

# 基于突变特征的边坡工程失稳判据研究\*

李 帅<sup>1</sup>, 苏永华<sup>2</sup>, 杜俊旺<sup>1</sup>

(1. 河南省交通规划设计研究院股份有限公司, 河南 郑州 450099; 2. 湖南大学土木工程学院, 湖南 长沙 410082)

**摘要:** 边坡系统时刻与外界环境进行着物质、能量和信息的交换, 导致其失稳演化过程具有典型的非线性、非连续性特征, 这是边坡工程稳定性难以准确评估的重要原因之一。结合非线性突变理论, 以势函数为响应变量, 破裂区长度为控制变量, 构建边坡突变失稳分析模型, 对边坡力学机制及突变模型特征进行分析, 获得边坡发生突变失稳时的破裂区临界长度, 量化边坡稳定状态判定依据, 为边坡的稳定性评估提供一种新的可选路径。实例分析结果表明, 基于所述方法得到的结果与实际情况间误差在工程上是可以接受的, 验证了方法的可行性。

**关键词:** 边坡稳定性; 失稳判据; 结构面; 突变理论

**中图分类号:** TU43    **文献标识码:** A    **文章编号:** 1672-2132(2020)06-0852-08

## Research on Instability Criterion of Slope Project based on Mutation Characteristics

LI Shuai<sup>1</sup>, SU Yonghua<sup>2</sup>, DU Junwang<sup>1</sup>

(1. Henan Provincial Communications Planning and Design Institute Co., Ltd., Zhengzhou 450099, China;

2. College of Civil Engineering, Hunan University, Changsha 410082, China)

**Abstract:** The exchange of mass, energy as well as information occurs incessantly between the slope system and the external environment, resulting in nonlinearity and discontinuity characteristics of in the evolutionary process of slope failure. These characteristics are important reasons why the stability of slope engineering is difficult to be assessed accurately. Combining with nonlinear mutation theory, the potential function was first set as the response variable and the fracture zone length was set as a control variable, then the analytical mutation failure model of the slope was established. The model features and mechanical mechanism of slopes were further analyzed. The critical length of the crack zone, which results in slope failure, was solved. The instability criterion of the slope was quantized. The research may provide a helpful reference for slope stability evaluation. The results of the case studies show that the error between results acquired by the proposed method and actual data is acceptable. The feasibility of the proposed method is verified.

**Keywords:** slope stability; instability criterion; structural plane; mutation theory

\* 收稿日期: 2018-10-18; 修回日期: 2018-12-17

基金项目: 国家自然科学基金项目(51578232)、河南省交通运输科技计划项目(2017Z04)资助

作者简介: 李 帅(1989-), 男, 博士。主要从事边坡工程分析方法及优化设计方面的研究。Email: shuai\_li@hnu.edu.cn

## 引言

随着我国公路建设不断向西部山区迈进,越来越多的道路、桥梁等工程涉及边坡稳定性问题。传统边坡稳定性分析方法(如安全系数法等)一般假定边坡变形失稳的发展过程是线性的、连续的,其破坏是一个渐变演化过程,相关研究也取得了较大进展,并在实际工程中积累了大量经验。但对于赋存于自然环境下的边坡工程来说,构成其结构的岩土体材料经历了复杂的地质历史演化、变形,加上边坡结构形态及赋存环境的复杂性和随机性,导致其自身变形演化过程具有典型的非线性、非连续性特征<sup>[1-2]</sup>。传统单一的边坡稳定性分析方法显然无法考虑类似特征,难以对边坡系统的本质特征进行全面描述。

已有研究表明:边坡系统本身就是一个不平衡、不稳定、机理难以准确描述的复杂系统,其自身与外界时刻进行着物质、能量和信息的交换,边坡的孕育发展同时受内部和外部环境的相互作用、相互制约,进一步导致边坡稳定性难以准确评估<sup>[3-4]</sup>。

针对以上问题,相关学者尝试将非线性突变理论引入到边坡工程领域,研究边坡所存在的非线性特征,如秦四清<sup>[4]</sup>基于应变软化介质和脆弹性介质假设,构建岩质边坡系统势函数,利用尖点突变模型对岩质边坡的稳定性进行评估;龙辉等<sup>[5]</sup>、郭华伟等<sup>[6]</sup>、Q. Sun等<sup>[7]</sup>、K. Z. Xia等<sup>[8]</sup>均在文献[4]所建模型的基础上,进一步构建出考虑降雨、地下水等因素的突变模型,对边坡突变失稳机理进行分析;秦四清等<sup>[9]</sup>、徐秀维<sup>[10]</sup>、黄润秋等<sup>[11]</sup>、许强等<sup>[12]</sup>基于边坡的突变失稳特征构建出相应失稳突变模型,对边坡失稳时间进行了预测预报;蔡美峰等<sup>[13]</sup>、娄一青等<sup>[14]</sup>、李志平等<sup>[15]</sup>、宋盛渊等<sup>[16]</sup>利用各自建立的突变模型,量化了边坡临界失稳的判定条件。

