

DOI:10.16031/j.cnki.issn.1003-8035.2017.02.07

硅质岩路堑边坡稳定性分析 ——以广西资-兴高速公路边坡为例

张莹¹, 苏生瑞¹, 李景山², 苏忆²

(1. 长安大学地质工程与测绘学院 陕西 西安 710054;

2. 中铁第一勘察设计院集团有限公司 陕西 西安 710043)

摘要: 本文针对硅质岩路堑边坡, 先通过野外调查测量, 得到结构面的概率模型, 然后进行室内吸水性试验、单轴压缩变形试验、抗拉强度试验及直接剪切试验得到硅质岩的物理力学参数, 为数值模拟提供依据; 最后通过有限元强度折减法, 对基于 Monte Carlo 随机模拟的方法生成的模型进行计算。试验结果表明, 硅质岩十分致密, 强度大, 单轴压缩时, 在应力为峰值应力的 50% ~ 65% 时, 岩体进入裂缝急剧扩展阶段, 此时的应力—应变曲线出现“平台”。但“平台”过后应力还能继续增长, 直至劈裂破坏。以硅质岩为代表的有软弱结构面的硬质岩边坡在天然条件下一般处于稳定状态, 此时软弱夹层因受压紧密不易发生滑动, 而在开挖揭露软弱夹层后, 坡体才产生顺结构面的下滑现象。模拟结果表明, 在原始坡形及开挖二级边坡时, 坡体的稳定性较好, 发生破坏的概率较小, 而在开挖到一级边坡时, 发生失稳的概率为 76%。坡体的破坏模式为开挖导致的应力重分布使坡脚处先产生应力集中, 岩体内的微破裂逐渐累积, 变形主要沿着结构面及结构面上的岩体向坡体后缘扩展直至贯通, 形成滑移—拉裂式破坏。50 次计算结果的叠加表明, 潜在滑面发生在与开挖面垂直距离 7 ~ 9 m 的概率为 46%, 最深的位置在 11.3 m, 这一结果可为坡体的支护设计提供依据。

关键词: 硅质岩; 结构面模拟网络模拟; 节理岩质边坡; 稳定性分析

中图分类号: U213.1 + 3

文献标识码: A

文章编号: 1003-8035(2017)02-0049-10

Stability analysis of silicolite cutting slope: A case study of the cutting slope along Ziyuan-Xing' an expressway

ZHANG Ying¹, SU Shengrui¹, LI Jingshan², SU Yi²

(1. School of Geology Engineering and Geomatics, Chang'an University, Xi'an, Shaanxi 710054, China;

2. China Railway First Survey & Design Institute Group Co., Ltd., Xi'an, Shaanxi 710043, China)

Abstract: Aiming at silicolite cutting slope, distribution model of discontinuities is established through the network modeling by field investigation firstly. Then the water absorption, uniaxial compression tests, uniaxial tensile tests, direct shear tests are done to get parameters for numerical simulations. Finally calculate the model generated by Monte Carlo random simulation through the finite element shear strength reduction method. And the tests results indicate that the silicestone is hard and compact. In uniaxial compression tests, when the compressive stress at the 50% ~ 65% of the peak stress, rock enters the crack sharply extension stage, and the stress-strain curves appears a “platform”. But after the “platform”, the stress still increase until splitting failure. The hard rock slope represented by silicestone slope with weak structural surface are stable in natural condition and the discontinuity surfaces are compressed tightly to slide down hardly. However, as the slope cutting reveal the discontinuity surface, the slope slides along the discontinuity surface. And the simulated

收稿日期: 2016-07-19; 修订日期: 2016-09-22

基金项目: 中铁第一勘察设计院集团有限公司科技项目(14-07)

第一作者: 张莹(1988-), 女, 博士研究生, 主要从事地质工程方面研究。E-mail: zhangying919@126.com

results indicate that the slope is stable in the original and secondary cutting slope, however, the slope failure probability during the final cutting slope cutting is 76%. The failure mode is sliding-tension type, as the excavating leads to stress concentration at the slope toe and the micro-fracture accumulate little by little, the deformation extend to the trailing edge of slope along the structural surface. The 50 times results superposition shows that the deepest potential sliding surface lies in the 11.3 m and the 7 ~ 9 m depth probability is 46%, and the results may provide basis for the supporting design.

Keywords: silicolite; joint network simulation; jointed rock slope; stability analysis

0 引言

硅质岩在广西广泛分布,岩石硬度大,但较脆易裂,节理发育^[1]。资(源)-兴(安)高速位于广西壮族自治区桂林市,研究区是坡度 $25^{\circ} \sim 45^{\circ}$ 的顺层山体,硅质岩表层光滑如镜,岩体坚硬难以破碎,层间的裂隙十分发育,而在开挖后的岩体却呈现一种锯齿状破碎现象。我国中西部地区山区分布广泛,随着山区公路、铁路的建设,不可避免的进行边坡的开挖,而裂隙发育的层状岩质边坡是在建设工程中常常遇到的类型。

