

# 影响铁路斜坡稳定性的自然地质因素动态分析

钱惠国\* 李隽蓬 蒋爵光  
(西南交通大学)

**提 要** 本文分析了三个铁路斜坡的稳定性。结果表明影响铁路斜坡稳定性的自然地质因素变化是一个动态过程。为了确保铁路边坡的长期稳定,必须考虑自然地质因素的变化。

**主题词** 铁路 斜坡稳定性 自然地质因素 动态分析

## 1 引 言

山区铁路斜坡的稳定性与铁路安全运营及铁道工程建筑物正常使用有着密切的关系。通常,人们对于正在变形或即将破坏的边坡比较重视,对由于自然地质因素变化,包括施工引起的地质因素变化促使斜坡稳定状态恶化,使原先稳定的铁路斜坡趋向不稳定,从而导致新的变形或破坏的现象却很少重视,往往在酿成严重地质灾害后,才被人们注意。

## 2 结构面抗剪强度的蠕变与东荣河滑坡稳定性关系

### 2.1 滑坡地质环境

东荣河滑坡位于成昆线牛日河东岸,铁路在斜坡中部以长隧道通过,最大埋深 40m。河西岸一条大型泥石流沟的近期堆积物,迫使河流主流线东移,冲刷坡脚。

斜坡中、下部表层为灰岩碎块夹砂粘土,崩、坡积物  $Q_4^{col+dl}$  覆盖,厚 3.5—6.3m,其下为上三迭系白果湾组  $T_{3bg}$  灰黑色砂岩、粉砂岩、泥岩互层,出露厚度小于 200m。坡脚处基岩为中侏罗系新村组  $J_{2x}$  杂色泥岩、粉砂岩。斜坡上部为震旦系灯影组  $Z_{bd}$  块状白云质灰岩,三种岩石走向近南北,倾向东,倾角  $35^\circ$ — $49^\circ$ 。

滑坡体处于两条大断层之间,滑坡后缘  $Z_{bd}$  与  $T_{3bg}$  间为区域性镇西—白果大型逆断层(F1),坡脚  $T_{3bg}$  与  $J_{2x}$  间为次级逆断层(F2)。 $T_{3bg}$  岩石极为破碎,构造裂隙十分发育,产状  $N2^\circ E/49^\circ E$ ,两组压扭性节理,产状分别为  $S35^\circ E/60^\circ S, S13^\circ/E49^\circ N$ 。

\* 本文收稿日期 1996-02-01 钱惠国 教授 西南交通大学工程地质系教研室副主任 成都 邮码:610031

## 2.2 滑坡滑动机理分析

滑体地质环境表明,斜坡岩体为倾向坡内软、硬岩互层。岩体中没有顺坡向的层理面或结构面,岩体中两组节理面交线倾向  $N72^\circ W/46^\circ$ ,滑面是沿这两组节理结构面交线逐渐追踪贯通或局部剪断岩块而形成的。初期,结构面壁风化轻微,抗剪强度高。隧道开挖后,岩体受扰动在地下水的长期作用下,结构面泥化、软化两组结构面追踪贯通成滑面而发生整体滑动。

为了研究结构面抗剪强度随时间的变化规律,预测东荣河滑坡的稳定性,由原岩结构面翻铸成模拟结构面测定其瞬时强度和长期强度,研究结构面抗剪强度的蠕变与东荣河滑坡稳定性的关系。

