

DOI: 10.11835/j.issn.2096-6717.2021.156



开放科学(资源服务)标识码(OSID):



铁路路堑高边坡的长期稳定评价方法及分级预警方法

杨甲锋¹, 肖鹏^{1,2}

(1. 重庆铁路投资集团有限公司, 重庆 400023; 2. 重庆大学 土木工程学院, 重庆 400045)

摘要:在铁路建设与运维中,由于工程地质条件、自然及施工环境条件等因素影响,路堑高边坡安全一直是铁路工程重点关注的问题。针对铁路路堑高边坡的长期稳定性问题,详细分析了边坡的安全系数与变形关系、岩土体的长期强度与时间关系,建立了边坡安全系数-剪切变形-时间关系模型,提出长期稳定安全系数、变形速率幂次值、位限指数等3个路堑高边坡长期稳定性评价指标,以及高边坡安全稳定四级预警方法与高边坡安全稳定八级预警方法,并明确了不同预警等级下建议采取的应急处理措施。通过实际工程监测数据对铁路路堑高边坡瞬时稳定安全系数、长期稳定安全系数、长期累积变形状态进行系统分析,确定了该路堑高边坡的风险预警分级。

关键词:铁路工程;边坡工程;路堑高边坡;长期稳定性;安全系数;分级预警

中图分类号:U211.2 **文献标志码:**A **文章编号:**2096-6717(2022)05-0067-11

Long-term stability and hierarchical early warning scheme for high slope of railway cutting

YANG Jiafeng¹, XIAO Peng^{1,2}

(1. Chongqing Railway Investment Group Co., Ltd., Chongqing 400023, P. R. China;
2. School of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400045, P. R. China)

Abstract: In railway construction, operation and maintenance, due to the influence of engineering geological factors, natural and construction activities and other factors, the safety of high cutting slope is one of the main key concerns of railway engineering. For the long-term stability of railway roadbed slope, based on the slope safety factor and deformation relationship, long-term strength of rock and soil, and tempo relationship, this paper established the safety factor of slope, shear deformation and time relation model, proposed three cut high slope stability evaluation index, including the long-term stability safety coefficient, the exponential value of deformation rate and the index of limit, and four-level and eight-level early warning schemes for high slope safety and stability, specified the emergency treatment measures which should be taken under different early warning levels. Through the actual engineering monitoring data, the

收稿日期:2021-06-14

基金项目:国家自然科学基金(52078086, 51778092); 国家重点研发计划(2019YFC1509605)

作者简介:杨甲锋(1981-), 男, 高级工程师, 主要从事土木与铁路工程研究, E-mail: 65009390@qq.com.

肖鹏(通信作者), 男, 博士, E-mail: xpcqdx2012@163.com.

Received: 2021-06-14

Foundation items: National Natural Science Foundation of China (No. 52078086, 51778092); National Key R & D Program of China (No. 2019YFC1509605)

Author brief: YANG Jiafeng (1981-), senior engineer, main research interests: civil and railway engineering, E-mail: 65009390@qq.com.

XIAO Peng (corresponding author), PhD, E-mail: xpcqdx2012@163.com.

instantaneous stability safety factor, long-term stability safety factor and long-term cumulative deformation state of high railway cut slope were systematically analyzed, and the risk warning classification of the high cut slope was determined.

Keywords: railway engineering; slope engineering; high cutting slope; long-term slope stability; safety factor; graded early warning

2020 年国务院政府工作报告中提出,要重点支持既促消费惠民生又调结构增后劲的“两新一重”建设,包括:新型基础设施建设、新型城镇化建设以及交通与水利重大工程建设。铁路工程作为交通重大工程,也是“两新一重”建设的重点支持对象,对于铁路这类重大交通基础设施,在大规模的建设过程中,线路不可避免地要以深路堑形式通过丘坡地区,其地质灾害的防范与预警需求十分突出。铁路工程设计阶段通常仅考虑路堑高边坡的短期稳定性检算,而忽略了长期稳定性问题,然而路堑高边坡的长期稳定性直接影响铁路建设与运营安全。为评价路堑边坡的长期稳定性,通常在深路堑地段设置侧斜管、多点位移计、土压力盒、边坡整体 GPS 等自动化监测设备,以监测路堑变形、土体内部压力等参数^[1-2]。土体强度、变形特性与时间的关系,即土体的流变性,包括蠕变、流动、松弛、应变率效应和长期强度效应等,土体蠕变的研究方法主要有三轴蠕变试验法及直剪蠕变试验法等^[3-7]。Mesri 等^[8]通过一维固结蠕变试验研究构建了不同土体蠕变本构模型。由于铁路建设运营对安全和变形的要求极高,因此,有必要对路堑高边坡监测数据进行系统分析,以评估深路堑高边坡的长期变形及稳定性,判断其对铁路工程的安全影响,形成合理的工程预警应对措施建议^[9-10]。边坡稳定性评价分析通常采用数值模拟与理论分析相结合的方法^[11-13]。然而,建立长期稳定分级评估方法时所需评价指标与时间紧密相关,在传统的边坡稳定性分析中,运用的参数不随时间改变。所以,在建立评估方法之前,需要获得长期条件下边坡安全系数与时间、位移的关系,确定稳定性分析可取的指标^[14-15]。笔者利用某铁路工程路堑高边坡的长期监测数据,基于边坡变形与时间关系建立边坡长期稳定性分级评估方法,并对不同边坡提出相应的预警方法,研究结果可为类似的高边坡长期稳定性监测、评估、预警提供借鉴与参考。

1 考虑流变效应的边坡安全系数-时间-位移关系

1.1 边坡安全系数与变形关系

1.1.1 岩土体剪应力和剪应变本构模型 应力-应

变的非线性关系是土的基本特性之一^[16],通常可以用双曲线拟合土体三轴试验 $(\sigma_1 - \sigma_3) - \epsilon_a$ 曲线数据,如图 1 (a)所示。三轴试验中,如果土的应力-应变曲线近似于双曲线关系,在试验中,土的强度不可能 ϵ_a 达到无穷大时获得,往往以应变值 $\epsilon_a = 15\%$ 来确定;有峰值点时,取 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 为峰值点强度。

