

DOI:10.11918/j.issn.0367-6234.201805025

断续结构面控制的危岩稳定可靠度分析方法

杜毅¹, 晏鄂川¹, 蔡静森¹, 胡显明², 柳万里¹

(1. 中国地质大学(武汉)工程学院, 武汉 430074; 2. 四川省交通运输厅公路规划勘察设计研究院, 成都 610041)

摘 要: 滑动破坏模式下的危岩体稳定可靠度多受断续结构面控制, 结构面连通率、分段强度与危岩所受作用力参数的变异性使得危岩可靠度存在不确定性, 为此, 提出断续结构面控制的危岩稳定可靠度分析方法. 基于蒙特卡罗法建立考虑结构面与危岩所受作用力参数不确定性的危岩体可靠度计算方法, 结合正交试验分析各因素对应失稳概率的敏感性并确立主导因素, 最终通过响应面设计, 分析主导因素参数变异性对可靠度的影响规律. 南门湾危岩带研究表明, 连通率与未贯通段黏聚力为影响危岩体可靠度的主导因素, 二者参数的变异性对危岩体可靠度的影响规律受其均值大小控制, 当参数均值的取值使得危岩体趋于失稳状态时, 其失稳概率随变异系数减小而升高, 低变异性参数可能导致可靠度评估过于保守; 当参数均值的取值使得危岩体偏向稳定状态时, 变异系数同失稳概率呈正相关, 低变异性参数可能造成危岩体可靠度的非保守估计. 所得结论可为该类危岩体可靠性评价工作提供参考.

关键词: 断续结构面; 不确定性; 连通率; 未贯通段黏聚力; 可靠度分析

中图分类号: TU457 **文献标志码:** A **文章编号:** 0367-6234(2019)08-0120-08

Reliability analysis method on unstable rock mass controlled by discontinuous structure

DU Yi¹, YAN Echuan¹, CAI Jingsen¹, HU Xianming², LIU Wanli¹

(1. Faculty of Engineering, China University of Geosciences, Wuhan 430074, China; 2. Sichuan Provincial Transport Department, High Way Planning, Survey, Design and Research Institute, Chengdu 610041, China)

Abstract: The stability and reliability of unstable rock in the sliding failure mode are controlled by the discontinuous structure. The variability of the connection rate of the structural plane, the section intensity parameters, and the force on unstable rock exerts high degree of uncertainty on the reliability of unstable rock. This paper presents a method for the reliability analysis of unstable rock controlled by discontinuous structure. Based on Monte Carlo method, the reliability calculation method of unstable rock mass with uncertain structure and uncertain force parameter was established. The sensitivity of each factor corresponding to the instability probability was analyzed and the dominant factor was determined by orthogonal test. Through the response surface design method, the influence of the dominant factor parameter variability on reliability was analyzed. The study on the Nanmenwan unstable rock belt shows that the connection rate and cohesion of unbroken segment are the main factors that influence the reliability of the rock mass, and the influence of variation of the two parameters on the reliability of unstable rock mass is controlled by their mean size. When the selected mean value causes the unstable rock mass to become unstable, the probability of instability will increase with the decrease of the coefficient of variation and the low variability will lead to an overly conservative assessment of reliability. The coefficient of variation is positively correlated with the probability of instability as the mean tends to be the stable segment of the unstable rock mass, and low variability parameters may result in a non-conservative estimate of the reliability of hazardous rocks. The study provides references for the reliability evaluation of this kind of unstable rock.

Keywords: discontinuous structure; uncertainty; connectivity rate; cohesion of unbroken segment; reliability analysis

剪切滑动破坏是危岩体崩塌中一种常见的破坏模式, 较多学者对该类破坏模式下的危岩体稳定性

状态评价开展了研究. 冯树荣等^[1]提出了具有 2 组平行节理岩质斜坡的极限平衡方法; 王林峰等^[2]基于材料力学与断裂力学建立了缓倾岩质边坡三维稳定性计算方法. 现阶段对危岩体失稳破坏的评价中, 大多数研究是基于稳定性系数高低开展的, 这种确定性的计算方法常忽略岩质斜坡系统中的不确定因素, 所得评价结果多为一种等效均质角度的问题表

收稿日期: 2018-05-08
基金项目: 国家自然科学基金(41672313)
作者简介: 杜毅(1993—), 男, 博士研究生;
晏鄂川(1969—), 男, 教授, 博士生导师
通信作者: 晏鄂川, yecyc6970@163.com

征,不代表该破坏模式下的危岩体在可变因素影响下的真实状态.针对该类危岩体几何边界参数与结构面参数的不确定性,可靠度理论被逐步用于其稳定性状态的评价当中,该方法能够有效考虑参数存在的不确定性,并以概率的形式评价其实际稳定性状态.因此,开展滑动破坏模式下的危岩体稳定可靠度分析研究尤为重要.

目前,考虑参数不确定性的岩质斜坡可靠度分析较多^[3-5].张硕等^[6]通过野外调查与概率统计方法研究了滑动破坏的危岩体几何参数与主控结构面等效强度参数的不确定性,并提出了该类危岩稳定可靠度的评价方法;杨智翔等^[7]基于可靠度理论研究发现,影响危岩稳定可靠度的主导因素为主控结构面倾角,结构面等效抗剪强度次之.已有研究对于由结构面控制的滑动破坏危岩可靠度分析意义较大,但研究者多基于危岩体几何参数或结构等效强度参数的不确定性进行研究,并未充分考虑结构面实际连通率、贯通段与未贯通段强度、危岩所受作用力参数的不确定性,且考虑断续结构面及作用力参数不确定性的危岩可靠度分析方法未见报道,故有必要对此开展深入研究.

本文以断续结构面控制的单面滑动危岩体为研究对象,选取断续结构面参数与危岩所受作用力参数为随机变量,提出该类危岩体的稳定可靠度分析方法,并结合实际工程案例对该方法进行验证.

1 断续结构面控制的危岩可靠度计算方法

危岩体断续结构面的几何参数与强度参数均具备不确定性,其不同环境中呈现出的分布状态有所差异,故为准确计算目标可靠度需选择适用的模拟方法.蒙特卡罗法不受随机变量是否呈正态、状态函数是否非线性等条件的限制,在满足模拟样本数量的前提下便可算得较为精确的失效概率与可靠度指标.本文基于该方法建立断续结构面控制的危岩体稳定可靠度计算方法.