突变分析理论在边坡工程领域具有一定应用,但目前研究仍多处于尝试阶段,其可行性及工程实用性尚需接受实践的进一步验证。鉴于边坡失稳演化过程的复杂多重性及典型非线性特征,本文基于突变理论描述边坡孕育→发展→失稳破坏这一非线性演化过程,研究边坡失稳破坏的力学机制,从突变分析的角度对边坡稳定状态进行了评估。

## 1 边坡极限状态力学作用模型

### 1.1 基本模型

以边坡牵引式失稳为例(其它破坏形式,如推移式边坡等的分析过程与此类似),图1为简化的具有典型软弱结构面的边坡稳定性分析计算模型。

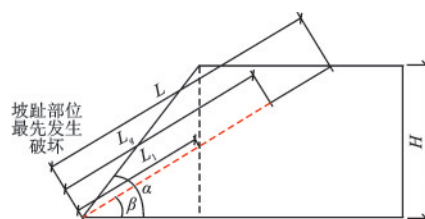


图1 边坡牵引式失稳破坏计算模型

Fig.1 Calculation model of unstable failure of retrogressive slope

注:软弱结构面总长度为 $L$ ;破裂区长度为 $L_q$ ;坡趾到坡顶线与软弱结构面的交线到坡脚的长度为 $L_1$ ,则 $L_1 = H / (\tan\alpha \cos\beta)$ ,坡角为 $\alpha$ ,软弱结构面与水平方向夹角为 $\beta$ ,坡高为 $H$

假定构成边坡的岩土体服从 Mohr-Coulomb 强度准则,根据定义,结构面能够提供的最大抗剪强度为:

$$\tau_p = c_p + \sigma \tan\varphi_p \quad (1)$$

式中, $\tau_p$ 为结构面峰值强度; $c_p$ 、 $\varphi_p$ 为结构面峰值强度对应的黏聚力和内摩擦角; $\sigma$ 为结构面上的正应力。

当结构面峰值强度达不到强度要求而逐渐发生破坏时,结构面的有效黏聚力将从 $c_p$ 逐渐减小至零,结构面有效内摩擦角将从 $\varphi_p$ 逐渐减小至残余内摩擦角 $\varphi_r$ 。

为方便计算,将坡体的结构面分为破裂区和未破裂区,长度分别为 $L_q$ 和 $(L - L_q)$ ,只讨论 $\tan\beta/\tan\alpha < 1/2$ 的情况( $\tan\beta/\tan\alpha > 1/2$ 的情况与此类似),则 $L_1 = L \tan\beta/\tan\alpha < L/2$ 。

### 1.2 结构面水压力问题

对于图1所示的边坡牵引式失稳来说,当边坡不存在竖直张裂隙且水可以从下部软弱结构面自由流出时,可以假定其结构面上的静水压力分布如图2所示<sup>[17-18]</sup>。

该边坡平直结构面上静水压力假设为:坡底及结构面坡顶出露点处的静水压力为零,A点处静水压力最大,其值为 $H_w \gamma_w / 2$ ,则作用在结构面上的总

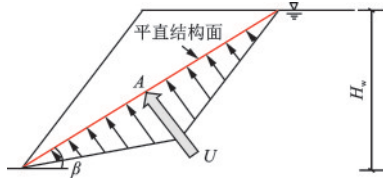


图2 结构面静水压力的分布假设

Fig.2 Distributional hypothesis of hydrostatic pressure of structural plane

注:  $H_w$  为从坡底算起的总水头高度; A 点为平直结构面的中点, 即二分之一水头高度点, 其余符号意义同前

静水压力  $U$  可表示为:

$$U = \frac{H_w}{2\sin\beta} \times \frac{H_w\gamma_w}{2} = \frac{\gamma_w H_w^2}{4\sin\beta} \quad (2)$$

式中,  $\gamma_w$  为水的容重。

当坡体结构面破裂区长度  $L_q \leq L/2$  时, 结构面破裂区的静水压力  $U_1$  可以表示为:

$$U_1 = \gamma_w L_q^2 \sin\beta / 2 \quad (3)$$

结构面未破裂区静水压力  $U_2$  为:

$$U_2 = U - U_1 = \frac{\gamma_w H_w^2 - 2\gamma_w L_q^2 \sin^2\beta}{4\sin\beta} \quad (4)$$