因此,认为剪应力和剪应变关系依然满足双曲线模型,如图 1 (b)所示。由此可得出剪应力与剪应变关系式,如式(1)所示。

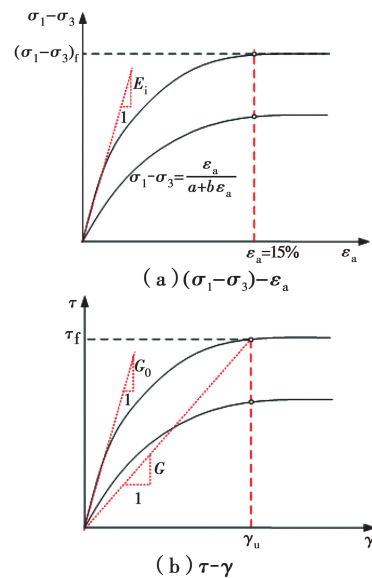


图 1 剪应力-剪应变关系示意图

Fig. 1 Schematic diagram of shear stress-shear strain relationship

$$\tau = \frac{\gamma}{a + b\gamma} \quad (1)$$

式中: a 、 b 为待定常数,根据边界确定。将 $\gamma = \gamma_u$, $\tau = \tau_f$ 代入式(1)中可得式(2)。

$$\tau_f = \frac{\gamma_u}{a + b\gamma_u} \quad (2)$$

对式(2)求导,并令 $\gamma = 0$,得到式(3)。

$$\left(\frac{d\tau}{d\gamma}\right)_{\gamma=0} = \frac{1}{a} = G_0 \quad (3)$$

式中: G_0 为 $\gamma\tau$ 曲线的初始切线模量,假定 G_0 与峰值剪应变时的割线模量 G 满足式(4)的定值倍数关系,即

$$G_0 = nG = n \frac{\tau_f}{\gamma_u} \quad (4)$$

式中: n 为常数,可根据单剪试验确定,其值一般介于 4~9 之间。

将边界条件式(2)~式(4)代入式(1)中,化简可得

$$\frac{\tau}{\tau_f} = \frac{n\gamma}{\gamma_u + (n-1)\gamma} \quad (5)$$

由此,便建立了仅含 γ_u 、 τ_f 和 n 三个待定常量的简化物理方程,可通过单剪试验确定。其中, $n=1$ 时,式(5)可转化为理想弹性模型, $n=+\infty$ 时,则为理想刚塑性模型。

1.1.2 边坡安全系数与剪应变关系模型 由式(5)得单元土体安全系数 F_s 与剪应变 γ 的关系式

$$F_s = \frac{\tau_f}{\tau} = \frac{\gamma_u + (n-1)\gamma}{n\gamma} \quad (6)$$

当 $n=1$,即本构关系为理想弹性模型时, F_s 与剪应变 γ 的关系式

$$F_s = \frac{\gamma_u}{\gamma} \quad (7)$$

当 $n=+\infty$,即本构关系为理想刚塑性模型时,当剪应变 $\gamma=0$ 时, $F_s=+\infty$;当 $\gamma>0$ 时,有 $\tau_f=\tau$,即 $F_s=1$ 。

1.1.3 边坡滑动条块静力平衡方程 Fellenius 法

$$F_s = \frac{\sum (c_i l_i + W_i \cos \theta_i \tan \varphi)}{\sum W_i \sin \theta_i} \quad (8)$$

简化 Bishop 法

$$F_s = \frac{\sum \frac{1}{m_{\theta_i}} [c_i b_i + W_i \tan \varphi]}{\sum W_i \sin \theta_i} \quad (9)$$

Fellenius 法和 Bishop 法安全系数方程与圆弧转动半径 R 无关,实际上是满足滑动面上切向力平衡^[17]。

1.1.4 土体剪应变与坡面位移几何方程 基于单剪试验原理,发生剪应变时,剪切位移 $S=D \tan(\gamma) \approx D\gamma$,其中, D 为滑面厚度。

因此,根据图 2 中的几何关系,可知坡面任一点水平位移 S_h 和竖向位移 S_v 分别为

$$S_h = \gamma D \cos \alpha \quad (10a)$$

$$S_v = \gamma D \sin \alpha \quad (10b)$$

1.2 岩土体长期强度与时间关系

1.2.1 对数型衰减模型 采用对数函数描述抗剪强度随时间衰减的规律,其表达式为

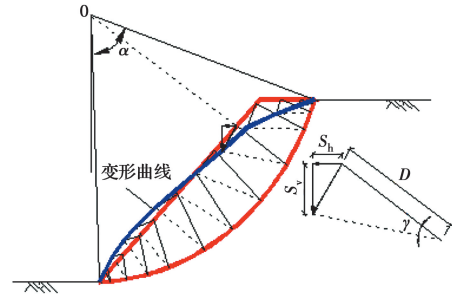


图 2 土体剪应变与坡面位移示意图
Fig. 2 Schematic diagram of soil shear strain and slope displacement

$$\tau_t = A \ln t^* - B \quad (11)$$

式中: t^* 为剪切试验中试样破坏的时间,通常以 s、min 或 h 为单位;对于长期强度,因考虑建筑物或结构物的有效期或设计期限 t ,通常以 a 为单位,故 $t>t^*$ 。因此,定义时间比尺参数 $t^*=t/T$ 。如果试验过程 t^* 以 min 为时间间隔,为获得以 a 为单位表示的结果数据,则 $T=1/(365 \times 24 \times 60)$,故由式(11)得

$$\tau_t = A \ln t - A \ln T - B \quad (12)$$

因此,长期强度 τ_{long} 为

$$\tau_{long} = A \ln t_{long} - A \ln T - B \quad (13)$$

式中: t_{long} 为长期强度对应的时间,或建筑物、构筑物使用期限,按式(14)确定。

$$\frac{\tau_{long} - \tau_{100}}{\tau_{100}} = 3\% \quad (14)$$

将式(14)代入式(13),得

$$t_{long} = \exp(1.03 \ln 100 + 0.03B/A - 0.03T) \quad (15)$$

由此,要确定强度随时间的变化关系,只要获得 A 、 B 两个参数即可,严格的做法需要开展不同历时下的蠕变试验。在缺乏蠕变试验数据时,可采用估算方法确定。令不同土质的长期强度满足式(16)。