1.1 危岩体稳定极限状态方程确立

利用等效思想,将危岩体受控的断续结构面视为贯通状态,不仅违背了实际地质模型结构,对危岩体稳定可靠度的分析也会造成较大误差,因此,将该类危岩体力学模型中起控制作用的结构面概化为断续状(图1).图中 AB 为断续主控结构面; l_r 为结构面未贯通段总长, l_j 为结构面贯通段总长,结构面连通率即为 $\eta = l_j / (l_r + l_j)$; α 为危岩破裂面倾角; H 为危岩体高度; W 为危岩体自重; Q 为水平地震力,取 ξ 为水平地震系数,则 $Q = \xi \times W$,式中 ξ 取0.05; V 为结构面贯通段中的裂隙水压力, $V = 0.5\gamma_w h_w^2$,式

中 γ_w 为水的重度, h_w 为裂隙充水高度,天然工况取贯通段裂隙深度的1/3,暴雨工况取贯通段裂隙深度的2/3.将 W 、 Q 、 V 三力沿断续结构面方向分解为法向分力与切向分力,并以此求得结构面的正应力 σ_n 与剪应力 τ_n 分别为

$$\sigma_n = (W \cos \alpha - Q \sin \alpha - V) \sin \alpha / H, \quad (1)$$

$$\tau_n = (W \sin \alpha + Q \cos \alpha) \sin \alpha / H. \quad (2)$$

胡波等^[8]基于结构面法向方向的平衡条件,代入Mohr-Coulomb和Patton强度公式得出断续主控结构面的抗剪强度为

$$\tau_f = (1 - \eta)(c_r + \sigma_r \tan \varphi_r) + \eta(c_j + \sigma_j \tan \varphi_j). \quad (3)$$

式中: c_r 与 φ_r 分别为断续结构面未贯通段的黏聚力与内摩擦角; c_j 与 φ_j 分别为断续结构面贯通段的黏聚力与内摩擦角; σ_r 与 σ_j 分别为其未贯通段与贯通段的正应力.

由结构面法向方向变形协调条件得

$$\begin{cases} \sigma_r = \frac{E}{\eta h K_n + E(1 - \eta)} \sigma_n, \\ \sigma_j = \frac{h K_n}{\eta h K_n + E(1 - \eta)} \sigma_n. \end{cases} \quad (4)$$

式中: E 为岩石的弹性模量; K_n 为断续结构面贯通段的法向刚度; h 为危岩体重心到断续结构面的距离.

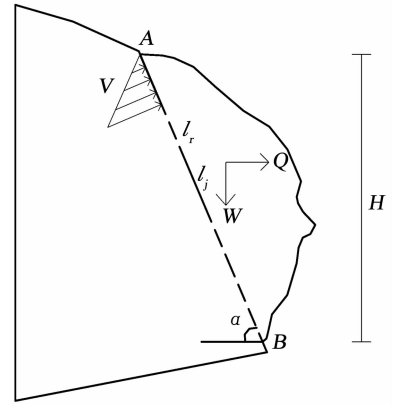


图1 断续结构面控制的危岩体模型

Fig. 1 Model of unstable rock masses with discontinuous structures

将式(1)代入式(4)得

$$\begin{cases} \sigma_r = \frac{E \sin \alpha (W \cos \alpha - Q \sin \alpha - V)}{H [\eta h K_n + E(1 - \eta)]}, \\ \sigma_j = \frac{h K_n \sin \alpha (W \cos \alpha - Q \sin \alpha - V)}{H [\eta h K_n + E(1 - \eta)]}. \end{cases} \quad (5)$$

将式(5)代入式(3)得

$$\tau_f = (1 - \eta) \left\{ c_r + \frac{E \tan \varphi_r \sin \alpha (W \cos \alpha - Q \sin \alpha - V)}{H [\eta h K_n + E(1 - \eta)]} \right\} + \eta \left\{ c_j + \frac{h K_n \tan \varphi_j \sin \alpha (W \cos \alpha - Q \sin \alpha - V)}{H [\eta h K_n + E(1 - \eta)]} \right\}. \quad (6)$$

在不考虑变量间相关性的条件下视危岩几何尺寸为定量,引入 $\eta, c_r, c_j, \varphi_r, \varphi_j, Q, V$ 及 W 8 个随机变量,设定主控结构面抗剪强度 τ_f 与剪应力 τ_n 的综合基本变量分别为 $R(\eta, c_r, c_j, \varphi_r, \varphi_j, Q, V, W)$ 与 $S(Q, W)$. 同时,结合滑塌式危岩稳定极限状态的定义可知,当主控结构面抗剪强度与剪应力的比值为 1 时,危岩体处于极限平衡状态,则断续结构面主控下的危岩体极限状态方程为

$$Z(x) = Z(\eta, c_r, c_j, \varphi_r, \varphi_j, Q, V, W) = \frac{R(\eta, c_r, c_j, \varphi_r, \varphi_j, Q, V, W)}{S(Q, W)} - 1.0 = 0. \quad (7)$$

1.2 危岩体稳定可靠度计算

当 $Z < 0$ 时,危岩体处于失稳破坏状态,根据式(7)建立断续结构面主控下的危岩体稳定可靠度功能函数为

$$Z(x) = Z(\eta, c_r, c_j, \varphi_r, \varphi_j, Q, V, W) = \frac{R(x_1, x_2, x_3, x_4, x_5, x_6, x_7, x_8)}{S(x_6, x_8)} - 1.0 < 0. \quad (8)$$

式中: $x_1, x_2, x_3, x_4, x_5, x_6, x_7, x_8$ 分别表示变量 $\eta, c_r, c_j, \varphi_r, \varphi_j, Q, V, W$.