当坡体结构面破裂区长度  $L_q > L/2$  时, 结构面未破裂区的静水压力  $U_2$ :

$$U_2 = \frac{\gamma_w \sin\beta (H_w / \sin\beta - L_q)^2}{2} \quad (5)$$

结构面破裂区的静水压力  $U_1 = U - U_2$ :

$$U_1 = \frac{\gamma_w H_w^2 - 2\gamma_w \sin^2\beta (H_w / \sin\beta - L_q)^2}{4\sin\beta} \quad (6)$$

### 1.3 模型力学分析

对于边坡牵引式失稳来说, 一般结构面底部首先发生破坏, 并不断向上传递, 直至边坡整体发生失稳破坏。在结构面破裂区逐渐向上发展的过程中, 将坡体分为破裂区 ( $0 \sim L_q$ ) 和未破裂区 ( $L_q \sim L$ ) 进行计算, 结构面破裂区上部滑体的重力为:

$$G_1 = \begin{cases} \frac{\gamma L_q^2 \cos^2\beta (\tan\alpha - \tan\beta)}{2}, & L_q < L_1 \\ \frac{\gamma H^2 \sin(\alpha - \beta)}{2\sin\alpha \sin\beta} - \\ \frac{\gamma \sin\beta \cos\beta}{2} \left( \frac{H}{\tan\beta} - L_q \right)^2, & L_q \geq L_1 \end{cases} \quad (7)$$

式中,  $\gamma$  为岩土体自重。

结构面未破裂区的滑体重力为:

$$G_2 = \frac{\gamma H^2 \sin(\alpha - \beta)}{2\sin\alpha \sin\beta} - G_1 \quad (8)$$

在坡体破裂区逐渐发展的过程中, 坡体抗滑力  $F_k$  可以分为破裂区抗滑力和未破裂区抗滑力两个部分分别计算:

$$F_k = (G_1 \cos\beta - U_1) \tan\varphi_r + c_p (H / \sin\beta - L_q) + (G_2 \cos\beta - U_2) \tan\varphi_p \quad (9)$$

结构面滑体下滑力  $F_x$  为:

$$F_x = (G_1 + G_2) \sin\beta \quad (10)$$

当坡体处于极限状态时, 可认为抗滑力等于下滑力, 即极限平衡状态下应满足条件:

$$(G_1 + G_2) \sin\beta = (G_1 \cos\beta - U_1) \tan\varphi_r + c_p (H / \sin\beta - L_q) + (G_2 \cos\beta - U_2) \tan\varphi_p \quad (11)$$

## 2 边坡失稳的突变分析模型

### 2.1 基本突变模型

折迭突变模型包括一个控制变量  $u$  和一个状态变量  $x$ , 其势函数的一般形式可表示为:

$$3x^2 + u = 0 \quad (12)$$

其对应的势函数(位势)的标准形式为:

$$V(x) = x^3 + ux \quad (13)$$

图3为标准折迭突变模型平衡曲面及分歧点集情况, 可以看出, 分歧点集将势函数分为两个区域:  $u^+$  区域和  $u^-$  区域。  $u^+$  区域内, 式(12)没有实数根, 系统不会发生突变; 在  $u^-$  区域, 式(12)具有两个实数根, 表明系统存在两个临界点: 一个极大值点和一个极小值点, 并且一个代表系统稳定状态一个代表系统不稳定状态, 两个临界点在控制空间  $u=0$  内合并为一个拐点<sup>[19]</sup>。

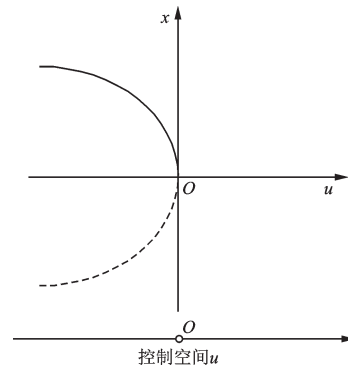


图3 折迭突变模型的平衡曲面和分歧点集

Fig.3 Equilibrium profile and bifurcation set of fold catastrophic model

## 2.2 边坡失稳的突变分析模型

边坡随破裂区向上不断增大而逐渐失稳的过程中,边坡破裂区长度 $L_q$ 的变化可以由状态变量 $x$ 的变化反映出来; $u^+$ 区域内系统为空状态,没有实际意义,因此只讨论 $u^-$ 区域内系统的稳定状态。

式(11)为边坡在不同 $L_q$ 下处于临界状态时的平衡方程,边坡随 $L_q$ 的不断增大而逐渐失稳,因此可利用 $L_q$ 的发展来度量边坡的稳定状态。

以 $L_q < L_1 < L/2$ 为例构建边坡牵引式失稳的折迭突变模型,式(11)可进一步变换为:

$$\begin{aligned} & \gamma \cos^2 \beta (\tan \alpha - \tan \beta) (\tan \varphi_r - \tan \varphi_p) \sin \alpha \sin \beta L_q^2 - \\ & \gamma_w \tan \beta \tan \varphi_r \sin \alpha \sin \beta L_q^2 - 2 \sin \alpha \tan \beta c_p L_q + \\ & 2 \sin \alpha c_p H + \gamma H^2 \sin (\alpha - \beta) (\tan \varphi_p - \tan \beta) = 0 \end{aligned} \quad (14)$$