$$\tau_{long} = \lambda \tau_0 \quad (16)$$

式中: τ_0 为瞬时强度,可由室内试验测得; λ 大小与土性相关,取值范围一般介于 0.65~0.75 之间,取 0.7。由于瞬时强度也满足式(12),故得

$$\tau_0 = A \ln t_0 - A \ln T - B \quad (17)$$

由式(3)、式(12)~式(17)联立可解得 A 、 B 为

$$\left. \begin{aligned} A &= \frac{0.00971\tau_0(100\lambda - 103)}{\ln(t_0) - 4.605} \\ B &= \frac{0.00971\tau_0(100\lambda \ln(t_0) + 1317.2\lambda - 1831.1)}{\ln(t_0) - 4.605} \end{aligned} \right\} \quad (18)$$

因此,只需要获得瞬时强度及对应的时间即可确定长期强度衰减曲线。

1.2.2 双曲线型衰减模型 根据强度与时间变化规律,可以采用抗剪强度随时间增长而降低的双曲线函数进行描述,其表达式为

$$\tau_{ft} = A' - \frac{B't}{C'+t} \quad (19)$$

式中: A' 、 B' 、 C' 为拟合参数。

当 $t \rightarrow \infty$ 时,长期强度 $\tau_{\infty} \rightarrow A' - B'$,即双曲线衰减模型以长期强度为渐近线。当 $t \rightarrow 0$ 时,长期强度 $\tau_0 \rightarrow A'$,即 A' 为瞬时冲击强度。

可根据试验测得上述3个参数。在缺乏试验数据时,也可根据直剪试验测得的剪切时间与强度值(t_0, τ_0)和经验关系式 $\tau_{\infty} = \lambda \tau_0$,以及 $(\tau_{\infty} - \tau_{100})/\tau_{100} = \delta\%$ 等3个已知条件,代入式(19)可以确定该式中的3个参数 A' 、 B' 、 C' 的值,分别用 A^* 、 B^* 、 C^* 表示。

强度对数型衰减模型和双曲线型衰减模型的区别在于:当 $t \rightarrow 0$ 时,前者趋于无穷大,后者趋于固定值;当 $t \rightarrow \infty$ 时,前者强度值趋于无穷小,后者存在渐近线。在短期内,两个模型都能很好地描述强度的衰减特性。

1.3 边坡安全系数-时间-位移关系

1.3.1 F_s-t 关系 由式(12)和式(17)得出抗剪强度方程为

$$\tau_{ft} = \tau_0 \frac{A \ln t - A \ln T - B}{A \ln t_0 - A \ln T - B} \quad (20)$$

令 $B/A = \eta$,式(20)变为

$$\tau_{ft} = \tau_0 \frac{\ln t - \ln T - \eta}{\ln t_0 - \ln T - \eta} \quad (21)$$

由此得出强度随时间变化的衰减系数 λ_t

$$\lambda_t = \frac{\ln t - \ln T - \eta}{\ln t_0 - \ln T - \eta} \quad (22)$$

由此定义瞬时安全系数为

$$F_{s0} = \frac{\tau_{f0}}{\tau} \quad (23)$$

式中: τ_{f0} 为单剪试验测得的抗剪强度。

因危险滑面上的剪应力 τ 与时间无关,由式(23)得

$$\tau = \frac{\tau_{f0}}{F_{s0}} \quad (24)$$

由此可得安全系数 F_{st} 随时间 t 的变化关系式

$$F_{st} = \frac{\tau_{ft}}{\tau} = F_{s0} \lambda_t \quad (25)$$

1.3.2 边坡破坏区 $\gamma-t$ 关系及坡面位移 $S-t$ 关系

由式(6)得安全系数 F_{st} 和剪应变 γ 的关系式为

$$\gamma = \frac{\gamma_u}{nF_{st} + 1 - n} \quad (26)$$

将式(25)代入式(26),得出剪应变 γ 与时间 t 的关系式

$$\gamma = \frac{\gamma_u}{nF_{s0}\lambda_t + 1 - n} \quad (27)$$

将式(10a)、式(10b)分别代入式(27),得坡面水平位移 S_h 和竖向位移 S_v 与安全系数 F_{st} 的关系式

$$\left. \begin{aligned} S_h &= \frac{\gamma_u D \cos \alpha}{nF_{st} + (1 - n)} \\ S_v &= \frac{\gamma_u D \sin \alpha}{nF_{st} + (1 - n)} \end{aligned} \right\} \quad (28)$$

由此,矢量位移 S 与时间 t 的关系式

$$S = \frac{\gamma_u D}{nF_{s0}\lambda_t + (1 - n)} \quad (29)$$

因此,由式(25)和式(29)即可计算出安全系数-时间-位移关系。其中,衰减系数 λ_t 方程由对数型强度模型导出;若采用双曲线型强度模型,式(25)和式(29) λ_t 调整为

$$\lambda_t = \frac{A' - B't/(t + C')}{A^* - B^*t/(t + C^*)} \quad (30)$$

式(29)中,极限剪应变 γ_u 可以通过试验测得。刘斯宏等^[18]通过大型单剪切试验测得粉砂质泥岩堆石料在法向压力200 kPa时极限剪应变处于2%~5%之间,刘平等^[19]认为,在没有峰值时,坝体堆石料的剪应力-剪应变曲线中,剪应变一般取5%,有峰值时,取峰值剪应力对应的剪应变。同时,极限剪应变 γ_u 并不是固定常数,而是与土的性质、密实度与潮湿状态、法向压力等因素密切相关。

2 高边坡长期稳定评价指标与风险分类分级预警

2.1 高边坡长期稳定评价指标

2.1.1 长期稳定安全系数 F_{∞} 边坡安全系数的降低是土体抗剪强度衰减所致,然而土体抗剪强度衰减主要有两个因素:1)长期强度特性;2)降雨等环境影响。前者体现单元土体抵抗破坏的能力随加载时间的延长而降低,反之,要求对于永久边坡,瞬时加载土体强度最高;后者是土体遇水软化效应。对于永久边坡,《铁路路基设计规范》(TB 10001—2016)^[20]要求一般工况安全系数不低于1.15~1.25,实质上该安全系数是由抗剪强度试验(快剪、固结快剪、慢剪)测得的强度指标换算而来的瞬时稳定安全系数,并未考虑岩土体蠕变特性,也就是未考