## 2.3 模拟结构面的抗剪强度

### 2.3.1 瞬时强度和长期强度(见图1和图2所示)。

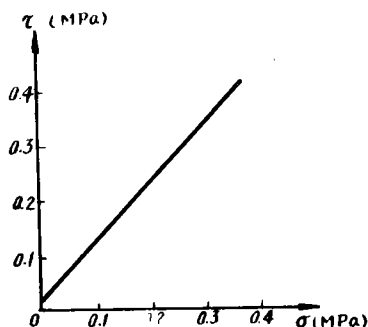


图1 试样B的峰值强度包络线

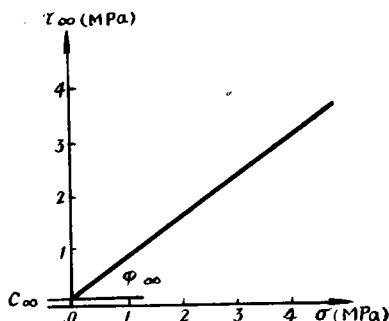


图2 试样B的长期抗剪强度包络线

### 2.3.2 长期抗剪强度随时间的变化

根据试验实测值,利用下式进行拟合

$$\tau(\alpha, t) = \tau_0 - A \exp(-rt^\beta), \quad \sigma = \text{const} \quad (1)$$

拟合结果整理成下列形式

$$\tau(\alpha, t) = \tau_\infty + (\tau_0 - \tau_\infty) [1 - \exp(-rt^\beta)], \quad \sigma = \text{const} \quad (2)$$

式中  $r, \beta$ —与法向应力  $\sigma$  有关的参数。

式(1)或式(2)就是描述一定正应力下抗剪强度随时间变化的表达式,  $\tau_0$  为实测值。对于实际岩石结构面,存在应力变形历史的影响,实测值不是  $t=0$  时的强度,而是一个相对值。可将工程开始时定为  $t=0$ , 计算工程年限内强度的变化值。

## 2.4 东荣河滑坡稳定性分析及预测

### 2.4.1 计算剖面

选取主滑线附近 I—I 剖面为计算剖面。基于滑体及隧道变形,结合滑面形状、地面变坡

点,将滑体分为Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ三区。具体剖面分条见图 3。

2.4.2 滑面参数

滑体上由坚硬的砂岩和软弱的泥岩互层组成。两种岩性的差异造成节理结构面强度变化程度和衰减速度的不同,滑面附近钻孔揭示,泥岩中结构面高度泥化,属轻—重亚粘土,砂岩中结构面保持完整。根据滑体岩性情况,将滑面分为砂岩结构面和轻—重亚粘土蠕滑带两种,计算时分别取用不同的力学参数。

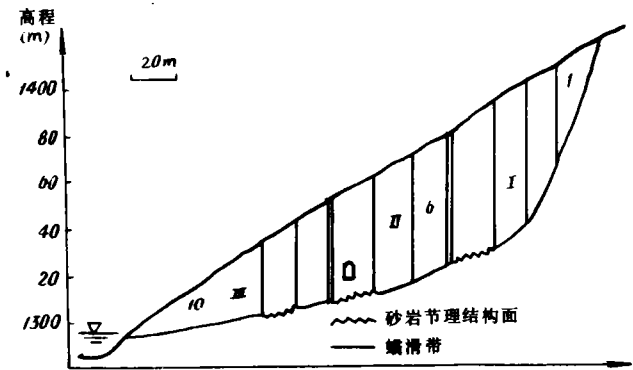


图 3 滑面分区及分条计算剖面

(1)蠕滑带力学参数

现场试验得 $\varphi=20^\circ$ ,  $c=2.45-6.86\text{kPa}$

(2)砂岩结构面力学参数

由模拟结构面试验结果,在相似原理基础上计算得出。

干燥时, $c$  为  $0.01\text{MPa}$ , $\varphi$  为  $49^\circ$ ;饱和时, $c$  则为  $0.006\text{MPa}$ , $\varphi$  为  $46^\circ$ 。可见砂岩饱水比干燥强度降低约 10%。

2.4.3 预测结果

计算得到  $t=0,30,50,100$  年四个不同时期滑体的稳定性系数,见表 1。

表 1 稳定性系数

$K_t$	0 (年)	30 (年)	50 (年)	100 (年)
K I	1.15	0.89	0.84	0.77
K II	1.98	1.01	0.77	0.66
K III	4.23	3.47	3.09	2.73