令:

$$\left. \begin{aligned} a_0 &= 2 \sin \alpha c_p H + \gamma H^2 \sin (\alpha - \beta) \tan \varphi_p - \\ & \quad \gamma H^2 \sin (\alpha - \beta) \tan \beta \\ a_1 &= -2 \sin \alpha \tan \beta c_p \\ a_2 &= \gamma \sin \alpha \sin \beta \cos^2 \beta (\tan \alpha - \tan \beta) \cdot \\ & \quad (\tan \varphi_r - \tan \varphi_p) - \gamma_w \sin \alpha \sin \beta \tan \beta \tan \varphi_r \end{aligned} \right\} (15)$$

进一步地,令:

$$\left. \begin{aligned} x &= L_q + \frac{a_1}{2a_2} \\ u &= 3 \left( \frac{a_0}{a_2} - \frac{a_1^2}{4a_2^2} \right) \end{aligned} \right\} (16)$$

则可将式(14)化成折迭突变模型平衡曲面的标准形式: $3x^2 + u = 0$ ,相应势函数为: $V(x) = x^3 + ux$ ,其中, $x$ 为状态变量, $u$ 为控制变量,其值决定了状态变量, $a_0, a_1, a_2$ 为与坡体自身特征有关的已知参量,可通过式(15)求解。

从图3可以看出,当 $u < 0$ 时,模型平衡曲面为一开口向左的抛物线,方程(12)中 $x$ 的值将系统分为稳定平衡状态和不稳定平衡状态两个部分,也可以认为系统存在两个定态 $A_1$ 和 $A_2$ :

$$\left. \begin{aligned} A_1: x_1 &= \sqrt{-\frac{u}{3}} \\ A_2: x_2 &= -\sqrt{-\frac{u}{3}} \end{aligned} \right\} (17)$$

进一步讨论两定态代表的系统稳定状态,令:

$$\omega = \left. \frac{\partial f^*}{\partial x} \right|_{x_i} = -6x_i \quad (i=1,2) \quad (18)$$

式中, $\omega$ 表示系统的位势; $f^*$ 为广义应力,且 $f^* =$

$$-\frac{\partial V(x)}{\partial x}。$$

由于每一定态的稳定性取决于其相应位势的极值,且位势值越小,系统越稳定。因此,对于上述系统, $A_1$ 对应的位势 $\omega = -6x_1 < 0$ , $A_2$ 对应的位势 $\omega = -6x_2 > 0$ ,则可判定出 $A_1$ 为系统稳定状态, $A_2$ 为系统不稳定状态。当系统对应分歧点集 $u=0$ 时,两者合并为同一 $\omega=0$ 的状态,从势函数的定义来看,该临界状态分叉点刚好是平衡曲线的拐点,即:

$$V''(x) = \frac{\partial^2 V(x)}{\partial x^2} = 6x = 0 \quad (19)$$

对于整个边坡系统来说,坡体状态开始表现为渐变,当破裂区长度逐渐发展到某一临界点时,坡体即发生状态突变,系统两个平衡位置与上述两个状态对应,边坡由于破裂区长度的发展而发生状态的突变点位于 $x=0$ 处<sup>[20]</sup>。综上以上分析,可以判定出系统发生状态突变的标志为: $u \leq 0, x=0$ 。

将式(15)带入式(16),即可得到边坡由渐变状态发展到突变状态对应破裂区临界长度:

$$\begin{aligned} L_q &= 2 \sin \alpha \tan \beta c_p / [\gamma_w \sin \alpha \sin \beta \tan \beta \tan \varphi_r + \\ & \quad 2 \gamma \sin \alpha \sin \beta \cos^2 \beta (\tan \alpha - \tan \beta) (\tan \varphi_r - \tan \varphi_p)] \end{aligned} \quad (20)$$

同样,对于 $L_1 \leq L_q \leq L/2$ 和 $L_q > L/2$ 的情况,可以利用同样方法得到对应破裂区临界长度 $L_q$ :

$$L_q = \begin{cases} \frac{\gamma H \cos^3 \beta (\tan \varphi_p - \tan \varphi_r) + c_p}{\gamma \sin \beta \cos^2 \beta (\tan \varphi_p - \tan \varphi_r) + \gamma_w \sin \beta \tan \varphi_r} & L_1 \leq L_q \leq L/2 \\ \frac{c_p \tan \beta - (\tan \varphi_p - \tan \varphi_r) (\gamma_w H_w - \gamma H \cos^3 \beta)}{(\gamma H^2 \cos^2 \beta - \gamma_w) (\tan \varphi_p - \tan \varphi_r) \cos \beta} & L_q > L/2 \end{cases} \quad (21)$$