考虑到岩土体的长期强度。从剪切蠕变试验可知,荷载水平 λ 超过70%时,土体处于缓慢破坏状态,按照安全系数定义,此时 F_s 低于1.43,虽满足设计规范中不低于1.15~1.25的要求,但边坡此时却处于缓慢破坏状态。因此,采用瞬时安全系数评价边坡长期稳定不合适,应采用与边坡蠕变时间相关的长期稳定安全系数 F_{st} ,图3给出了荷载水平、瞬时安全系数 F_s 和长期安全系数 F_{st} 的关系。

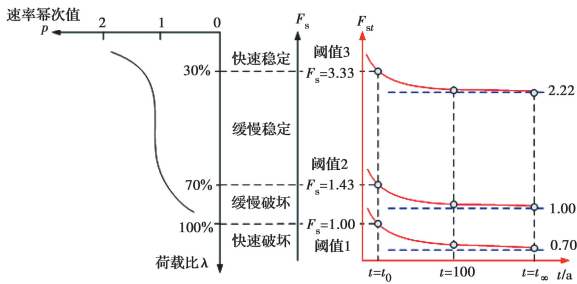


图3 边坡瞬时与长期稳定安全系数关系及状态阈值

Fig. 3 Relationship between transient and long-term stability safety factor of slope and the state threshold

从图中可以看出,边坡处于快速稳定、缓慢稳定、缓慢破坏、快速破坏4种状态区域对应的安全系数 F_s 阈值分别为3.33、1.43、1.00,长期稳定安全系数 F_{st} 阈值分别为2.22、1.00、0.70。

2.1.2 变形速率幂次值 p 上述长期稳定安全系数评价指标虽然反映了岩土体的长期强度特性,但未考虑不利降雨等环境因素的影响,当遇到不利环境因素时,边坡变形速率和位移均会发生响应。因此,长期稳定状态评价还需考虑边坡变形速率,即通过速率幂次判别准则进行边坡状态评价。由图3可见,快速稳定、缓慢稳定、缓慢破坏、快速破坏4种状态区域对应的速率幂次 p 值分别为2、1、0。

2.1.3 位限指数 S_L 图4给出了坡面位移随时间的变化关系,通常,变形速率由缓慢破坏至最终破坏可能需数十年甚至上百年,这与土质条件相关。但如果位移初值就比较大,或者实测位移已接近极限位移,即便变形速率未达到快速破坏界限值,也是一个十分危险的信号。因此,变形稳定尚需附加一个重要指标,即位限指数 S_L ,其计算式为

$$S_L = \frac{S_m - S_0}{S_f - S_0} \quad (31)$$

式中: S_f 为破坏位移,即极限位移; S_m 为测试中值; S_0 为瞬时变形。

图中 S_i 为测试初值,即测试开始时,已经发生但

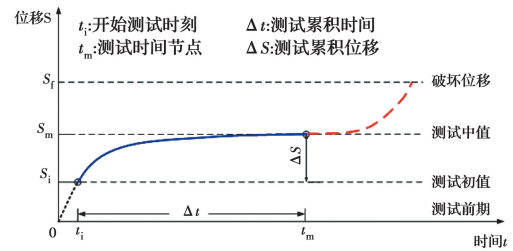


图4 坡面位移与时间变化关系曲线

Fig. 4 Variation curve of slope displacement and time

尚未测得的位移。从图4中可以看出,测试累积位移为 $\Delta S = S_m - S_i$,将其代入式(29),得到 ΔS 与时间 Δt 的关系式

$$\Delta S = S_m - S_i = \frac{\gamma_u D}{nF_{s0} \left[\frac{\ln(\Delta t + t_i) - \ln T - \eta}{\ln t_0 - \ln T - \eta} \right] + (1-n)} - \gamma_i D \quad (32)$$

$$\Delta S = S_m - S_i = \frac{\gamma_u D}{nF_{s0} \left[\frac{A' - B'(t + \Delta t)/(t + \Delta t + C')}{A' - B't_0/(t_0 + C')} \right] + (1-n)} - \gamma_i D \quad (33)$$

式(32)和式(33)分别为强度对数衰减模型和双曲线衰减模型下的两种表达式。在已知参数 n, γ_u, t_0, τ_0 和已知条件 $A' = \tau_{\infty} + B', \tau_{\infty} = \lambda \tau_0$ 的情况下,式(33)中仅有 C', D, γ_i 三个参数待定,可通过现场变形观测数据进行拟合确定。

位限指数 S_L 表示位移发展的相对大小,最大值为1,如超过1即为已发生滑动破坏。因此,通过边坡位限指数 S_L 将边坡变形程度划分为微变形、小变形、中变形、大变形,其取值标准如表1所列。

表1 边坡变形程度界定方法

Table 1 Define method of the degree of slope deformation

变形程度	S_L 取值
微变形	$0 < S_L \leq 0.25$
小变形	$0.25 < S_L \leq 0.50$
中变形	$0.50 < S_L \leq 0.75$
大变形	$0.75 < S_L \leq 1.00$