前人对于硅质岩的研究主要集中在沉积环境,化学成分及其分布^[2-3],对于岩体的力学性质研究较少。由于层状岩质边坡的破坏与失稳是岩土工程重大灾害之一,研究其破坏类型,机制及稳定性具有现实意义^[4]。对于顺层边坡的研究,主要集中在层状岩质边坡的破坏模式、破坏机制及不稳定临界长度分析^[5]。例如李安洪等^[6]在对大量顺层岩质边坡调查研究的基础上,总结出顺层岩质路堑边坡的8种破坏模式,胡启军^[7]认为顺层滑坡失稳与破坏机理一般为滑移拉裂破坏与溃屈破坏,其中滑移拉裂破坏一般见于开挖的人工边坡,而溃屈破坏一般发生在自然边坡中。邓荣贵等^[8]通过对重庆至怀化的铁路顺层岩质边坡的研究,建立了不同开挖坡脚与岩层倾角的顺层破坏的长度计算式。以往对于岩质边坡的结构面的考虑多将其按贯通的连续结构面处理,如林杭等^[9]使用FLAC^{3D}采用强度折减法模拟层状岩质边坡的破坏模式,得到水平层状坡顶变形破坏早于坡面和坡脚,形成拉破坏区,宋子岭^[10]通过对含软弱夹层的顺向岩质边坡应用不同计算方法结果的对比,得到采用强度折减法计算的结果来评价边坡稳定性。而实际中结构面为不连续和随机的,采用结构面网络模拟可在计算机上求得表征结构面分布特征的节理网络图像,其在工程实践中的应用主要为岩体质量评价、岩体渗流分析。如汪小刚^[11]和

陈祖煜^[12]将其应用在水库边坡,搜索确定连通率。贾洪彪^[13]搜索楔体及可动块体确定岩体边坡潜在破坏面及地下洞室稳定性评价。杨超等^[14]通过结构面网络模拟,将模拟结果与强度折减方法相结合,进行节理岩质边坡的可靠性分析。对于节理岩体的破坏模式,刘刚等^[15]开展多预制非贯通节理类岩石试件的单轴压缩试验,将岩体的破坏模式归纳为平面破坏、块体转动破坏和台阶式破坏三种,应力应变全过程曲线归纳了四种类型。

本文以广西资兴高速硅质岩路堑边坡为研究对象,由于研究区坡体结构面的分布是不连续的和随机的,先通过野外调查测量,得到结构面的概率模型,然后室内吸水性试验、单轴压缩变形试验、抗拉强度试验及直接剪切试验得到硅质岩的物理力学参数,最后通过有限元强度折减法,对基于Monte Carlo随机模拟的方法生成的模型进行计算,得到坡体的稳定性与潜在滑裂面的深度的分布概率,为坡体的稳定性评价与支护设计提供依据。

1 广西资-兴高速路堑边坡工程概况

研究区位于广西壮族自治区桂林市资源县境内,为资(源)兴(安)高速K21+638~K21+810段路堑边坡,属于亚热带季风湿润区,受地形地势影响,具有明显的山地立体气候特征,年平均气温为 16.4°C 。路线穿越鸭子头河东岸的斜坡地带($110^{\circ}42'33.91''\text{E}$, $26^{\circ}06'29.23''\text{N}$),植被发育,低山地貌,高程495~535 m,相对高差约40 m,地形为单面山。坡体在纵向上呈直线型,坡度总体约为 30° 。根据现场调查,坡体上部为约0.6 m厚的坡积物,褐黄色,土质不均,含砾石约25%,硬塑;下部为硅质岩,青灰色,岩石坚硬,节理裂隙发育,以张开为主,中风化。研究区地下水类型主要有孔隙水及基岩裂隙水,其中孔隙水主要分布在坡积层中,基岩裂隙水主要分布于硅质岩裂隙中,硅质岩裂隙多以张开为主,有利于大气降水的补给。研究区位于江南地轴南缘与湘

桂褶皱带交汇处,为扬子准地台和南华准地台的过渡地带,路线区域内形成的褶皱和断裂展布基本呈北北东向构造,研究区附近发育资新断裂,产状为 $294^{\circ}\angle 20^{\circ}$,为低角度正断层,与线路走向基本一致。根据《中国地震动参数区划图》(GB 18306-2001),研究区所在区域地震动峰值加速度小于 0.05 g,相应地震基本烈度小于Ⅵ度。

边坡中节理较发育,采用测线法进行测量。在野外对布置的 6 条测线,总长为 81 m,得到结构面的倾向、倾角、间距及迹长等参数,做出节理产状等密度图(图 1)以便为其分组。然后进行结构面的概率模型的建立,为方便分析,将第二组中倾向 $311^{\circ}\sim 25^{\circ}$ 范围内的结构面产状进行转换,设原始产状为 $\alpha\angle\beta$,转换后的产状为 $(\alpha-180^{\circ})\angle(180^{\circ}-\beta)$,统计后的各组结构面参数及概率模型见表 1。