\* 脚标为滑体中的分区号

$t=0$  为初勘施工情况,表明当时东荣河滑坡三区都处于稳定阶段,Ⅰ区稳定性最差,随着时间的流逝,滑面强度不断降低,最先达到破坏。 $t=30$  年时,即为目前状况, $K \text{ I}=0.89$ ,此时Ⅰ区滑面贯通剩余下滑力转向Ⅱ区,Ⅱ区稳定性迅速降低,目前已接近平衡状态  $K \text{ II}=1.01$ 。

当  $t=50$  年时, I、II 两区滑面连成一片, 构成统一的滑面, 使 III 区稳定性降低。

东荣河滑坡变形、失稳实例表明, 结构面抗剪强度的衰减, 使滑坡体由施工时的稳定状态发展进入极限平衡的临界状态, 是滑坡失稳的一个不容忽视的重要因素。

### 3 环境因素变化与 190 工点斜坡稳定性分析

#### 3.1 地质环境

190 工点位于宝成线略阳北嘉陵江峡谷河曲凹处。该地段属南秦岭的加昊东褶皱带西延部位, 出露的地层为志留系中统千枚岩夹薄层板岩和少量片岩。岩石挤压破碎严重风化, 小断层、节理发育, 主要有  $310^\circ/88^\circ$ ,  $83^\circ/37^\circ$  两组, 片理面产状  $186-233^\circ/43-68^\circ$ 。

#### 3.2 变形破坏特征

宝成线 1956 年通车, 1958 年雨季 190 工点即坍方中断行车, 以后几经整治, 又都发生破坏, 1992 年 5 月 20 日终于因山体不堪负重, 发生大规模失稳破坏。

根据历年工点记录资料和现场观察, 190 工点变形有下列特点:

- (1) 开始变形失稳到严重坍方延续时间长;
- (2) 支护加固保持一段时间相对稳定后, 坡面不同部位又产生新的坍塌;
- (3) 塌方部位多为浅表层, 方量小。

#### 3.3 环境因素的作用

##### 3.3.1 风化影响

千枚岩岩性软弱, 容易风化。建路时开挖的边坡, 经历几十年风化作用边坡的稳定坡角由新鲜千枚岩的  $72^\circ$  降低到风化千枚岩的  $36^\circ$ 。所以, 岩性软弱在风化作用时间效应影响下稳定边坡角逐渐降低, 山体不堪保持高、陡斜坡是工点失稳的主要原因。

##### 3.3.2 坡体内应力的调整

190 工点位于马蹄形河湾的凹岸, 河流的长期侵蚀, 坡脚开挖路堑边坡都引起斜坡内应力调整, 本工点坡面不断变形出现裂隙, 就是应力调整的宏观表现。

##### 3.3.3 气候因素的影响

南秦岭山麓处于南北气候交变带, 年、日温差较大, 降水集中雨量大, 这对于裂隙发育容易风化的千枚岩无疑加速了它的风化进程。

#### 3.4 预测模型

190 工点变形历程长, 缺乏完整连续的定量观测数据, 但是变形历程基本上由变形—破坏(治理)—相对稳定—再变形…这一循环过程直至山体自然平衡为止。为此我们用灰色理论预测工点的变形趋势。

根据灰色  $G(1,1)$  模型理论和表 2 数据可得变形时间 GM 模型:

$$X^{(1)}(K+1) = -22.24e^{-0.5184K} + 25.24 \quad (3)$$

稳定时间 GM 模型：

$$X^{(1)}(K+1)=-35.23e^{-0.08321K}+37.23 \tag{4}$$

经变换求出相应的时间还原模型：

$$t_{\text{变形}}=-22.24[e^{-0.5184K}-e^{-0.5184(K-1)}] \tag{5}$$

$$t_{\text{稳定}}=-35.23[e^{-0.08321K}-e^{-0.08321(K-1)}] \tag{6}$$

表 2

序 号	1	2	3	4	5	6	7
变形时间 (年)	56~68	61~69	73~79	81	85	86~89	92~93
	3	9	7	1	1	2	2
相对稳定 时间(年)	59~61	70~72	79~80	82~84	86~87	90~91	
	2	3	2	3	2	2	