综上,路堑高边坡长期稳定评价3个指标依次为:长期稳定安全系数 F_{st} 、变形速率幂次值 p 和位限指数 S_L 。

2.2 高边坡风险分类分级预警方法

2.2.1 高边坡安全稳定四级预警方法 根据变形

速率幂次值 p 与位限指数 S_L 对边坡变形速率及边坡变形程度的界定,将边坡安全稳定预警信号分为4级,分别用绿色、黄色、橙色、红色表示。四级预警方法是依靠现场变形观测数据分析的位移监测速率幂次值 p 与位限指数 S_L 得出, S_L 以边坡变形程度为依据分为4类, p 以边坡变形速率为依据分为4类。各级预警标准如表2所示,分别为:一级绿色预警位于表中左下角,其标准为:位移监测速率幂次值 $p \geq 2$ 且位限指数满足 $0 \leq S_L < 0.5$, 或者 $1 \leq p < 2$ 且位限指数满足 $0 \leq S_L < 0.25$; 四级红色预警位于表中右上角,其标准为:位移监测速率幂次值 $p < 0$ 且位限指数满足 $0.5 \leq S_L < 1.0$, 或者 $0 \leq p < 1$ 且位限指数满足 $0.75 \leq S_L < 1$; 二级黄色预警位于主对角线下方与一级绿色警戒上方之间,其标准为:位移监测速率幂次值 $0 \leq p < 1$ 且位限指数 $0 \leq S_L < 0.25$, 或者速率幂次值 $1 \leq p < 2$ 且位限指数 $0.25 \leq S_L < 0.5$, 或者速率幂次值 $p \geq 2$ 且位限指数 $0.5 \leq S_L < 0.75$; 三级橙色预警位于主对角线上方与四级红色警戒下方之间,其标准为:位移监测速率幂次值 $p < 0$ 且位限指数满足 $0.25 \leq S_L < 0.5$, 或者速率幂次值 $0 \leq p < 1$ 且位限指数满足 $0.5 \leq S_L < 0.75$, 或者速率幂次值 $1 \leq p < 2$ 且位限指数满足 $0.75 \leq S_L < 1$ 。表2中,主对角线是二级黄色预警的预警分界线,考虑到铁路路堑高边坡破坏对线路工程设施及列车安

全运行影响较大,需加强对高边坡安全稳定性的监测。四级预警方法主要反映高边坡短期和中期稳定情况,适用于只依靠现场变形观测数据条件下进行的风险初判,可作为直观预警预报参考。

表2 高边坡安全稳定四级预警方法

Table 2 4-level warning method of high slope safety and stability

p 值	位限指数 S_L			
	$0 < S_L \leq 0.25$	$0.25 < S_L \leq 0.5$	$0.5 < S_L \leq 0.75$	$0.75 < S_L \leq 1$
$p < 0$	●	●	●	●
$0 \leq p < 1$	●	●	●	●
$1 \leq p < 2$	●	●	●	●
$p \geq 2$	●	●	●	●

2.2.2 高边坡安全稳定八级预警方法 八级预警方法是在四级预警方法的基础上考虑了安全系数指标对高边坡长期稳定性的影响,将安全系数 F_s 纳入四级预警方法,形成八级预警方法, F_s 以高边坡长期稳定程度指标为依据分为4类。八级预警方法是在四级预警参数基础上,对结合稳定性分析软件计算获得的长期稳定安全系数进行精细评判,实现对高边坡短期、中期与长期评价,使预警方法更加全面、精准、可靠。

表3 高边坡安全稳定八级预警方法

Table 3 8-level warning method of high slope safety and stability

安全系数 F_s	位限指数 S_L							
	$0 < S_L \leq 0.25$		$0.25 < S_L \leq 0.5$		$0.5 < S_L \leq 0.75$		$0.75 < S_L \leq 1$	
$1 \leq F_s < 1.1$	$p < 0$	●●	$p < 0$	●	$p < 0$	●●	$p < 0$	●●
	$0 \leq p < 1$	●	$0 \leq p < 1$	●●	$0 \leq p < 1$	●	$0 \leq p < 1$	●●
	$1 \leq p < 2$	●●	$1 \leq p < 2$	●	$1 \leq p < 2$	●●	$1 \leq p < 2$	●
	$p \geq 2$	●	$p \geq 2$	●●	$p \geq 2$	●	$p \geq 2$	●●
$1.1 \leq F_s < 1.43$	$p < 0$	●●	$p < 0$	●	$p < 0$	●	$p < 0$	●●
	$0 \leq p < 1$	●●	$0 \leq p < 1$	●●	$0 \leq p < 1$	●●	$0 \leq p < 1$	●
	$1 \leq p < 2$	●	$1 \leq p < 2$	●	$1 \leq p < 2$	●	$1 \leq p < 2$	●
	$p \geq 2$	●	$p \geq 2$	●	$p \geq 2$	●●	$p \geq 2$	●●
$1.43 \leq F_s < 3.33$	$p < 0$	●	$p < 0$	●●	$p < 0$	●	$p < 0$	●
	$0 \leq p < 1$	●●	$0 \leq p < 1$	●	$0 \leq p < 1$	●●	$0 \leq p < 1$	●
	$1 \leq p < 2$	●	$1 \leq p < 2$	●	$1 \leq p < 2$	●	$1 \leq p < 2$	●
	$p \geq 2$	●	$p \geq 2$	●	$p \geq 2$	●●	$p \geq 2$	●

续表 3

安全系数 F_s	位限指数 S_L							
	$0 < S_L \leq 0.25$		$0.25 < S_L \leq 0.5$		$0.5 < S_L \leq 0.75$		$0.75 < S_L \leq 1$	
$F_s \geq 3.33$	$p < 0$	●	$p < 0$	●	$p < 0$	●●	$p < 0$	●
	$0 \leq p < 1$	●	$0 \leq p < 1$	●●	$0 \leq p < 1$	●●	$0 \leq p < 1$	●
	$1 \leq p < 2$	●	$1 \leq p < 2$	●●	$1 \leq p < 2$	●	$1 \leq p < 2$	●●
	$p \geq 2$	●	$p \geq 2$	●	$p \geq 2$	●●	$p \geq 2$	●●

注:安全系数为长期控制指标;位限指数为中期预测指标;变形速率 p 为短期预测指标; $p < 0$ 为变形速率加快发展; $0 \leq p < 1$ 为变形速率缓慢衰减(位移发散); $1 \leq p < 2$ 为变形速率缓慢衰减(位移收敛); $p \geq 2$ 为变形速率快速为 0。

表 4 详细阐述了表 2 与表 3 中信号指示灯颜色的具体含义。表中从左至右危险等级逐渐升高,警戒程度逐级加强。

表 4 信号指示灯含义

Table 4 The meaning of signal indicator

绿色		黄色		橙色		红色	
绿色	绿色	黄色	黄色	橙色	橙色	红色	红色
1 级	2 级	1 级	2 级	1 级	2 级	1 级	2 级
●	●●	●	●●	●	●●	●	●●