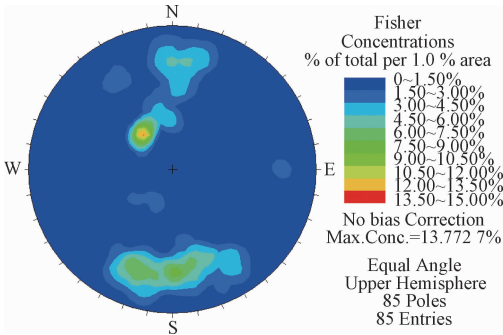


图 1 节理等密度图
Fig.1 Joint iso-intensity diagram

表 1 实测结构面几何参数统计表						
Table 1 Joint geometry parameters statistics						
组号	分组范围		统计指标	概型	均值	标准差
	倾向/(°)	倾角/(°)				
第一组	128 ~ 237	48 ~ 88	倾向	正态分布	178.18	22.25
			倾角	正态分布	86.92	18.06
			间距	负指数分布	1.08	0.94
			迹长	负指数分布	1.77	1.35
第二组	311 ~ 25	37 ~ 78	倾向	正态分布	137.18	16.25
			倾角	正态分布	42.92	13.06
			间距	负指数分布	2.23	0.88
			迹长	负指数分布	1.93	2.05
第三组	213 ~ 293	22 ~ 43	倾向	正态分布	296.33	39.59
			倾角	正态分布	28.39	5.01
			间距	负指数分布	1.79	0.68
			迹长	正态分布	5.19	2.17

2 硅质岩的物理力学性质

为了研究硅质岩的物理力学性质,在广西资兴高速 K21+700~800 处取样,现场选取大直径钻孔岩心,封装后运至实验室,再分别按照各试验要求加工成规定尺寸。

2.1 硅质岩的吸水性

硅质岩的吸水性试验参照《工程岩体试验方法标准》(GB/T 50266-2013)进行,圆柱试样直径约 50 mm,高约 100 mm。将试件先采用自由浸水法饱和,然后采用真空抽气法饱和试件,试验结果(表 2)表明硅质岩的吸水率与饱和吸水率值相差不大,差值为 0.01%~0.03%。

表 2 吸水性试验结果						
Table 2 Water absorption results						
试件编号	烘干至恒重时的试件质量/g	吸水至恒重时的试件质量/g	经强制饱和和后试件质量/g	岩石吸水率/%	岩石饱和吸水率/%	饱水系数
Y-1	498.81	499.21	499.31	0.08	0.10	0.8
Y-2	498.24	498.79	498.86	0.11	0.12	0.89
Y-3	492.78	493.88	493.99	0.22	0.25	0.91
L-1	503.89	505.01	505.05	0.22	0.23	0.97
L-2	492.51	493.2	493.36	0.14	0.17	0.81
L-3	501.67	502.23	502.32	0.11	0.13	0.86

2.2 硅质岩的压缩变形试验

压缩试验试验直径约为 50 mm,高径比为 2,分为饱和及烘干两种类型;饱和试样与烘干试样各为 3 个。采用中科院武汉岩土力学研究所生产的 RMT-150C 岩石力学试验系统进行试验。根据应力—应变全过程曲线(图 2)中的直线段(弹性变形至微破裂稳定发展阶段)计算得到岩样的弹性模量 E,泊松比 ν 采用 $\sigma_c/2$

处的 $\varepsilon_{\text{lateral}}$ 与 $\varepsilon_{\text{axial}}$ 之比计算求得(表 3),然后通过下式计算弹性体积应变 $\varepsilon_{\text{ve}}^{[16]}$:

$$\varepsilon_{\text{ve}} = \Delta V / V_{\text{elastic}} = \frac{1 - 2\nu}{E}(\sigma_1 - \sigma_3) \tag{1}$$

式中: $\Delta V, V_{\text{elastic}}$ ——分别为试样体积和弹性体积。
在单轴压缩条件下,式(1)中围压 $\sigma_3 = 0$,则总体积应变由轴向应变和横向应变计算:

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta V}{V} \approx \varepsilon_{\text{axial}} + 2\varepsilon_{\text{lateral}} \tag{2}$$

变,即:

$$\varepsilon_{\text{ec}} = \varepsilon_v - \varepsilon_{\text{ve}} \tag{3}$$

式中: $\varepsilon_{\text{axial}}$, $\varepsilon_{\text{lateral}}$ ——分别为轴向和横向应变。
裂隙体积应变为总体积应变减去弹性体积应