表 3

K			1	2	3	4	5	6(目前)	7(下一阶段)
τ 变	实际	3	9	7	1	1	2	2	
	3	9.0	5.4	3.2	1.9	1.13	0.7	0.4	
τ 稳	2	3	2	2	2	2			
	2	2.8	2.5	2.3	2.1	2.0		1.8	

表 3 列出了实际情况与所建模型预测结果对比：

从表 3 的结果可以看出该病害的变形趋势是：变形破坏时间越来越短，相对稳定时间逐渐变短。这预示着该工点变形已进入加速发展阶段，目前及今后一段时间，山体变形破坏将不断产生，一直到山体达到自然平衡状态为止。特别是 2—3 年后(95—96 年后，1.8+0.4=2.2 年)，将产生下一次剧烈破坏。

4 宝成线观音山高边坡岩体开裂变形

4.1 地质环境与变形概况

观音山高边坡位于宝成线 K26+300—600 观音山车站内。该工点地处秦岭东西褶皱带，斜坡上部为风化严重的中细粒花岗岩，中部为绿色闪长岩，下部为风化轻微的粗粒花岗岩。在工点的斜坡范围内二条构造上低序次的高角度 NEE 向断层横贯边坡。

1955 年修路时，受地形条件限制，在 300 余米高的自然山坡下部采用大爆破开挖出路堑边坡。施工后在斜坡、边坡面上相继出现多条平行线路的弧形裂缝，且坍方、落石等病害历年不断。经过数次刷坡整治目前开挖边坡已达 100 多米高。

## 4.2 边坡变形开裂分析

4.2.1 大爆破施工具有省时、省力、快速经济的优点,但是爆破对岩体的破坏也已为大量实践所证实。爆破开挖时,岩体质点获得振动速度,振动速度愈大,对边坡稳定性破坏的影响也大。评价爆破对岩质边坡破坏程度的主要指标就是爆破引起的岩石质点振动速度  $V$

$$V=K(\sqrt{Q/R})^a$$

式中  $Q$ —爆破药量(kg);  
 $R$ —坡脚测点距爆破中心距离(m);  
 $K$ —与岩性有关的系数;  
 $a$ —爆破振动波随距离衰减指数。

观音山高边坡爆破用药量  $100T$ ,坡脚测点距各爆破源平均距离  $R$  为  $90m$ ,根据边坡岩性选用  $K=185$ ,  $a=1.55$  算得  $V=66.287cm/s$ 。大大超出了用药量和距离一定时,边坡容易发生滑塌破坏岩体质点振动速度大于  $42cm/s$  的极限值。根据工点地质特征及历年的变形、发展过程可以证实大爆破是造成边坡局部失稳和上部斜坡开裂的重要原因。裂缝主要沿袭构造作用的格局发展而成,1号—7号裂缝沿断层带、不同性质的岩体分界线和风化带分布,8号—11号裂缝沿构造节理发展。裂缝以张裂为主,局部有下错和外鼓现象,表明边坡主要受重力作用变形。

### 4.2.2 重力作用的影响

开挖路堑边坡改变斜坡形态,必将引起坡体应力状态发生很大变化。观音山边坡经过历年填方削坡,目前开挖高度已达  $100m$  左右,在重力作用下,其坡顶、坡脚处必有较大的应力增量。观音山边坡应力场的边界元计算结果很好地反映边坡岩体在自重荷载作用下的应力分布特征。边坡的坡脚处最大主应力和剪应力有明显的集中,而坡面上,特别是变坡点附近,开挖边坡顶及陡崖顶部附近出现张力区。应力分布特征与边坡上裂缝分布规律非常一致。

