONG XIAO-NAN. Stress-strength in and shear strength properties of rock and soil materials of waste pile in open pit mines [J]. Journal of Zhejiang University: Engineering Science, 2000, 34(1):54-59.
- [2] 罗晓辉,李再光,何立红. 基于可靠性分析的基坑土钉支护稳定性[J]. 岩土工程学报, 2006, 28(4):480-484.
LUO XIAO-HUI, LI ZAI-GUANG, HE LI-HONG. Evaluation on stability of trench strengthened with soil nail based on reliability analysis [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, 28(4): 480-484.
- [3] 刘明维,何光春. 基于蒙特卡罗法的土坡稳定可靠度分析[J]. 重庆建筑大学学报, 2001, 23(5):96-99.
LIU MING-WEI, HE GUANG-CHUN. Reliability analysis of soil slope stability based on monte-carlo method [J]. Journal of Chongqing Jianzhu University, 2001, 23(5):96-99.
- [4] 谢全敏,陈立文,李道明,等. 滑坡灾害危险性评价的可靠性分析方法 [J]. 武汉理工大学学报, 2007, 29(1): 109-112.
XIE QUAN-MIN, CHEN LI-WEN, LI DAO-MING, et al. A reliability analysis on hazard evaluation of landslide [J]. Journal of Wuhan University of Technology, 2007, 29(1):109-112.
- [5] 马崇武,慕青松,苗天德. 滑坡极限分析与塑性耗散功率[J]. 兰州大学学报:自然科学版, 2004, 40(4): 98-100.
MA CHONG-WU, MU QING-SONG, MIAO TIAN-DE. Limit analysis and plastic dissipation power of landslides [J]. Journal of Lanzhou University: Natural Sciences, 2004, 40(4):98-100.
- [6] 陈祖煜. 土力学经典问题的极限分析上、下限解[J]. 岩土工程学报, 2002, 24(1):1-11.
CHEN ZU-YU. Limit analysis for the classic problems of soil mechanics [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2002, 24(1):1-11.
- [7] 朱合华,刘学增. 基于遗传算法的混合优化反分析及比较研究 [J]. 岩石力学与工程学报, 2003, 22(2): 197-202.
ZHU HE-HUA, LIU XUE-ZENG. Comparison study of mixed optimal methods based on genetic algorithm in back analysis [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2003, 22(2): 197-202.
- [8] 冯夏庭,张治强,杨成祥. 位移反分析的进化神经网络方法研究 [J]. 岩石力学与工程学报, 1999, 18(5): 529-533.
FENG XIA-TING, ZHANG YAN-QIANG, YANG CHENG-XIANG. Study on genetic-neural network method of displacement back analysis [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 1999, 18(5):529-533.
- [9] SMOLA A J, BERNHARD S. A tutorial on support vector regression [R]. London, U. K: Royal Holloway College, 1998.
- [10] JIANG G L, MAGNAN J P. Stability analysis of embankments comparison of limit analysis with method of slices [J]. Geotechnique, 1997, 47(4):857-872.
- [11] YU H S, SALGADO R, SLOAN S W. Limit analysis versus limit equilibrium for slope stability [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1998, 124(3): 265-276.
- [12] SLOAN S W, KLEEMAN P W. Upper bound limit analysis using discontinuous velocity fields [J]. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 1995, 127(13): 293-314.
- [13] 王根龙,门玉明,陈志新. 土坡稳定性塑性极限分析条分法 [J]. 长安大学学报:自然科学版, 2002, 22(4): 28-30.
WANG GEN-LONG, MEN YU-MING, CHEN ZHI-XIN. Plasticity limit analysis on soil slope stability by slice techniques [J]. Journal of Chang'an University: Natural Science Edition, 2002, 22(4): 28-30.
- [14] 王根龙,伍法权,门玉明. 基于土质边坡塑性极限分析条分法的可靠度计算方法研究 [J]. 工程地质学报, 2006, 14(6): 835-840.
WANG GEN-LONG, WU FA-QUAN, MEN YU-MING. Analysis of reliability index calculation on the basis of plasticity limit analysis & slice method of slope [J]. Journal of Engineering Geology, 2006, 14(6): 835-840.
- [15] SARMA S K. Stability analysis of embankments and slopes [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1979, 105(GT12): 1511-1524.

(编辑 赵静)