工程中,可根据不同信号颜色进行预警,以确保列车安全运行,预警级别与报警信号对应关系如表 5 所示。绿色信号定义为“警消级”,表示无任何危险征兆,可取消预警信号;黄色信号定义为“警示级”,表示需密切关注变形速率及位限指数变化;橙色信号定义为“警戒级”,表示已有明显危险征兆,此时须加强监测密度、跟踪预报,并采取加固措施降低其警示级别;红色信号定义为“警鸣级”,表示已发生危险情况,此时列车必须停止运行,并紧急疏散现场监测人员,启动报警器。

表 5 预警级别及其方式

Table 5 The warning level and its method

警消级	警示级	警戒级	警鸣级
绿色●	黄色●	橙色●	红色●

3 高边坡长期稳定评价方法及预警方法的工程应用

针对某铁路路堑高边坡,利用现场布设的监测点得到的位移与时间关系数据,结合提出的高边坡长期稳定性评价方法对该高边坡进行评估,计算其 3 个长期稳定性评价指标,最后确定对应风险分级

预警方法。

3.1 瞬时稳定安全系数分析

图 5 为所研究高边坡的几何概化模型。土质条件为上层硬塑黄土、下层坚硬黄土。一级边坡采用坡面墙防护措施,从坡脚至坡顶共设置了 8 处位移监测点,坡高 $H=42$ m。具体布置如图 5 所示。

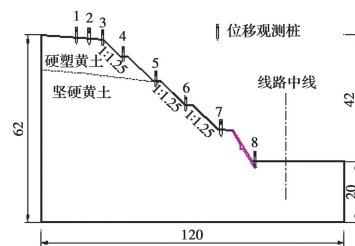


图 5 典型断面路线高边坡概化模型(单位:m)

Fig. 5 Generalized model of typical section route high slope (unit: m)

稳定分析计算应用 geostudio 软件^[21],分别采用瑞典法、简化 Bishop 法、 $M-P$ 法和简化 Janbu 法等刚体极限平衡法进行安全系数计算,结果如表 6 所列。

表 6 安全系数计算结果

Table 6 Calculation results of safe factor

瑞典法	简化 Bishop 法	$M-P$ 法	简化 Janbu 法
1.838	1.961	1.954	1.775

边坡工程设计中,常采用瑞典法和 Bishop 法两种方法对其进行稳定性评价。瑞典法由于不考虑条件作用力,使得所得安全系数偏小;而 Bishop 法考虑了条间法向力,所得安全系数与具有严格条分意义的 $M-P$ 法较为接近,能近似反映土体底部法向应力或土体底部抗力。因此,对于圆弧滑动模式的均质边坡,以 Bishop 法所得安全系数为代表值,反映

滑面上任一土体抗剪强度与剪应力的比值。

3.2 长期稳定安全系数分析

因滑面穿过不同土层,长期强度分析时采用综合黏聚力 \bar{c} 和综合内摩擦角 $\bar{\varphi}$,其取值按照滑面弧长加权平均确定;长期强度折减系数 λ 取 0.7,极限剪应变 $\gamma_u=5\%$ 。各参数取值及计算结果如表 7 所示。

表 7 各参数取值结果

Table 7 Values of each parameter

λ	\bar{c}/kPa	$\bar{\varphi}/(^{\circ})$	F_{s0}
0.7	61.33	23.12	1.961

根据表 7 中参数,采用边坡安全系数与时间关系模型,可获得安全系数 $F_{st}-t$ 关系曲线,如图 6 所示。

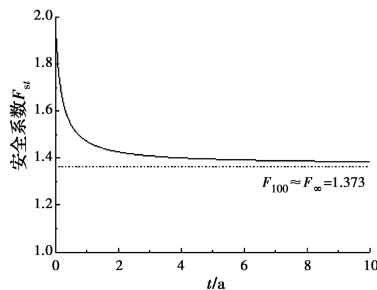


图 6 高边坡安全系数与时间变化关系曲线
Fig. 6 Relation curve of high slope safety factor and time history

由图 6 可知,边坡稳定安全系数随时间发展而逐渐降低,最终趋于稳定。在 $\lambda=0.7$ 时,按照 Bishop 法计算得出长期稳定安全系数 $F_{\infty}=1.372$,说明该高边坡具有长期稳定性。

3.3 长期累积变形状态分析

3.3.1 位移与时间关系分析 分别选取坡顶处测点 1、坡中部测点 6、坡脚处测点 8 为边坡总体变形发展情况的代表测点。图 7 为测点 1 相应矢量方向位移随时间变化的关系及位移-时间拟合关系,拟合曲线能良好地反映位移随时间的变化关系。同理,测点 6、测点 8 的位移-时间拟合结果也较好。具体拟合参数如表 8 所示。

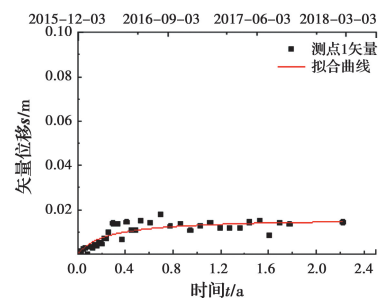


图 7 测点 1 位移与时间变化关系曲线

Fig. 7 Relation curve of displacement and time history for measuring point 1

表 8 测点 1、6、8 位移-时间曲线拟合参数值

Table 8 Fitting parameter values of displacement and time history curve of Measuring Point 1, 6 and 8

测点	参数 D/mm	瞬时剪 应变 γ_0	计算剪 应变 γ_m	极限剪 应变 γ_u	等效剪切带 厚度 D_1/mm	位移初 值 S_0/m	测试位 移 S_m/m	极限位 移 S_l/m	位限值 数 S_L
测点 1	2.009	0.007	0.015	0.05	0.888	0.007	0.013	0.044	0.344
测点 6	1.748	0.007	0.015	0.05	0.888	0.007	0.013	0.044	0.344
测点 8	1.748	0.007	0.015	0.05	0.497	0.004	0.008	0.025	0.360