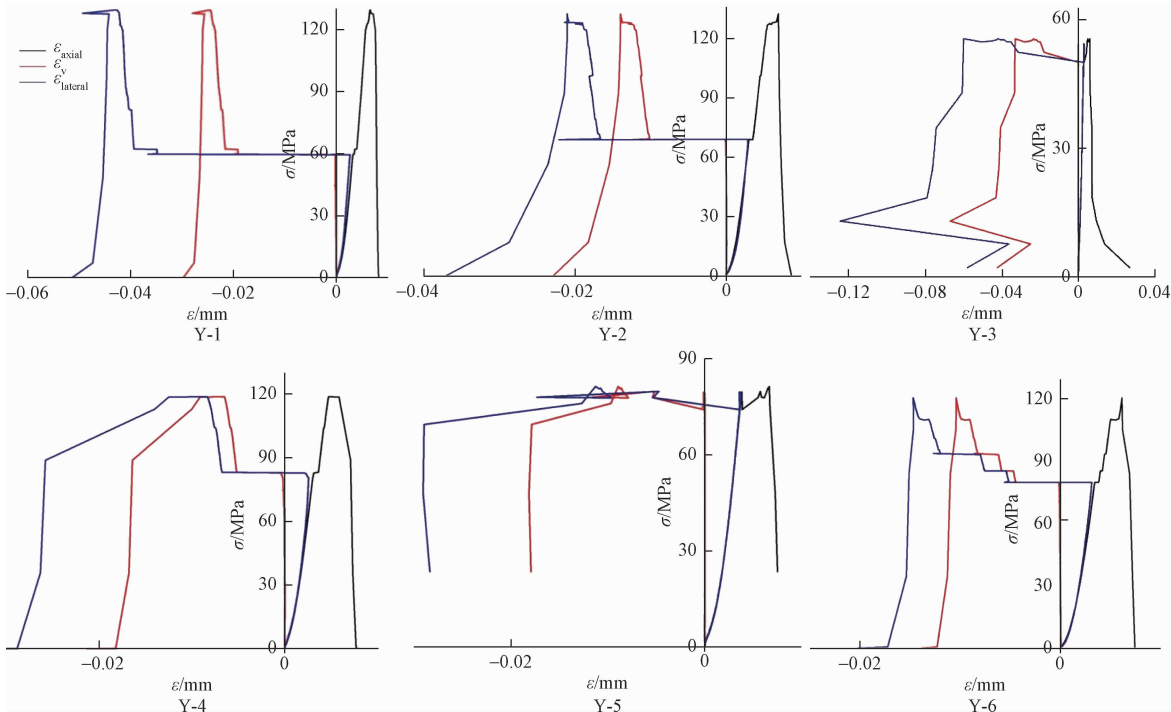


图 2 应力应变全过程曲线
Fig.2 Complete stress-strain curve

表 3 单轴压缩试验结果

Table 3 Uniaxial compression test results			
试件编号	单轴抗压强度/MPa	弹性模量/GPa	泊松比
Y-1	129.89	25	0.1
Y-2	132.36	29	0.1
Y-3	55.62	22	0.1
Y-4	118.81	30	0.1
Y-5	81.44	28	0.1
Y-6	120.55	33	0.1
平均值	106	27	0.1

根据试验得到的应力-应变全过程曲线可知,硅质岩的变形可划分为不同的阶段(图3)。

(1)孔隙裂隙压密阶段,本阶段试件中原有的微裂隙逐渐闭合,岩石被压密, σ - ε_l 曲线呈上凹型,曲线斜率随应力增加而逐渐增大,表明微裂隙的闭合开始较快,随后逐渐减慢。

(2)弹性变形至微破裂稳定发展阶段,此时的 σ - ε_l 为近似直线关系,而 σ - ε_v 开始为直线关系,随着 σ 的增加逐渐变为曲线关系。本阶段的前半部分为弹性变形阶段,后半部分为微破裂稳定发展阶段。在微破裂稳定发展阶段,试件中出现了新的微

破裂,并随着应力增加而逐渐发展, σ_v - ε 曲线也发生了弯曲。

(3)非稳定破裂发展阶段,进入本阶段后,微破裂的发展出现了质的变化。由于破裂过程中所造成的应力集中效应显著,即使外荷载保持不变,破裂仍会不断发展,并在某些薄弱部位首先破坏,应力重新分布,然后又引起次薄弱部位的破坏,破裂不断发展,直至试件完全破坏。试件由体积压缩转为扩容,轴向应变和体积应变速率迅速增大。图3与典型的岩块应力-应变全过程曲线不同的是,非稳定破裂发展阶段可再分为两个阶段,第一阶段,应力加到70~80 MPa时(峰值应力的50%~65%),出现“平台”,即应力基本不变,微破裂迅速扩展,致使试件的横向应变急剧增大而轴向应变基本保持原来的变化方式;第二阶段,在“平台”过后,应力还能继续增长,说明第一阶段虽然岩体的横向应变增长迅速,但岩体仍然具有一定的强度,而在第二阶段中岩样的劈裂结构面不断增加,但试件仍然基本保持整体形状,岩体内的破裂进入急剧

扩展阶段。

(4) 破裂后阶段, 试件承载力达到峰值后, 其内部结构完全破坏, 本阶段试件中的裂隙快速发展、交叉且相互联合形成宏观断裂面, 试件承载能力迅速下降。硅质岩的破坏均为劈裂破坏, 破裂后阶段试件的 σ - ε 基本呈两种情况。一种是应力急剧下降而变形也有增大, 出现几个“外凸点”, 说明试件内的断裂面不断发展、甚至贯通, 岩体的体应变增大。另一种是出现“内凹点”, 说明已经有部分块体脱离试件, 造成体应变缩小。