## 2.3 边坡突变失稳判定依据

在对滑坡的失稳破坏特性进行判定时,对于破裂区实际长度 $L_q'$ 和临界长度 $L_q$ 存在以下三种情况:

(1) $L_q' < L_q$ 时,边坡状态处于失稳发展过程,部分坡体可能出现一定位移,但受稳定区的限制,边坡整体仍处于稳定变化当中。

(2) $L_q' = L_q$ 时,边坡处于突变失稳的临界状态,此时任何微小的变化均会导致边坡状态的突变,边坡也极易在此时发生失稳。

(3) $L_q' > L_q$ 边坡已经处于一定意义上的失稳状态,即使暂时未发生大的滑移,但边坡随时有可能

发生大规模突变失稳,边坡处于极不安全状态。

因此,可将 $L_q'=L_q$ 作为边坡失稳临界状态的控制条件。

### 3 工程实例分析

#### 3.1 工程概况

锦屏一级水电站坝址区河谷狭窄、谷坡陡峻,岩体裂隙较为发育,其左岸拱间槽开挖作业造成结构面底部暴露和临空面的形成。根据现场开挖揭示和水文地质调查,在大坝下游I<sup>#</sup>勘探线(距离大坝约260 m)至A<sup>#</sup>勘探线(距离大坝约430 m)的范围内,左岸坡体变形拉裂、岩体较发育,存在一条贯穿坡顶和坡脚的优优势平直结构面,在外部环境影响下,结构面逐渐破裂,最终形成贯通滑面,边坡随之发生大规模滑动破坏,同时滑面底部有水流流出,边坡为典型的牵引式滑动破坏,现根据有关资料对该处边坡稳定性情况进行校核分析。

该处滑体的基本几何形状及尺寸如图4所示,结构面几何尺寸及岩体物理力学参数如下:坡体高度 $H=90$  m;坡角 $\alpha=45^\circ$ ;结构面与水平面夹角 $\beta=20^\circ$ ;结构面岩土体重度 $\gamma=25.6$  kN/m<sup>3</sup>;岩土体峰值黏聚力 $c_p=16.2$  kPa、残余黏聚力 $c_r=0$ ;峰值内摩擦角 $\varphi_p=36.4^\circ$ 、残余内摩擦角 $\varphi_r=22.5^\circ$ 。

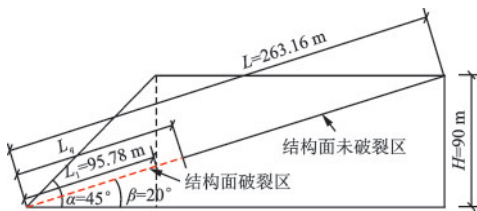


图4 边坡基本几何形状及尺寸  
Fig.4 Geometry and size of the slope

#### 3.2 边坡整体稳定性分析

在对该处边坡进行稳定性分析时,先以常规的安全系数法对边坡稳定性进行评估,将边坡安全系数 $F_s$ 定义为抗滑力 $F_k$ 和下滑力 $F_x$ 之比:

$$F_s = \frac{F_k}{F_x} = \frac{2\sin\alpha(G_1 \cos\beta - U_1)\tan\varphi_r + c_p(H/\sin\beta - L_q)}{\gamma H^2 \sin(\alpha - \beta)} + \frac{(G_2 \cos\beta - U_2)\tan\varphi_p}{\gamma H^2 \sin(\alpha - \beta)} \quad (22)$$

从式(22)可以看出,边坡牵引式滑动破坏过程中,安全系数受破裂区长度 $L_q$ 影响较大,两者间大致呈现为二次函数关系。为研究这一具体变化规律,以20 m为一个破裂区长度增量步长,求解边坡安全系数与破裂区长度间变化规律,如图5所示。

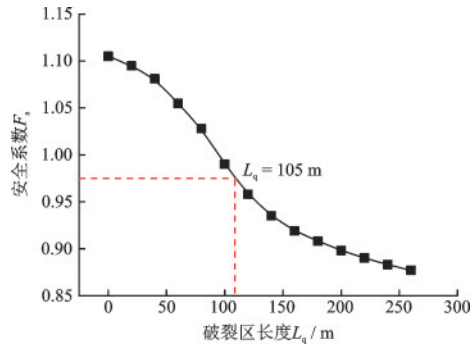


图5 安全系数随结构面破裂区长度的变化曲线  
Fig.5 Changing curve of safety factor with fracture zone length of structural plane

从图5可以看出,在破裂区长度 $L_q$ 从零发展至完全贯通的过程中,边坡安全系数 $F_s$ 随破裂区长度 $L_q$ 的增加而逐渐降低,从开始的 $F_s=1.13$ 逐渐减小至最终的 $F_s=0.87$ 。