由表 8 可以看出,边坡 3 个代表点测得的位限值 S_L 在 0.34~0.36 间小幅变化,平均值为 0.35,处于 $0.25 < S_L \leq 0.50$ 的小变形阶段。

3.3.2 变形速率与时间的关系分析 图 8 为测点 1、6、8 处边坡矢量方向位移及变形速率随时间的变化情况。因速率变化实测数据存在明显围绕横坐标轴上下波动的特点,体现在累积位移减小与增大的交替变化上。总体上,各测点变形速率呈现衰减的变化特征,而且在前期衰减最为迅速,后期逐渐趋于 0。

采用幂函数速率曲线数据进行拟合,得到幂函

数的两个系数,结果如表 9 所示。从表中可知,边坡不同位置处变形速率幂次值 p 均大于 1,平均值为 1.65,表明该路堑高边坡处于缓慢稳定状态。

表 9 变形速率与时间的关系拟合参数

Table 9 Fitting parameter values of deformation rate and time history curve

位移观测点	拟合参数		p 均值
	a	p	
测点 1	27.64	1.64	1.65
测点 6	25.31	1.64	
测点 8	15.08	1.66	

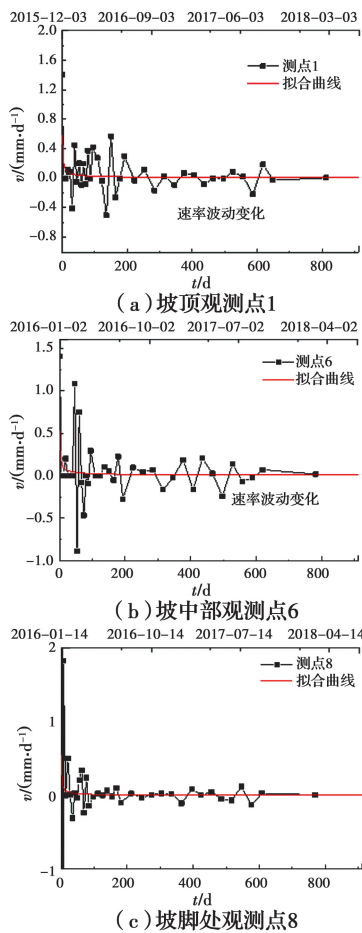


图 8 变形速率与时间关系曲线

Fig. 8 Relation curve of deformation rate and time history

通过长期稳定安全系数 F_{∞} 、位限指数 S_L 、变形速率 p 值 3 个指标来评价高边坡的长期稳定性。其中, F_{s100} 反映高边坡长期强度发挥水平、 S_L 反映位移变化发展程度、 p 值反映变形速率收敛快慢, 3 个指标计算结果如表 10 所示。表中位限指数 S_L 、变形速率 p 值取坡顶、坡中、坡脚 3 处测点平均值。

表 10 长期稳定安全评价指标值

Table 10 Long-term stability security evaluation index value

F_{∞}	S_L	p	预警级别	报警信号
1.372	0.35	1.65	警消级	●

按八级预警方法评价可知, 该断面边坡长期稳定安全系数 $F_{\infty} = 1.372$, 位移监测速率幂次值 $1 \leq p < 2$ 且位限指数 $0.25 < S_L \leq 0.50$, 预警级别属于警消级, 信号灯显示绿色。因此, 该断面边坡长期处于稳定状态。

4 结论

基于铁路路堑高边坡稳定性问题, 系统研究了边坡岩土体变形时间效应与安全系数、边坡安全系数与剪切变形及长期强度的内在关系, 形成了高边坡长期稳定评价指标及分级预警方法。得到如下主要结论:

1) 根据剪切流变试验中剪应力水平 $\mu = \tau/\tau_f$ 与安全系数 F_s 的倒数关系, 得到土体变形演化不同状态剪应力水平阈值及对应的安全系数 F_s , 确定不同边坡安全系数 F_s 对应的变形状态。

2) 建立综合反映土体应力-应变特性影响的边坡位移-安全系数函数关系。在此基础上, 考虑岩土体的长期强度影响因素, 构建了安全系数-剪切变形-时间的关系模型。

3) 综合考虑边坡设计安全系数、位移发展程度和变形速率变化特征, 提出路堑高边坡长期稳定 3 指标评价方法, 即长期稳定安全系数 F_{∞} 、位限指数 S_L 和变形速率幂次值 p 。

4) 基于路堑高边坡长期稳定控制指标, 提出两种高边坡风险分级预警方法, 根据不同预警等级明确了不同等级下应该采取的应急处理措施。

5) 通过对实际铁路工程中高边坡的长期位移监测数据分析, 应用稳定 3 指标评价方法进行评价并确定其风险预警分级, 为类似工程的长期稳定评价及预警分析提供参照。

参考文献:

[1] 李会章. 蒙华铁路平陆站土质高边坡设计及监测分析[J]. 铁道勘察, 2018, 44(5): 47-50.
LI H Z. Analysis on design and monitoring of high soil slope in Pinglu station of Inner Mongolia-Jiangxi railway [J]. Railway Investigation and Surveying, 2018, 44(5): 47-50. (in Chinese)

[2] 饶雄. 地基 InSAR 技术在昌吉赣高速铁路路基边坡监测中的应用研究[J]. 铁道建筑技术, 2019(4): 124-128, 137.
RAO X. Application study on ground-based InSAR technology for monitoring subgrade slope of Nanchang-Ganzhou high-speed railway [J]. Railway Construction Technology, 2019(4): 124-128, 137. (in Chinese)