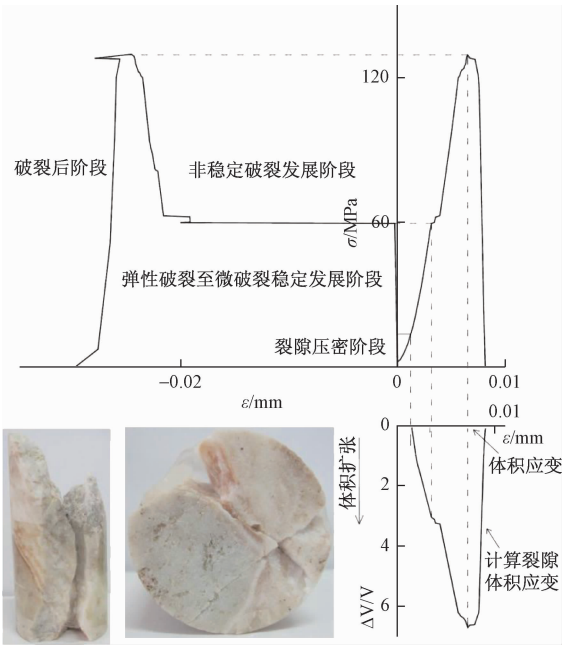


图 3 试样 Y-1 单轴压缩应力—应变曲线
Fig. 3 Uniaxial compression stress-strain curve of Y-1

硅质岩的应力应变全过程曲线为屈服后应变硬化式, 即, 在非稳定破裂发展阶段先出现“平台”, 屈服过后, 应力继续增长, 表现为应变硬化, 硬化后达到最大的轴向承载力, 但是硬化的过程中岩块的弹性模量明显低于弹性破裂阶段(斜率变缓), 这一现象出现的原因在稳定破裂阶段岩块内已经出现了大量的裂隙损伤, 而在硬化阶段岩块内发生竖向劈裂式破坏。在现场观察到的岩体开挖后(图 4)也是产生脆性破坏, 产生近于贯穿的裂隙, 裂隙的方向与室内试验得到的一致。

2.3 硅质岩的抗拉强度试验

采用劈裂法进行硅质岩的单轴抗拉强度试验, 试件为圆柱体, 直径约为 50 mm, 高度约为 50 mm。实验设备及加载方法与单轴抗压强度相同, 结果见表 4。

表 4 单轴抗拉强度试验结果

Table 4 Uniaxial tension test results

试件编号	试件直径 /mm	试件厚度 /mm	试件破坏荷载/N	试件抗拉强度/MPa
S-1	49.26	52.55	88.28	21.71
S-2	49.30	52.54	65.51	16.10
S-3	49.24	52.64	36.09	8.86
平均值	49.27	52.58	63.30	15.57

2.4 硅质岩的直剪试验

采用变角板法进行硅质岩的直剪试验, 试件为圆柱体, 直径约为 50 mm, 高度约为 50 mm。根据直接剪切试验(图 5), 得到硅质岩的抗剪强度参数为粘聚力 $c = 65 \text{ MPa}$, 内摩擦角 $\Phi = 30^\circ$ 。



图 4 硅质岩裂缝的竖向贯通
Fig. 4 Vertical penetration cracking of silicastone

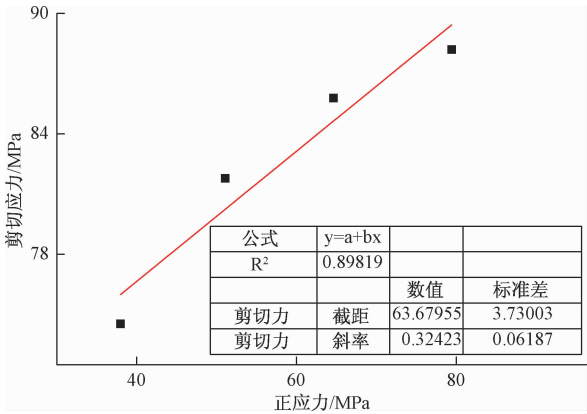


图 5 τ - σ 关系曲线
Fig. 5 τ - σ relation curve

2.5 室内岩块力学参数向岩体力学参数的转换

根据 1992 年 E. Hoek 对 Hoek-Brown 强度准则的改进, 得到广义 H-B 岩体强度准则, 其表达式为^[17]:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left[m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right]^a \tag{1}$$

式中: σ_c ——是岩块单轴抗压强度;
 m_b, s, a ——为反应岩体特征的经验参数, 其中, m_b, a 为针对不同岩体的经

验参数, s 反应岩体破碎程度, 取值范围 $0 \sim 1$ 。

E. Hoek 和 E. T. Brown 结合 Bieniawski 岩体评分系统(RMR)提出了岩体参数 m_b, s, a 的取值方法:

$$\left. \begin{aligned} m_b &= \exp\left(\frac{GSI - 100}{28}\right) m_i \\ s &= \exp\left(\frac{GSI - 100}{9}\right) \\ a &= 0.5 \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

因此,当 $\sigma_3 = 0$ 时,可导出弱化后的岩体单轴抗压强度 σ_{mc} 为:

$$\sigma_{mc} = \sigma_c \sqrt{s} \quad (3)$$

当 $\sigma_1 = 0$ 时,可导出弱化后的岩体单轴抗拉强度 σ_{mt} 为:

$$\sigma_{mt} = \frac{1}{2} \sigma_c (m_b - \sqrt{4s}) \quad (4)$$

由此可得,岩体粘结力 C_m 和摩擦角 φ_m 分别为:

$$C_m = \frac{\sqrt{\sigma_{mc}\sigma_{mt}}}{2} \varphi_m = \arctan\left(\frac{\sigma_{mc} - \sigma_{mt}}{2\sqrt{\sigma_{mc}\sigma_{mt}}}\right) \quad (5)$$