进一步地,安全系数的变化具体表现为:开始时 $F_s$ 随 $L_q$ 的增加而加速降低,经过某一拐点(大约在 $L_q=105$  m附近)后, $F_s$ 随 $L_q$ 的增加而降低的明显缓慢,说明该边坡在结构面破裂区发展至105 m附近时,系统的状态发生了突变,此时可以计算相关参数 $L_1=H/(\tan\alpha\cos\beta)=95.78$  m, $L/2=131.58$  m,得到关系 $L_1 < L_q < L/2$ 。

根据上述关系,将相应参数代入边坡折迭突变模型即式(21)即可得到 $L_q=109.42$  m,此时状态变量 $x=0$ ,控制变量 $u=-123.55 < 0$ ,说明边坡系统的状态在该位置发生突变,由稳定平衡状态突变至不稳定平衡状态,相应地,边坡此时应处于临界失稳状态,任何微小的破裂区发展均有可能导致其整体大规模破坏, $L_q=109.42$  m即可作为边坡系统发生整体突变失稳时结构面破裂区临界长度。

从图6可以看出,在破裂区长度大约为114 m时,边坡特征点处位移(坡顶处)突然发生变化,此时边坡发生了大规模滑动破坏,与本文预测的结果相差5 m左右,该误差基本在工程可接受范围内,说明利用本文方法评估及预测边坡稳定性是可行的。利用常规安全系数法评估该边坡稳定性, $F_s=1$ 对应的破裂区长度约为96 m,与实际情况相差18 m

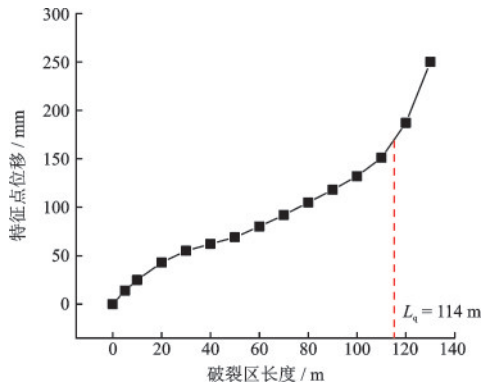


图6 破裂区长度对应特征点位移实测结果

Fig.6 The result of measured at characteristic point corresponding to fracture zone length

左右,说明本文方法评估边坡稳定状态较常规安全系数法更接近实际情况,并且常规安全系数法比本文方法评估边坡稳定性较为保守。

### 3.3 水位高度对边坡安全系数的影响

该处边坡受水位高度影响较大,主要表现为水压力对结构面的控制作用,以5 m为一个水位高度变化步长,获得边坡安全系数随结构面破裂区长度的变化规律,如图7所示。

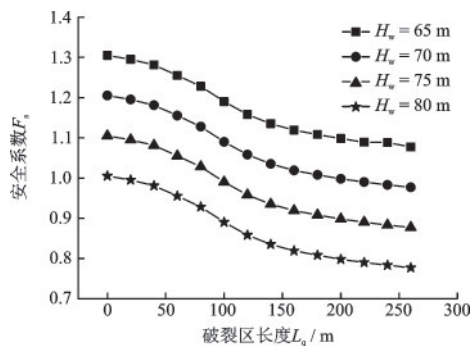


图7 不同水位高度下边坡稳定系数随破裂区长度的变化  
Fig.7 Changing curve of safety factor with fracture zone length at different water levels

从图7可以看出,相同破裂区长度下,水位高度越大,对应边坡安全系数越低,该结果也与理论推导相符:结构面存在破裂区的情况下,水位高度与边坡稳定性程度呈逆相关关系。

4个不同水位高度下,边坡稳定系数随破裂区长度的变化规律基本一致,结构面破裂区从零到逐渐贯通的过程中,边坡稳定系数均逐渐减小,考虑到边坡稳定性处置中所要遵循的及时与保守的准则,在结构面破裂区发展到安全系数不满足相应规

范以前,就应该对该边坡进行及时的稳定性加固措施。

### 3.4 结构面倾角及坡角对破裂区临界长度的影响

随着边坡结构面破裂区从零发展至逐渐贯通的过程中,破裂区临界长度受结构面倾角的影响较大,以 $5^\circ$ 为一个倾角增加步长,计算不同坡角下边坡处于极限状态时的破裂区临界长度,如图8所示。