- [3] 詹美礼, 钱家欢, 陈绪禄. 软土流变特性试验及流变模型[J]. 岩土工程学报, 1993, 15(3): 54-62.
ZHAN M L, QIAN J H, CHEN X L. Tests on rheological behavior of soft soil and rheologic model [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1993, 15(3): 54-62. (in Chinese)
- [4] 袁静, 龚晓南, 益德清. 岩土流变模型比较研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2001, 20(6): 772-779.
YUAN J, GONG X N, YI D Q. Comparison study on rheological constitutive models [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2001, 20(6): 772-779. (in Chinese)
- [5] 陈晓平, 朱鸿鹄, 张芳枝, 等. 软土变形时效特性的试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(12): 2142-2148.
CHEN X P, ZHU H H, ZHANG F Z, et al. Experimental study on time-dependent deformation of soft soil [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(12): 2142-2148. (in Chinese)
- [6] 阮红风, 罗强, 孟伟超, 等. 基于直剪试验的土体变形时间效应及状态类别分析[J]. 岩土力学, 2016(2): 453-464.
NGUYEN H P, LUO Q, MENG W C, et al. Analysis of time-effect characteristics of soil deformation and its classification based on direct shear test [J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, 37(2): 453-464. (in Chinese)
- [7] WANG Z Y, GU D M, ZHANG W G. Influence of excavation schemes on slope stability: A DEM study [J]. Journal of Mountain Science, 2020, 17(6): 1509-1522.
- [8] MESRI G, FEBRES-CORDERO E, SHIELDS D R, et al. Discussion: Shear-stress-strain time behaviour of clays [J]. Géotechnique, 1982, 32(4): 407-411.
- [9] 桂勇, 罗嗣海, 邓通发. 强度参数统计特性对边坡稳定可靠性的影响[J]. 土木建筑与环境工程, 2015, 37(4): 67-76.
GUI Y, LUO S H, DENG T F. Effect of strength parameters statistical property on slope stability reliability [J]. Journal of Civil, Architectural & Environmental Engineering, 2015, 37(4): 67-76. (in Chinese)
- [10] 牛焱炜, 周小平, 钱七虎. 基于随机场的岩石边坡三维稳定性分析[J]. 土木建筑与环境工程, 2017, 39(3): 129-137.
- NIU Y W, ZHOU X P, QIAN Q H. Three-dimensional stability assessment of rock slopes based on random fields [J]. Journal of Civil, Architectural & Environmental Engineering, 2017, 39(3): 129-137. (in Chinese)
- [11] 杨世豪, 苏立君, 张崇磊, 等. 强降雨作用下昔格达边坡渗流特性及稳定性分析[J]. 土木与环境工程学报(中英文), 2020, 42(4): 19-27.
YANG S H, SU L J, ZHANG C L, et al. Analysis of seepage characteristics and stability of Xigeda Formation slope under heavy rainfall [J]. Journal of Civil and Environmental Engineering, 2020, 42(4): 19-27. (in Chinese)
- [12] 何忠明, 王保林, 胡庆国. 强降雨条件下含软弱夹层粘性土坡稳定性分析[J]. 土木建筑与环境工程, 2018, 40(5): 109-116.
HE Z M, WANG B L, HU Q G. Stability analysis of cohesive soil slope with weak interlayer under heavy rainfall [J]. Journal of Civil, Architectural & Environmental Engineering, 2018, 40(5): 109-116. (in Chinese)
- [13] 黄俊, 赵江, 段祥睿, 等. 基于强度折减法的抗滑桩加固边坡可靠度分析[J]. 土木与环境工程学报(中英文), 2020, 42(6): 11-18.
HUANG J, ZHAO J, DUAN X R, et al. Reliability analysis for soil slopes reinforced with piles using shear strength reduction method [J]. Journal of Civil and Environmental Engineering, 2020, 42(6): 11-18. (in Chinese)
- [14] 阮红风. 土体剪切位移时间效应特性及高速铁路路堤长期变形状态控制技术[D]. 成都: 西南交通大学, 2014.
NGUYEN H P. Timely shearing deformation characteristic of soil and long term deformation controlling technique of embankment for high speed railway [D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2014. (in Chinese)
- [15] 文海家, 张岩岩, 付红梅, 等. 降雨型滑坡失稳机理及稳定性评价方法研究进展[J]. 中国公路学报, 2018, 31(2): 15-29, 96.
WEN H J, ZHANG Y Y, FU H M, et al. Research status of instability mechanism of rainfall-induced

- landslide and stability evaluation methods [J]. China Journal of Highway and Transport, 2018, 31(2): 15-29, 96. (in Chinese)
- [16] WANG Z Y, ZHANG W G, GAO X C, et al. Stability analysis of soil slopes based on strain information [J]. Acta Geotechnica, 2020, 15(11): 3121-3134.
- [17] 骆飞, 罗强, 蒋良淮, 等. 土体抗剪强度指标变异水平对边坡稳定安全系数取值的影响[J]. 土木建筑与环境工程, 2015, 37(4): 77-83.
- LUO F, LUO Q, JIANG L W, et al. Influence of variation levels of soil strength indexes on the value of slope stability safety factor [J]. Journal of Civil, Architectural & Environmental Engineering, 2015, 37(4): 77-83. (in Chinese)
- [18] 刘斯宏, 黄明坤, 王子健, 等. 破碎性堆石料单剪试验研究[J]. 岩土工程学报, 2015, 37(8): 1503-1508.
- LIU S H, HUANG M K, WANG Z J, et al. Simple shear tests on breakable rockfill materials [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, 37(8): 1503-1508. (in Chinese)
- [19] 刘平, 刘汉龙, 杨贵. 粗粒土与掺砾黏土接触面动单剪特性试验研究[J]. 土木工程学报, 2013, 46(9): 98-103.
- LIU P, LIU H L, YANG G. Cyclic simple-shear tests on mechanical behavior of interface between granular material and gravel-clay [J]. China Civil Engineering Journal, 2013, 46(9): 98-103. (in Chinese)
- [20] 铁路路基设计规范: TB 10001—2016 [S]. 北京: 中国铁道出版社, 2017.
- Code for design of railway earth structure; TB 10001-2016 [S]. Beijing: China Railway Publishing House, 2017. (in Chinese)
- [21] 徐凯, 王赞, 周桂云, 等. 基于 GeoStudio 软件的边坡稳定分析[J]. 山西建筑, 2014, 40(25): 108-109.
- XU K, WANG Y, ZHOU G Y, et al. Analysis on slope stability on the basis of GeoStudio software [J]. Shanxi Architecture, 2014, 40(25): 108-109. (in Chinese)

(编辑 王秀玲)