基于蒙特卡罗法模拟,设置 N 次抽样,并利用功能函数中 8 个变量参数初始分布的联合概率密度函数 $f_{x_1, x_2, \dots, x_8}(x_1, x_2, \dots, x_8)$ 生成随机样本 x_i ,将危岩体的失稳概率 P_f 表示为

$$P_f = \int_{Z(x) \leq 0} \prod_{i=1}^N f_{x_i}(x_i) dx = E_{f_{x_i}(x_i)} \{I[Z(x)]\}. \quad (9)$$

式中: $I[Z(x)]$ 为指示函数, $I[Z(x)]$ 于 $Z(x) \leq 0$ 时取 1, $Z(x) > 0$ 时取 0; $E[\cdot]$ 为在联合概率密度函数下的数学期望算子^[9].

通过对联合概率密度函数中 8 个随机变量样本的抽取,计算出每组样本对应的 $Z(x)$ 数值,即获得危岩体的失稳样本 ($Z(x) < 0$) 个数,利用失稳样本的均值将失稳概率 P_f 的一个估计值表示为

$$\hat{P}_f = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N I[Z(x_i)] = \frac{n_s}{N}. \quad (10)$$

式中 n_s 为失稳样本个数.

可靠度指标 β 是表征失稳概率的一种度量,其与危岩失稳概率具备一一对应关系, β 越大,危岩失稳概率越小,反之 P_f 则越大. β 绝对值的大小可反映危岩体的稳定可靠程度,当 β 为正值且较大时,表明危岩体较稳定可靠;当 β 为负值且绝对值较大时,危岩体破坏的可能性极大^[10]. 其与 P_f 相对应为

$$\beta = \frac{\mu_Z - 1}{\sigma_Z} = -\varphi^{-1}(\hat{P}_f). \quad (11)$$

式中 φ 为标准正态分布函数.

2 多因素对应可靠度的敏感性分析

基于正交试验设计,以危岩失稳概率和断续结构面相关变量因素为研究对象,假定各因素变异系数均为一相同定值,计算分析各参数均值对应失稳概率的敏感性大小及其随各均值变化的规律. 正交试验设计是用于多因素试验的一种方法,是从全面试验中挑选出部分有代表的点进行试验,这些代表点具有均匀和整齐的特点^[11]. 其可以通过部分代表性试验的分析结果来掌握全面试验的效果,且计算过程简便,具有较高效率.

正交试验设计中,将各组试验得到的结果称作指标,将所研究的各项影响指标的试验成分称作因素,因素在试验中要比较的不同条件称作水平. 本文选用极差分析法来考察试验结果,各因素的极差计算公式如下:

$$R_j = \max \{K_{ij}\} - \min \{K_{ij}\}. \quad (12)$$

式中 K_{ij} 为 j 因素的第 i 个水平获得的试验结果总和.

极差越大,表明因素水平的改变对试验结果的影响越显著,即极差最大的因素为主导因素,次大的因素为次主导因素,依次排列可得各因素对应试验指标的敏感性顺序.

3 主导因素参数变异性对可靠度的影响规律

利用响应面设计与方差分析法,分析主导因素与次主导因素的参数变异性对危岩失稳概率的影响,同时考察二者均值的变化对变异系数响应程度的影响规律. 响应面设计是根据系统变量参数多种组合的试验结果,通过最小二乘法回归拟合出变量参数与分析目标之间响应面函数的试验方法^[12]. 该方法可以有效地减少试验次数,通过方差分析得出各研究因素影响试验指标的显著性大小,且能够通过三维响应面图直观地反映出研究因素间的交互关系. 选用二阶多项式构建响应面函数模型:

$$\hat{y} = A + \sum_{i=1}^k B_i x_i + \sum_{i=1}^k \sum_{j=1}^k C_{ij} x_i x_j + \sum_{i=1}^k D_{ii} x_i^2. \quad (13)$$

式中: $x_{i,j}$ ($i, j = 1, 2, \dots, n$) 为随机变量; A, B_i, C_{ij}, D_{ii} ($i, j = 1, 2, \dots, n$) 为待定因子.

基于已构建的响应面模型,对变量组合的多组试验指标进行统计,随后进行模型显著性验证与方差分析 (ANOVA). 模型回归方差中变量对危岩失稳概率影响的显著性由 95% 置信度的联合假设检验判断. 其中, F 值表示方程中各变量影响响应指标的显著性; P 值是指某事件发生概率的大小^[13], 变量

显著程度随概率 P 值的减小而增高,当 $P < 0.05$ 时变量为显著,当 $P < 0.01$ 时变量为极显著. 所做试验与模型拟合的程度由模型 P 值、失拟项 P 值及确定系数 R^2 表示,当模型 $P < 0.01$ 、失拟项 $P > 0.05$ 及 $R^2 > 0.8^{[14]}$ 均满足时,二者能够较好拟合,所得分析结论也更为可靠.

4 工程实例分析

4.1 危岩体稳定可靠度计算

南门湾危岩带位于重庆市巫溪县新老县城之间,该处于 1987 年开始,多次发生岩体失稳崩塌,并时常伴有局部掉块现象,对当地通往周围地区的道路交通及人员安全造成了巨大隐患,严重制约了巫溪县的社会经济发展^[15]. 危岩带主要由三叠系嘉陵江组白云质角砾状石灰岩组成,由北到南沿 $180^{\circ} \sim 130^{\circ}$ 方向呈弧形展布,全长 630 m,北高南低,变形破坏(松动带)宽度 4 ~ 25 m,垂直斜坡厚度 2 ~ 14 m. 危岩带共存在 20 处危岩体,除 WY1 外,

WY2 ~ WY20 均为由断续结构面控制的危岩体. 为验证上述可靠度计算方法的工程适用性,选取暴雨工况下的 4 个代表性危岩体(WY5、WY7、WY10、WY12)进行可靠度计算与稳定性状态评价.

首先,通过野外调查、室内试验、原位测试及相关工程经验,对四者的尺寸定量参数、断续结构面及作用力随机变量参数进行 20 次统计(表 1),并采用概率图法分析得知该 8 变量均服从正态分布. 利用数值分析软件 MATLAB,产生 $N = 1 \times 10^6$ 个随机样本,计算其稳定可靠度,其中岩石的弹性模量 $E = 35 \text{ GPa}$ 、断续结构面贯通段的法向刚度 $K_n = 5.2 \times 10^7 \text{ kN/m}$. 其次,仅以结构面等效强度参数为随机变量,基于加权平均法统计计算出四者结构面等效强度参数的均值与标准差,结合文献[16]所提出的滑塌式危岩体可靠度计算方法计算四者的可靠度. 最终,利用结构面等效强度参数的均值,通过危岩稳定性评价标准^[17]计算出四者的稳定性系数.