根据上述改进的 Hoek-Brown 强度准则,将试验得到的岩块强度转化为数值模拟中采用的岩体力学参数,并结合文献^[18]得到的结果见表 5。

3 考虑随机结构面的边坡稳定性分析

3.1 结构面网络模型的建立

Monte Carlo 随机模拟方法,是按已知密度函数进行“采样”,从而得出与实际分布函数相应的人工随机变量。模拟时先根据测量统计得到的结构面参数,建立结构面概率统计模型(表 1),然后应用 Monte Carlo 随机模拟方法,根据模型中各个随机变量的分布,在计算机上利用 $[0, 1]$ 区间内的均匀随机数来产生相应的随机变量或者抽样样本产生随机数,最后可以根据模拟的结果得到结构面的模拟网络图。根据结构面的概率统计模型表知,本次模拟的概率模型为负指数分布和正态分布。

3.1.1 负指数分布随机变量的产生

负指数概率密度函数 $f(x)$ 定义为:

$$f(x) = \lambda e^{-\lambda x} \quad (6)$$

其中 $\lambda = 1/E(x)$

式中: $E(x)$ 为 x 的期望值。

累计概率 $F(x)$ 为:

$$F(x) = \int_0^x \lambda e^{-\lambda x} dx = 1 - e^{-\lambda x} \quad (7)$$

令 $F(x) = 1 - r$, 则

$$r = 1 - F(x) = e^{-\lambda x} \quad (8)$$

因此

$$x = -\frac{\ln r}{\lambda} = -E(x) \ln r \quad (9)$$

表明,负指数分布随机变量 x 等于随机数 r 的自然对数乘以负的 x 的期望值 $E(x)$ 。

3.1.2 正态分布随机变量的产生

正态分布概率密度函数 $f(x)$ 定义为:

$$f(x) = \frac{1}{\sigma_y \sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln x - \mu_y}{\sigma_y}\right)^2\right] (x > 0) \quad (10)$$

累计概率 $F(x)$ 为:

$$F(x) = \int_{-\infty}^x \frac{1}{\sigma_y \sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln t - \mu_y}{\sigma_y}\right)^2\right] dt \quad (11)$$

$F(x)$ 是非可积函数,无法直接求得 $F(x)$ 的解析表达式,因此需近似求解。用中心极限定理求得:

$$x = \exp\left\{\mu_y + \sigma_y \left[\frac{\sum_{i=1}^k r_i - \frac{k}{2}}{\sqrt{\frac{k}{12}}}\right]\right\} \quad (12)$$

其中

$$\sigma_y = \left\{\ln\left[1 + \left(\frac{\sigma_x}{\mu_x}\right)^2\right]\right\}^{\frac{1}{2}} \quad (13)$$

$$\mu_y = \ln \mu_x - \frac{1}{2} \sigma_y^2 \quad (14)$$

$$y = \ln x \quad (15)$$

式中: μ_y, σ_y ——分别是 $y = \ln x$ 的平均值和标准差;

r_i ——是 $[0, 1]$ 范围内的均匀分布随机数的第 i 个元素;

k ——是所取 r_i 元素的数目。

3.2 计算工况及参数

稳定性计算的坡体位于资兴高速 K21 + 800 段,为二级路堑边坡,开挖边坡坡率为 1:0.3 (图 6)。使用有限元软件 MIDAS NX 通过强度折减法对结构面网络模型进行计算。对每一种结构面网络模拟结果都进行三种工况分析,分别为原始坡面,开挖二级边坡,开挖一级坡体进行模拟,为了计算方便,坡体均设为硅质岩,结构面采用无厚度的接触单元,物理力学参数采用改进的 Hoek-Brown 强度准则转化后的摩尔库伦模型(表 5),采用三角形 + 四边形单元,建立的有限元模型见图 7。由于结构面的分布具有随机性,每次生成的模型都不尽相同,所以进行 50 次模拟,每个模型都进

行三种工况的计算,分别为原始坡形、开挖二级边坡及开挖一级边坡。

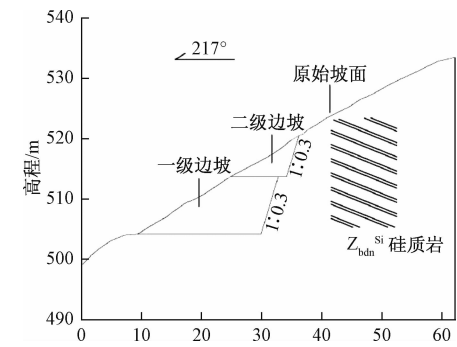


图 6 地质模型图
Fig.6 Geological model

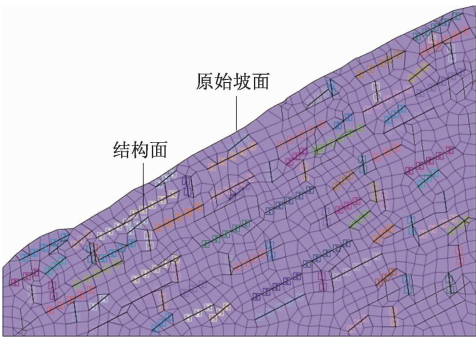


图 7 原始坡形有限元计算模型图
Fig.7 Calculation model of natural slope

表 5 物理力学参数

Table 5 Physical and mechanical parameters					
类别	容重/ ($\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$)	弹性模量/ GPa	抗剪强度		泊松比
			摩擦角/($^{\circ}$)	粘聚力/kPa	
硅质岩	26	27	30	65	0.1
结构面	内摩擦角 23, 粘聚力 20		剪切刚度/MPa 法向刚度/MPa		
			80	100	