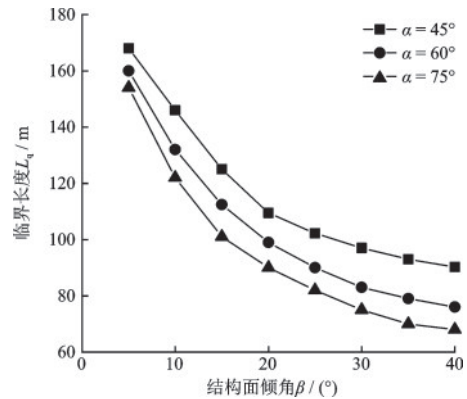


图8 结构面倾角对破裂区临界长度影响

Fig.8 Influence of structural plane dip angle on fracture zone critical length

从图8可以看出,边坡极限状态下破裂区临界长度与结构面倾角呈逆相关关系,这一现象的宏观解释为:结构面存在破裂区时,滑体的下滑力 $(G_1 + G_2) \sin \beta$ 会随倾角 $\beta$ 的增加而增大,而结构面上的法向应力 $(G_1 + G_2) \cos \beta$ 则会减小,导致抗滑力进一步减小,因此,结构面倾角的增加对边坡整体失稳具有促进作用,从而使同样对边坡失稳破坏具有促进作用的破裂区临界长度值减小。

开始时破裂区临界长度随结构面倾角增加而减小的较快,逐渐的速率变慢,经分析,这一现象的解释为:结构面倾角越小,相应破裂区临界长度就越大,结构面上部滑体重度也就越大,由于导致边坡发生突变失稳的主要诱因为滑体自重和水压力,其总体抗剪强度变化也就越快,因此,此时结构面倾角的微小增量均会引起坡体内部力学作用机制的显著变化,相应的破裂区长度减小的也就越迅速,反之亦然。

从图8还可以看出,坡角越大,破裂区临界长度就越小,坡角对结构面破裂区临界长度的影响可以直观解释为:坡角的增加对边坡失稳破坏具有促进作用,破裂区长度的增加对边坡失稳破坏同样也具

有促进作用,因此坡角的增加就一定程度上弱化了边坡发生失稳所需要的破裂区临界长度,进而导致破裂区临界长度随坡角的增加而减小。

## 4 结 论

基于边坡失稳破坏的突变特征,建立边坡失稳突变模型,进而对边坡的赋存状态进行描述评估,通过理论分析和工程应用,得到如下结论:

(1)边坡工程存在天然的非线性、不连续性特征,利用非线性突变理论对边坡失稳的孕育发展过程及力学作用机制进行分析,是符合客观实际并且切实可行的。

(2)边坡失稳破坏受多种因素的影响,本文以结构面破裂区长度为主要控制变量,势函数为状态变量,基于力学分析及突变模型性质判定边坡稳定状态,结合实际工程情况,并与常规安全系数法比较,验证了方法的精确性及可行性。

(3)基于突变理论研究边坡失稳孕育发展过程的非线性特征,改变了传统单一的确定性正向分析方法,能够对边坡系统进行全方位、多指标的描述分析。研究的执行思路可为边坡稳定性评估提供一种新的可选路径。

## 参考文献:

[1] 凌复华.突变理论及其应用[M].上海:上海交通大学出版社,1987:24-49.  
Ling F H. Mutation theory and its application [M]. Shanghai: Shanghai Jiao Tong University Press, 1987: 24-49. (in Chinese)

[2] 刘 军,秦四清,张倬元.缓倾角层状岩体失稳的尖点突变模型研究[J].岩土工程学报,2001,23(1):42-44.  
Liu J, Qin S Q, Zhang Zh Y. Study on catastrophic model with cusp point for failure of stratified rock mass with a gentle inclination[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2001, 23(1): 42-44. (in Chinese)

[3] 秦四清,张倬元,王士天,等.非线性工程地质学导引[M].成都:西南交通大学出版社,1993:1-39.  
Qin S Q, Zhang Zh Y, Wang Sh T, et al. Nonlinear engineering geology guidance [M]. Chengdu: Southwest Jiaotong University Press, 1993: 1-39. (in Chinese)

[4] 秦四清.斜坡失稳的突变模型与混沌机制[J].岩石力学与工程学报,2000,19(4):486-492.

Qin S Q. Nonlinear catastrophe model and chaotic mechanism of slope instability [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2000, 19(4): 486-492. (in Chinese)

[5] 龙 辉,秦四清,万志清.降雨触发滑坡的尖点突变模型[J].岩石力学与工程学报,2002,21(4):502-508.  
Long H, Qin S Q, Wan Zh Q. Catastrophe analysis of rainfall-induced landslides [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2002, 21(4): 502-508. (in Chinese)

[6] 郭华伟,朱宝龙,索玉文.强降雨作用下岩质边坡失稳的尖点突变分析[J].西南科技大学学报,2014,29(4):43-46.  
Guo H W, Zhu B L, Suo Y W. Cusp catastrophe analysis of rock slope failure under strong rainfall [J]. Journal of Southwest University of Science and Technology, 2014, 29(4): 43-46. (in Chinese)

[7] Sun Q, Ma P, Ye X P, et al. Coattail catastrophe model of sliding instability [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, 30(7): 1 024-1 028.