表 1 危岩体变量参数统计

Tab. 1 Statistics of variable parameters of unstable rock

危岩体 编号	η		c_r		φ_r		c_j		φ_j		Q		V		W	
	$\mu/\%$	CV	μ/kPa	CV	$\mu/(^{\circ})$	CV	μ/kPa	CV	$\mu/(^{\circ})$	CV	μ/kN	CV	μ/kN	CV	μ/MN	CV
WY5	35	0.167	952.1	0.070	38.0	0.060	76.0	0.083	23.9	0.079	566	0.031	45.0	0.29	11.3	0.031
WY7	35	0.143	931.6	0.064	35.0	0.058	86.0	0.082	25.6	0.078	625	0.026	52.4	0.26	12.5	0.026
WY10	27	0.156	961.2	0.071	38.0	0.065	92.0	0.093	24.3	0.085	653	0.025	21.7	0.23	13.1	0.032
WY12	43	0.169	971.0	0.067	37.0	0.063	86.0	0.087	24.3	0.082	713	0.028	145.8	0.29	14.3	0.028

如表 2 所示,本文方法算得 WY5、WY7、WY10、WY12 的失稳概率分别为 48.29%, 52.26%, 21.67%, 55.04%, 均大于文献[16]方法的计算结果,且最大差异高达 16.39%,表明在固定危岩体几何尺寸的可靠度分析中,仅考虑结构面等效强度参数变异性的可靠度计算方法较不完备,所得结果往往过于理想,而本文所提方法综合考虑了结构面连

通率、分段强度与危岩所受作用力参数的不确定性,计算结果更为准确. 结合危岩稳定状态划分标准^[18]可知, WY5、WY7、WY12 的失稳概率位于 30% ~ 60%,属于欠稳定状态, WY10 的失稳概率位于 5% ~ 30%,为基本稳定状态,该结果与稳定性系数评价标准所得状态相符. 因此,本文提出的危岩体可靠度计算方法较为准确合理,具备一定的工程适用性.

表 2 危岩体稳定性评价结果

Tab. 2 Stability evaluation results of unstable rock

危岩体	H/m	$\alpha/(^{\circ})$	h/m	等效黏聚力 c		等效内摩擦角 φ		本文方法		文献[16]方法		稳定性 系数	稳定性 状态
				μ/kPa	σ/kPa	$\mu/(^{\circ})$	$\sigma/(^{\circ})$	$P_f/\%$	β	$P_f/\%$	β		
WY5	12.79	68	5.5	644.8	89.0	33.2	3.39	48.29	0.042 9	31.90	0.470 5	1.055	欠稳定
WY7	13.80	67	6.9	635.6	61.0	31.7	2.55	52.26	-0.056 7	40.10	0.250 8	1.035	欠稳定
WY10	11.52	61	8.4	726.4	100.9	34.5	3.98	21.67	0.783 4	10.01	1.281 0	1.152	基本稳定
WY12	18.75	71	9.1	590.5	71.4	31.5	3.20	55.04	-0.126 7	40.51	0.240 2	1.025	欠稳定

4.2 基于正交试验的因素敏感性分析

4.2.1 正交试验设计

分析断续结构面参数及所受作用力参数对危岩失稳概率影响程度的敏感性,在 WY7 的统计参数区间内,以 8 因素均值为中心选出各因素的 3 个水平(表 3),制定 8 因素 3 水平的正交表 $L_{27}(3^8)$,同时

假定各因素变异系数均为 0.1,计算 27 组试验所得危岩失稳概率如表 3 所示.

4.2.2 因素敏感性分析

对表 4 所得结果进行极差分析,由表 5 可知, μ_{η} 3 水平对危岩失稳概率的影响极差 34.76% 为最大, $R_{\mu_{\sigma}}$ = 30.60% 次之,其余 6 项极差值较二者相比均

小很多,由大到小分别为 μ_w 、 μ_{qj} 、 μ_{cj} 、 μ_{qr} 、 μ_Q 、 μ_V ,则该 8 因素对危岩失稳概率影响的敏感性排序为:连通率>未贯通段黏聚力>危岩自重>贯通段内摩擦角>贯通段黏聚力>未贯通段内摩擦角>水平地震力>裂隙水压力,其中连通率为主导因素,未贯通段黏聚力为次主导因素.

表 3 正交试验因素与水平

Tab. 3 Factors and levels of orthogonal test				
因素	统计参数区间	水平		
		-1	0	1
$A-\mu_{cj}/\text{kPa}$	70.4 ~ 96.5	79	86	93
$B-\mu_{cr}/\text{kPa}$	815.5 ~ 993.8	871.6	931.6	991.6
$C-\mu_{qj}/(^{\circ})$	23.5 ~ 27.6	23.5	25.6	27.6
$D-\mu_{qr}/(^{\circ})$	32.7 ~ 37.1	33	35	37
$E-\mu_{\eta}/\%$	28.9 ~ 41.3	30	35	40
$F-\mu_Q/\text{kN}$	610 ~ 645	610	625	640
$G-\mu_V/\text{kN}$	35.7 ~ 72.9	38	52	66
$H-\mu_w/\text{MN}$	12.2 ~ 12.9	12.2	12.5	12.8