3.3 计算结果及分析

图 8 ~ 图 10 为一次模拟结果进行的不同工况的计算结果,可以看出,随着坡体的开挖,安全系数下降十分明显。原始状态时,坡体处于稳定状态,此时结构面因受压紧密不易发生滑动,而在逐步开挖揭露结构面后,坡体才产生顺结构面的下滑现象,形成滑移拉裂式破坏。并且可以看出,在每一级开挖后,坡体的位移集中在开挖的坡脚处。不同随机模型计算出的坡体的稳定性不同,对比图 10 与图 11 可知,靠近坡体表面,尤其是坡脚处的结构面的数量越多、连通越好则坡体的稳定性越小,说明结构面的交切关系及数量控制着硬质岩边坡的稳定性。

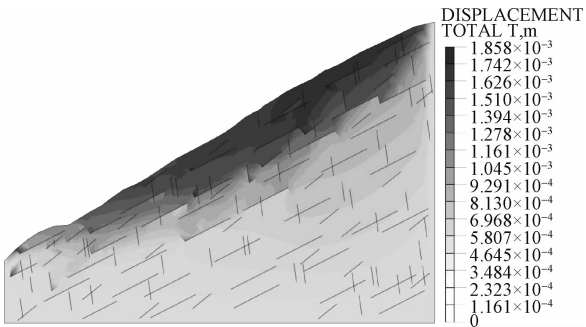


图 8 原始坡形位移云图 (FOS = 1.7)
Fig.8 Displacement nephogram of natural slope (FOS = 1.7)

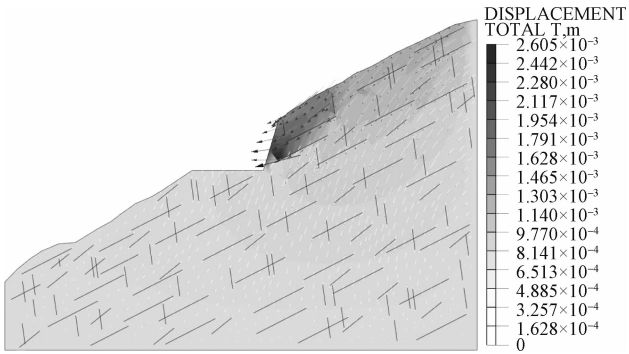


图 9 开挖二级边坡位移云图 (FOS = 1.22)
Fig.9 Displacement nephogram of second cutting slope (FOS = 1.22)

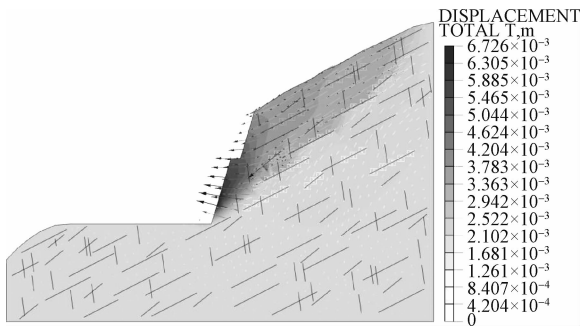


图 10 开挖一级边坡位移云图 (FOS = 1.03)
Fig.10 Displacement nephogram of final cutting slope (FOS = 1.03)

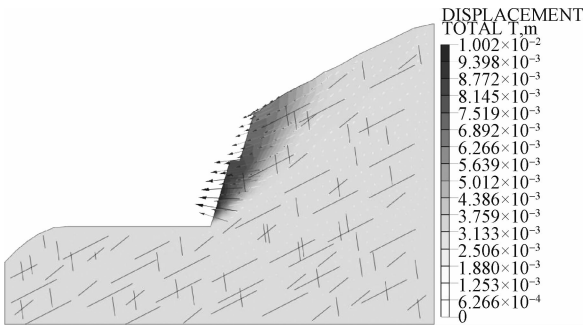


图 11 开挖一级边坡位移云图 (FOS = 1.26)
Fig.11 Displacement nephogram of final cutting slope (FOS = 1.26)

图 12 ~ 图 13 为与图 9 ~ 图 10 对应的剪应力云图,由于 Midas NX 软件可进行变形结果的自动缩放,以便直观的看到坡体的变形位置(实际结果并未如此夸张)。由最大剪应力图可看出,在开挖二级边坡时,坡体内的剪应力主要集中在开挖坡脚与坡向近似一致的结构面处,但范围较小,由上述可知,此时坡体处于稳定状态,随着进一步对一级边坡的开挖,剪应力的分布沿着结构面向坡体后缘扩展,由两组结构面逐渐形成贯通的滑移面,此时坡体的安全系数为 1.03,处于欠稳定状态,因此,坡体的破坏为开挖导致的应力重分布使坡脚处先产生应力集中,岩体内的微破裂逐渐累积,直至形成宏观断裂面,坡体的变形主要沿着结构面及结构面上的岩体向坡体后缘扩展直至贯通,破坏模式为滑移—拉裂式破坏。