观音山高边坡裂缝变形分析表明,采用不适当的过量用药的大爆破施工,破坏了岩体结构的完整性,在岩体中产生了系列沿袭已有构造断裂面追踪发展形成的裂缝。后期,在长时间的历程中岩体受重力作用,裂缝不断张开、扩展延伸,边坡变形间歇性地不断发展。1981年特大暴雨的水动力冲击成为裂缝急剧加速扩张的促发因素使边坡失稳成旦夕之事。在以后的抢险整治中,坡面喷浆封闭,用锚杆将受爆破影响的坡体与深部受各种地质环境因素影响较小的相对完整的岩体锚固在一起,再加上坡脚设挡,坡面排水等措施,边坡已趋稳定。

## 5 结 论

影响铁路斜坡稳定性的自然地质因素的动态变化过去很少被人们所认识。上述三个工点实例都从某一方面说明了铁路边坡开挖形成后,长期受各种地质环境因素影响,边坡稳定性的动态变化过程。设计、开挖之初稳定的边坡,在不同的地质环境长期作用下,可以从稳定状态逐步演变为不稳定状态,甚至发展成严重病害。过去,以静止的、不变的观点看待影响过坡稳定的自然地质因素影响了边坡的正确勘测设计,设计的边坡在动态变化过程中不能确保长期稳定,是边坡经常失稳、破坏的一个无形的原因。

因此,为了正确认识和科学判定铁路岩石边坡的稳定性,保证铁路的安全运行和运输畅通,不仅要静态角度研究铁路岩石边坡在各种地质环境因素作用下的现阶段稳定性,并且更重要还应从动态角度深入研究这些地质环境因素随时间的动态变化规律,从而预测岩石边坡在各因素动态变化情况下的稳定性。

## DYNAMIC ANALYSIS OF NATURAL GEOLOGICAL FACTORS INFLUENCING ON STABILITY OF RAILWAY SLOPES

Qian Huiguo Li Junpeng Jiang Jueguang

Southwest Jiaotong University

**Abstract** In this paper, the three cases of railway slopes, i. e. the relation between the creep of rock and the stability of Dong Yong He slide, the rock weathering and the stability of K190 slope and the blasting and deformation of high slope, are discussed. it may be indicated that the change of natural geological factors which influence on the stability of the railway slopes is a dynamic process. In order to ensure the long-term stability of the railway slopes, the dynamic process of the change of natural geological factors must be considered.

**Keywords** railway; slope stability; natural geological factors; dynamic analysis

### 铁路九院士出席两院院士大会

中国科学院第九次院士大会和中国工程院第三次院士大会于1996年6月3日在北京召开。来自铁路系统的9名院士参加了我国科技界这一最高学术会议。

出席这次大会的中科院院士500多人、中国工程院院士300余人。铁路系统参加这一盛会的中科院院士是:卢肇钧、简水生、曹建猷、程庆国、沈志云;工程院院士是:王梦恕、冯叔瑜、陈新、周镜、沈志云(双院士)。来自铁道部科学研究院的周镜院士,被选入此工程院院士大会主席团。

成立于1949年11月1日的中科院已发展成为我国科学技术中心。而成立仅两年的中国工程院则是我国工程技术方面的最高机构。会议期间,院士们就我国国民经济、社会发展和一些科学技术领域的重大问题进行了学术研讨。据统计,两院共有160多位院士在大会和学部会议上作了学术报告和专题发言。铁路系统的工程院院士周镜、王梦恕,分别作了《建造我国的高速铁路》和《我国“地下空间利用”学科的差距》的报告,他们在会上介绍了铁路在这两个领域中的科技发展和现状,呼吁科技界关心、支持铁路科技发展,引起人们关注。

(张平供稿)