表 4 正交设计与结果

Tab. 4 Results and design of orthogonal test									
方案	μ_{cj}/kPa	μ_{cr}/kPa	$\mu_{qj}/(^{\circ})$	$\mu_{qr}/(^{\circ})$	$\mu_{\eta}/\%$	μ_Q/kN	μ_V/kN	μ_w/MN	失稳概率/%
1	79	871.6	23.5	33	30	610	38	12.2	49.67
2	79	871.6	23.5	33	35	625	52	12.5	73.40
3	79	871.6	23.5	33	40	640	66	12.8	90.93
4	79	931.6	25.6	35	30	610	38	12.5	33.63
5	79	931.6	25.6	35	35	625	52	12.8	58.56
6	79	931.6	25.6	35	40	640	66	12.2	67.78
7	79	991.6	27.6	37	30	610	38	12.8	19.33
8	79	991.6	27.6	37	35	625	52	12.2	25.08
9	79	991.6	27.6	37	40	640	66	12.5	49.97
10	86	871.6	25.6	37	30	625	66	12.2	44.50
11	86	871.6	25.6	37	35	640	38	12.5	66.72
12	86	871.6	25.6	37	40	610	52	12.8	85.23
13	86	931.6	27.6	33	30	625	66	12.5	29.90
14	86	931.6	27.6	33	35	640	38	12.8	53.70
15	86	931.6	27.6	33	40	610	52	12.2	60.50
16	86	991.6	23.5	35	30	625	66	12.8	26.34
17	86	991.6	23.5	35	35	640	38	12.2	33.25
18	86	991.6	23.5	35	40	610	52	12.5	58.13
19	93	871.6	27.6	35	30	640	52	12.2	39.86
20	93	871.6	27.6	35	35	610	66	12.5	62.17
21	93	871.6	27.6	35	40	625	38	12.8	82.26
22	93	931.6	23.5	37	30	640	52	12.5	35.51
23	93	931.6	23.5	37	35	610	66	12.8	59.95
24	93	931.6	23.5	37	40	625	38	12.2	66.45
25	93	991.6	25.6	33	30	640	52	12.8	23.90
26	93	991.6	25.6	33	35	610	66	12.2	29.01
27	93	991.6	25.6	33	40	625	38	12.5	54.30

表 5 极差分析

Tab. 5 Range analysis results									
编号	μ_{cj}	μ_{cr}	μ_{qj}	μ_{qr}	μ_{η}	μ_Q	μ_V	μ_w	
K_{1j}	52.04	66.08	54.85	51.70	33.63	50.85	51.03	46.23	
K_{2j}	50.92	51.78	51.51	51.33	51.32	51.20	51.13	51.53	
K_{3j}	50.38	35.48	46.97	50.30	68.39	51.29	51.17	55.58	
R	1.66	30.60	7.88	1.40	34.76	0.44	0.14	9.35	

如图 2 所示,随着 μ_{cj} 、 μ_{cr} 、 μ_{qj} 、 μ_{qr} 的增大,危岩失稳概率均呈下降趋势.其中断续结构面未贯通段黏聚力均值的影响程度最大,危岩失稳概率随之变化区间为 66% ~ 35%,证实了其为主导因素,贯通段内摩擦角均值的影响程度次之,贯通段黏聚力与未贯通段内摩擦角均值的影响程度均较小, P_f 随之平缓下降.当 μ_{η} 、 μ_Q 、 μ_V 、 μ_w 增大时,危岩失稳概率均有所升高,其中 P_f 受连通率均值影响的变化区间为 33% ~ 68%,为极差分析中最大的变化跨度,表明其对危岩稳定可靠度的评价极其重要,也证实了连通率是影响该危岩稳定可靠度的主导因素.危岩体自重均值的影响程度次之,而水平地震力与裂隙水压力的均值变化对 P_f 几乎无影响.

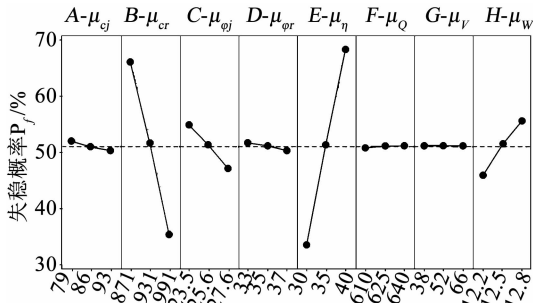


图 2 失稳概率正交效应

Fig. 2 Orthogonal test effect of instability probability

4.3 主导因素变异性影响分析

4.3.1 响应面设计与结果

利用 Design-Export 中的 Box-Behnken 方法,构建上节所得主导因素连通率与未贯通段黏聚力的均值及变异系数影响危岩稳定可靠度的试验模型,选取 $\mu_{cr}(A)$ 、 $CV_{cr}(B)$ 、 $\mu_{\eta}(C)$ 、 $CV_{\eta}(D)$ 为自变量,以危岩失稳概率为响应值,设计响应面试验,各变量的水平取值见表 6.

表 6 响应面试验变量与水平

Tab. 6 Factors and levels of response surface test			
因素	水平		
	-1	0	1
$A-\mu_{cr}/\text{kPa}$	871.6	931.6	991.6
$B-CV_{cr}$	0.03	0.06	0.09
$C-\mu_{\eta}/\%$	30	35	40
$D-CV_{\eta}$	0.1	0.2	0.3

通过已选响应面模型与表 6 所示因素水平设计 29 组试验,各组试验所得危岩体失稳概率见表 7.

4.3.2 变量显著性分析

根据表 7 所得结果,变量参数与危岩失稳概率可拟合出的二阶多项式为

$$P_f = 51.97 - 19.81A + 0.33B + 22.21C + 0.098D + 2.3AB + 0.87AC + 6.73AD - 2.42BC +$$

$$0.15BD - 7.39CD + 0.007A^2 - 0.55B^2 - 0.32C^2 - 0.57D^2.$$

表 7 响应面试验设计与结果

Tab.7 Design and results of response surface test

方案	μ_{cr}/kPa	CV_{cr}	$\mu_{\eta}/\%$	CV_{η}	失稳概率/%
1	871.6	0.06	35	0.1	79.67
2	931.6	0.06	35	0.2	53.13
3	931.6	0.06	30	0.3	34.57
4	931.6	0.06	40	0.1	82.60
5	871.6	0.06	30	0.2	49.73
6	931.6	0.03	30	0.2	25.45
7	991.6	0.06	30	0.2	13.51
8	871.6	0.09	35	0.2	69.64
9	991.6	0.03	35	0.2	28.87
10	931.6	0.09	35	0.1	51.01
11	991.6	0.06	35	0.3	36.39
12	931.6	0.06	30	0.1	19.71
13	991.6	0.06	35	0.1	22.47
14	931.6	0.06	35	0.2	52.89
15	991.6	0.06	40	0.2	55.29
16	931.6	0.09	35	0.3	51.35
17	931.6	0.06	40	0.3	67.90
18	931.6	0.03	35	0.1	50.60
19	931.6	0.06	35	0.2	52.26
20	931.6	0.06	35	0.2	51.25
21	931.6	0.03	35	0.3	50.36
22	931.6	0.03	40	0.2	75.41
23	871.6	0.06	35	0.3	66.67
24	871.6	0.03	35	0.2	74.10
25	871.6	0.06	40	0.2	88.01
26	931.6	0.09	30	0.2	31.42
27	931.6	0.09	40	0.2	71.71
28	931.6	0.06	35	0.2	50.32
29	991.6	0.09	35	0.2	33.60