[8] Xia K Z, Liu X M, Chen C X, et al. Analysis of mechanism of bedding rock slope instability with catastrophe theory [J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, 36(2): 477-486.

[9] 秦四清,张倬元,王士天,等.滑坡时间预报的突变理论及灰色突变理论方法[J].大自然探索,1993,46(4):62-68.  
Qin S Q, Zhang Zh Y, Wang Sh T, et al. Methods of landslide time prediction of catastrophe theory and the gray catastrophe theory [J]. Exploration of Nature, 1993, 46(4): 62-68. (in Chinese)

[10] 徐秀维.公路边坡稳定性预报的灰色突变研究[J].公路工程,2013,38(4):174-177.  
Xu X W. Research on the gray cusp catastrophic destabilization prediction of highway slope [J]. Highway Engineering, 2013, 38(4): 174-177. (in Chinese)

[11] 黄润秋,许 强.突变理论在工程地质中的应用[J].工程地质学报,1993,1(1):65-73.  
Huang R Q, Xu Q. Catastrophe theory application in engineering geology [J]. Journal of Engineering Geology, 1993, 1(1): 65-73. (in Chinese)

[12] 许 强,黄润秋,李秀珍.滑坡时间预测预报研究进展[J].地球科学进展,2004,19(3):478-483.  
Xu Q, Huang R Q, Li X Zh. Progress prediction of landslide time prediction [J]. Advances in Earth Science, 2004, 19(3): 478-483. (in Chinese)

[13] 察美峰,孔广亚,贾立宏.岩体工程系统失稳的能量突变判断准则及其应用[J].北京科技大学学报,1997,19

- (4):325-328.
- Cai M F, Kong G Y, Jia L H. Criterion of energy catastrophe for rock project system failure in underground engineering[J]. Journal of University of Science and Technology Beijing, 1997, 19(4): 325-328. (in Chinese)
- [14] 娄一青,顾冲时,李 君.基于突变理论的有限元强度折减法边坡失稳判据探讨[J].西安建筑科技大学学报,2008,40(3):361-367.
- Lou Y Q, Gu Ch Sh, Li J. Study on the slope failure criterion in strength reduction finite element method based on catastrophe theory[J]. Journal of Xian University of Architecture & Technology, 2008, 40(3): 361-367. (in Chinese)
- [15] 李志平,彭振斌,何忠明,等.一种基于塑性功和突变理论的边坡临界状态确定方法[J].中南大学学报(自然科学版),2016,47(9):3 193-3 200.
- Li Zh P, Peng Zh B, He Zh M, et al. An approach for determination of slope failure criterion based on plastic energy and mutation theory [J]. Journal of Central South University (Science and Technology), 2016, 47(9): 3 193-3 200. (in Chinese)
- [16] 宋盛渊,王 清,潘玉珍,等.基于突变理论的滑坡危险性评价[J].岩土力学,2014,35(2):422-428.
- Song Sh Y, Wang Q, Pan Y Zh, et al. Evaluation of landslide susceptibility degree based on catastrophe theory[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, 35(2): 422-428. (in Chinese)
- [17] 黄 帅,张力方,吕悦军,等.地下水水位变化对砂质边坡地震稳定性的影响研究[J].防灾减灾工程学报, 2015,35(5):599-636.
- Huang Sh, Zhang L F, Lyu Y J, et al. Study on seismic stability of sandy slope in different underground water levels[J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2015, 35(5): 599-636. (in Chinese)
- [18] 舒继森,王兴中,周毅勇.岩石边坡中滑动面水压分布假设的改进[J].中国矿业大学学报,2004,33(5): 509-512.
- Shu J S, Wang X Zh, Zhou Y Y. Improving on assumption for water pressure distributing on failure surface in rock slope[J]. Journal of China University of Mining & Technology, 2004, 33(5): 509-512. (in Chinese)
- [19] 张明聚,晋刘杰,周秋华,等.城市浅埋暗挖隧道施工诱发地面塌陷的预测模型[J].防灾减灾工程学报,2015, 35(5):568-573.
- Zhang M J, Jin L J, Zhou Q H, et al. Prediction model for ground collapse induced by shallow buried tunnel in urban district [J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2015, 35(5): 568-573. (in Chinese)
- [20] 韩 流,舒继森,周 伟,等.边坡渐进破坏过程中力学机理及稳定性分析[J].华中科技大学学报(自然科学版),2014,42(8):128-132.
- Han L, Shu J S, Zhou W, et al. Mechanical mechanism and slope stability analysis in progressive failure process [J]. Journal of Huazhong University of science and technology (Nature Science Edition), 2014, 42(8): 128-132. (in Chinese)

(本文责编:赵 霞)