对上述响应面模型进行方差分析(表 8),由表 8 可知模型 $P<0.000\ 1$, 表现为差异极显著;模型与试验间失拟项 $P=0.053\ 9>0.05$ 不显著,二者拟合效果较好;确定系数 $R^2=0.992\ 5>0.8$,表明该响应面模型与试验指标具有 99.25% 的符合度. 在一次项中,断续结构面未贯通段黏聚力均值 A 与连通率均值 C 的 F 值分别为 782.41,983.79,且二者的 P 值均小于 0.000 1,为影响极显著,验证了连通率为主导因素而未贯通段黏聚力次之. B 、 D 的 P 值分别为 0.650 0,0.891 5,均呈不显著影响,且 CV_{cr} 对危岩失稳概率的影响程度略大于 CV_{η} ;在二次项中,

连通率与未贯通段黏聚力的均值及变异系数的 P 值均大于 0.05,即响应不显著;在交互项中,响应最为显著的是 μ_{η} 与 CV_{η} 的交互作用,其概率 $P_{CD}<0.000\ 1$, F 值为 36.3, μ_{cr} 与 CV_{η} 的交互作用显著性次之,其概率 $P_{AD}<0.000\ 1$, F 值为 30.11,除该两项交互作用,其余交互项概率均大于 0.05 为不显著,且 CV_{cr} 与 CV_{η} 的交互概率 P_{BD} 高达 0.907 6,对危岩失稳概率几乎无影响.

表 8 响应面模型的方差分析

Tab.8 Variance analysis of response surface model

来源	平方和	自由度	均方和	F 值	P 值
模型	11 080.44	14	791.46	131.53	<0.000 1
$A-\mu_{cr}$	4 708.04	1	4 708.04	782.41	<0.000 1
$B-CV_{cr}$	1.29	1	1.29	0.21	0.650 0
$C-\mu_{\eta}$	5 919.85	1	5 919.85	983.79	<0.000 1
$D-CV_{\eta}$	0.12	1	0.12	0.019	0.891 5
AB	21.11	1	21.11	3.51	0.082 1
AC	3.06	1	3.06	0.51	0.487 3
AD	181.17	1	181.17	30.11	<0.000 1
BC	23.38	1	23.38	3.88	0.068 8
BD	0.084	1	0.084	0.014	0.907 6
CD	218.45	1	218.45	36.3	<0.000 1
A^2	3.26E-04	1	3.26E-04	5.41E-05	0.994 2
B^2	1.94	1	1.94	0.32	0.579 3
C^2	0.68	1	0.68	0.11	0.742 4
D^2	2.14	1	2.14	0.36	0.560 6
残差	84.24	14	6.02		
失拟项	78.73	10	7.87	5.71	0.053 9
纯误差	5.52	4	1.38		
总误差	11 164.68	28			
$R^2=0.992\ 5$			$R^2_{Adj}=0.984\ 9$	$R^2_{Pred}=0.958\ 6$	

4.3.3 变量交互作用分析

不同变量间交互作用对危岩失稳概率影响的曲面效应关系如图 3 所示. 由图 3(a)、(b)、(c)可知,在未贯通段黏聚力均值参与的 3 个交互项中,三维曲面形态及响应指标跨度均有所差别. 如图 3(a)所示, μ_{cr} 与 CV_{cr} 的交互曲面曲率较小,表明其交互作用对 P_f 存在一定程度的影响,但响应并不显著,其中当 μ_{cr} 较小时 CV_{cr} 对 P_f 的影响是负相关的,随着 μ_{cr} 的增大其负相关趋势逐渐减弱,当 μ_{cr} 增大使得 P_f 高于 50% 以后,二者转变为正相关关系. 如图 3(b)所示, μ_{cr} 与 μ_{η} 的交互作用对 P_f 影响跨度较大,但二者对 P_f 的影响程度及规律不受彼此大小变化而改变,且该曲面较为平滑,验证了二者对 P_f 的影响均极显著,而其基本不构成交互作用影响. 在图 3(c)中,陡峭

的曲面表明 μ_{cr} 与 CV_η 的交互作用对 P_f 影响极为显著, 当 μ_{cr} 较小时, CV_η 的增大能够使危岩体失稳概率降低 13.00%, 当 μ_{cr} 较大时, CV_η 与危岩体可靠度呈正相关关系, P_f 随 CV_η 的增大而提升 13.92%。在连通率均值 μ_η 与 CV_{cr} 、 CV_η 的两个交互项中 (图 3(d)、(e)), CV_{cr} 与 CV_η 对应 P_f 的影响规律与图 3(a)、(c) 所示相同, 即当 μ_η 较小时, P_f 随 CV_{cr} 、 CV_η 增大而分

别增大 5.97%, 14.86%, 当 μ_η 较大时, P_f 随 CV_{cr} 、 CV_η 增大而分别减小 3.70%, 14.7%。由图 3(f) 可知, 当 μ_{cr} 与 μ_η 均取中间水平, 即 P_f 趋近于 50% 时, CV_{cr} 与 CV_η 的交互曲面近似为水平面, 验证了其交互作用对 P_f 几乎无影响, 且二者单边均无明显改变 P_f 的大小, 表明两因素均值的中间水平使得 P_f 趋近于转折点。

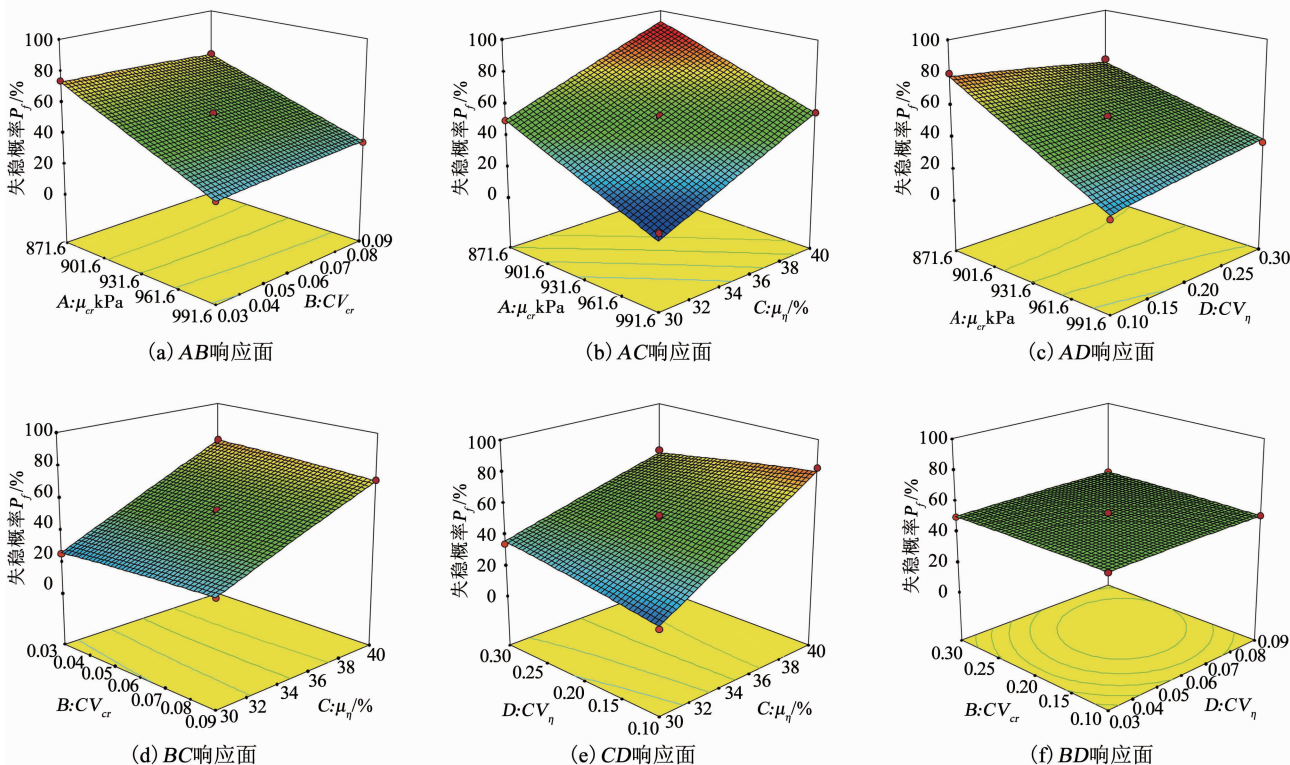


图 3 因素变量交互响应面分析

Fig. 3 Response surface analysis of the interaction of factor variables

由以上分析可知, 主导因素连通率及未贯通段黏聚力的均值对 P_f 的单项影响极为显著, 且 μ_η 的敏感程度略高于 μ_{cr} , 其中 P_f 随 μ_{cr} 增大而降低, 随 μ_η 增大而升高, 与 5.5.2 节中所得结论一致. 二者变异系数对 P_f 的影响规律受均值大小的控制, 且 WY7 中该规律变化的转折点为临界值 $P_f = 50\%$, 当 μ_{cr} 或 μ_η 的取值使得 P_f 高于临界值时, 二者的变异系数与 P_f 呈负相关; 当 μ_{cr} 或 μ_η 的取值致使 P_f 低于临界值时, P_f 随 CV 的增大而升高. 主导因素均值取值的变化实则表征危岩体所处稳定性状态的改变, 即当危岩体处于较不稳定或不稳定状态时, 主导因素参数的低变异性会高估危岩体失稳概率, 致使对危岩体的可靠度评价过于保守; 当危岩体处于发育初期或较稳定状态时, 主导因素的低变异性会低估危岩体失稳概率, 此时的可靠度评价结果则较不可信。

5 结论

1) 在固定危岩体几何尺寸的稳定可靠度分析

中, 仅考虑结构面等效强度参数变异性的可靠度计算结果多过于安全, 而本文所提方法综合考虑了结构面连通率、分段强度与危岩所受作用力参数的不确定性, 计算结果更为保守准确. 且依据本文方法所得结果划分的危岩体稳定状态与稳定性系数评价标准划分的状态相符, 故本文提出的危岩体可靠度计算方法较为准确合理, 具备一定的工程适用性。

2) 单面剪切滑动破坏模式下的危岩体断续结构面及所受作用力参数变量的可靠度敏感性排序为: 连通率 $\eta >$ 未贯通段黏聚力 $c_r >$ 危岩自重 $W >$ 贯通段内摩擦角 $\varphi_i >$ 贯通段黏聚力 $c_i >$ 未贯通段内摩擦角 $\varphi_r >$ 水平地震力 $Q >$ 裂隙水压力 V , 其中 η 与 c_r 对危岩体失稳概率影响程度较大, 为主导因素, 其余 6 因素对危岩体可靠度的影响较小. 危岩体失稳概率随连通率与各作用力均值的增大而升高, 结构面强度参数的均值与危岩体失稳概率呈负相关关系。

3) 连通率与未贯通段黏聚力的参数变异性对

危岩体失稳概率的影响受其均值大小的控制,当参数均值的取值使得危岩体趋于偏失稳状态时,二者的变异系数与失稳概率呈负相关,低变异性参数可能导致可靠度评价结果过于保守;当参数均值的取值使得危岩体趋于偏稳定状态时,失稳概率随变异系数的增大而升高,主导因素参数的低变异性会低估危岩体失稳概率,使得可靠度评价结果较不可信.

4) 本文提出的稳定可靠度分析方法能用于评价断续结构面控制的危岩体可靠性,是一种行之有效的可靠度分析方法. 在该类危岩体稳定可靠性评价工作中,要尽可能地详细调查断续结构面相关参数的均值与变异性大小,从而提高危岩体可靠度分析结果的准确性.

参考文献

[1] 冯树荣, 赵海斌, 蒋中明. 节理岩体边坡稳定性分析新方法[J]. 岩土力学, 2009, 30(6): 1639
FENG Shurong, ZHAO Haibin, JIANG Zhongmin. A new method of stability analysis of jointed rock slope[J]. Rock and Soil Mechanics, 2009, 30(6): 1639. DOI:10.16285/j. rsm. 2009. 06. 051

[2] 王林峰, 陈洪凯, 唐红梅, 等. 地震作用下坠落式危岩稳定性分析[J]. 地下空间与工程学报, 2013, 9(5): 1191
WANG Linfeng, CHEN Hongkai, TANG Hongmei, et al. Stability analysis for falling perilous rock triggered by earthquake[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2013, 9(5): 1191

[3] 阙金声, 陈剑平, 石丙飞, 等. 广州科学城岩质边坡稳定性可靠度分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, 25(增刊 2): 3737
QUE Jinsheng, CHEN Jianping, SHI Bingfei, et al. Reliability analysis of rock slope stability in Guangzhou Science City[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006, 25 (Suppl 2): 3737. DOI:10.3321/j. issn:1000-6915. 2006. z2. 063

[4] 李典庆, 周创兵. 考虑多失效模式相关的岩质边坡体系可靠度分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2009, 28(3): 541
LI Dianqing, ZHOU Chuangbing. System reliability analysis of rock slope considering multiple correlated failure modes[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2009, 28(3): 541. DOI:10.3321/j. issn:1000-6915. 2009. 03. 013

[5] 陈鹏, 徐博侯. 基于因素敏感性的边坡稳定可靠度分析[J]. 中国公路学报, 2012, 25(4): 42
CHEN Peng, XU Bohou. Reliability analysis slope stability based on factors sensitivity[J]. China Journal of Highway and Transport, 2012, 25(4): 42. DOI:10.19721/j. cnki. 1001-7372. 2012. 04. 007

[6] 张硕, 路军富, 裴向军, 等. 坠落式危岩体稳定性可靠度判定及参数敏感性分析[J]. 工程地质学报, 2015, 23(3): 429
ZHANG Shuo, LU Junfu, PEI Xiangjun, et al. Analysis of parameter sensitivity and judgement of stability reliability for falling unstable rock[J]. Journal of Engineering Geology, 2015, 23(3): 429. DOI:10.13544/j. cnki. jeg. 2015. 03. 009

[7] 杨智翔, 裴向军, 袁进科. 基于可靠度理论对滑移式落石的稳定性及敏感性分析[J]. 科学技术与工程, 2017, 17(1): 285
YANG Zhixiang, PEI Xiangjun, YUAN Jinke. The reliability theory

to slippage of rockfall stability and sensitivity analysis[J]. Science Technology and Engineering, 2017, 17(1): 285

[8] 胡波, 张楠, 王思敬, 等. 断续节理岩体模型试验及强度分析研究[J]. 地下空间与工程学报, 2011, 7(4): 657
HU Bo, ZHANG Nan, WANG Sijing, et al. Model test and strength analysis research on intermittent joint rock mass[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2011, 7(4): 657

[9] 张浮平, 曹子君, 唐小松, 等. 基于蒙特卡罗模拟的高效边坡可靠度修正方法[J]. 工程力学, 2016, 33(7): 55
ZHANG Fuping, CAO Zijun, TANG Xiaosong, et al. Efficient slope reliability updating method based on Monte Carlo simulation[J]. Engineering Mechanics, 2016, 33(7): 55. DOI:10.6052/j. issn. 1000-4750. 2015. 02. 0108

[10] 蔡静森. 斜坡力学参数变异性描述及其稳定性预测[D]. 武汉: 中国地质大学, 2016
CAI Jingsen. Slope stability prediction based on mechanical parameter variability characterization[D]. Wuhan: China University of Geosciences, 2016

[11] 方开泰, 马长兴. 正交与均匀试验设计[M]. 北京: 科学技术出版社, 2001
FANG Kaitai, MA Changxing. Orthogonal and uniform experimental design[M]. Beijing: Science and Technology Press, 2001

[12] MASON R L, GUNST R F, HESS J L. Statistical design and experiments with applications to engineering and science[M]. New York: John Wiley and Sons Publication, 2003

[13] FREIRE L, CARMEZIM M J, FERREIRA M G S, et al. The passive behaviour of aisi 316 in alkaline media and the effect of pH: A combined electrochemical and analytical study[J]. Electrochimica Acta, 2010, 55(21): 6174. DOI:10.1016/j. electacta. 2009. 10. 026

[14] RANJBARI E, HADJMOHAMMADI M R. Optimization of magnetic stirring assisted dispersive liquid-liquid microextraction of rhodamine b and rhodamine 6g by response surface methodology: Application in water samples, soft drink, and cosmetic products[J]. Talanta, 2015, 139: 216. DOI:10.1016/j. talanta. 2015. 02. 051

[15] 李漪, 晏鄂川, 胡显明, 等. 南门湾滑移式危岩体风险评价研究[J]. 长江科学院院报, 2011, 28(5): 14
LI Yi, YAN Echuan, HU Xianming, et al. Risk assessment for Nanmenwan sliding dangerous rock masses[J]. Journal of Yangtze River Scientific Research Institute, 2011, 28(5): 14. DOI:10.3969/j. issn. 1001-5485. 2011. 05. 004

[16] 王林峰, 陈洪凯, 唐红梅. 危岩稳定可靠度计算方法研究[J]. 人民长江, 2012, 43(23): 14
WANG Linfeng, CHEN Hongkai, TANG Hongmei. Study on the calculation method of stable reliability of dangerous rock[J]. Yangtz River, 2012, 43(23): 14. DOI:10.16232/j. cnki. 1001-4179. 2012. 23. 003

[17] 重庆市质量监督局. DB50/143—2003 地质灾害防治工程勘察规范[S]. 2003

[18] 张倬元, 王士天, 王兰生. 工程地质分析原理[M]. 北京: 地质出版社, 2005
ZHANG Zhuoyuan, WANG Shitian, WANG Lansheng. Principle of engineering geology analysis[M]. Beijing: Geological Publishing House, 2005