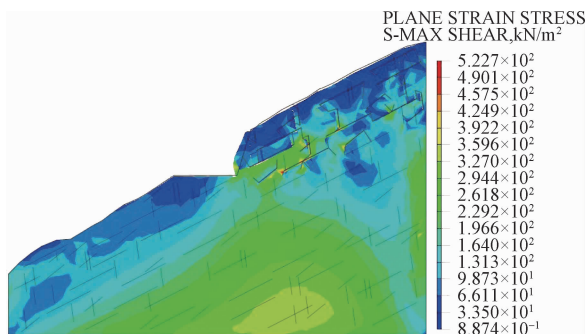


图 12 开挖二级边坡剪应力云图 (FOS = 1.22)

Fig. 12 Shear stress nephogram of secondary cutting slope (FOS = 1.22)

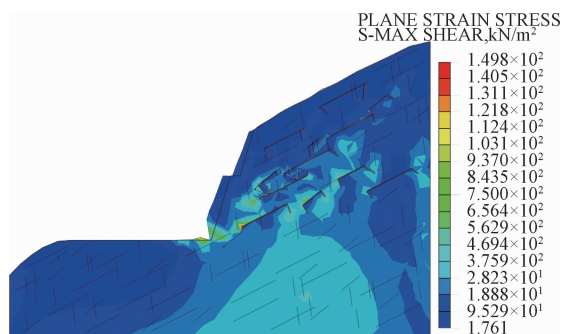


图 13 开挖一级边坡剪应力云图 (FOS = 1.03)

Fig. 13 Shear stress nephogram of final cutting slope (FOS = 1.03)

根据对 50 次模型的结果的统计,三种工况下的安全系数分布如图 14 ~ 图 16 所示,在原始坡形及开挖二级边坡时,坡体均处于基本稳定至稳定状态,而在开挖一级边坡时,坡体主要处于不稳定至欠稳定状态,安全系数小于 1.15 的概率为 $38/50 = 0.76$,表明该边坡在天然状态及开挖二级边坡时,坡体的稳定性较好,发

生破坏的概率较小,而在开挖到一级边坡时,发生失稳的概率为 76%,这一结果也与现场观察到的“硅质岩表层光滑如镜,岩体坚硬难以破碎,而在开挖后的岩体却呈现一种锯齿状破碎”现象十分吻合。因此,在开挖边坡前需要进行必要的支护,并注意对支护措施加以监测,尤其应注意靠近每一级坡脚处监测数据的变化。由于在坡体开挖后,由于卸荷造成应力松弛,坡体内应力的调整引发了相应的位移变化,在实际工程中,位移的监测相比应力有更直观、更简便的优点,一般认

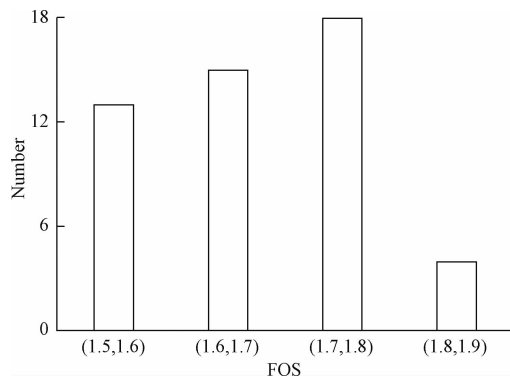


图 14 原始坡形安全系数统计图

Fig. 14 Factor of safety statistics of natural slope

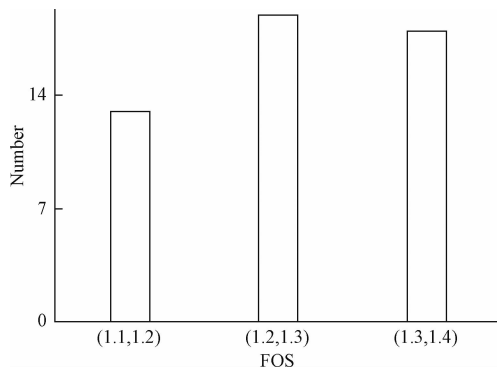


图 15 开挖二级边坡安全系数统计图

Fig. 15 Factor of safety statistics of secondary cutting slope

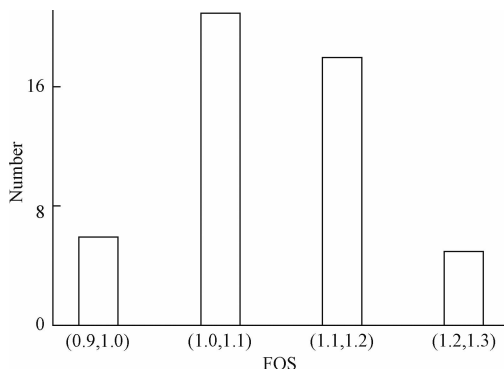


图 16 开挖一级边坡安全系数统计图

Fig. 16 Factor of safety statistics of final cutting slope

为坡体内某点位移小于 5 mm 时该点以内的坡体处于稳定状态^[19]。因此,将 50 次计算的位移结果叠加在一张图上(图 17),得出潜在滑面发生在与开挖面垂直距离 7~9 m 的概率为 46%,最深的位置在 11.3 m。

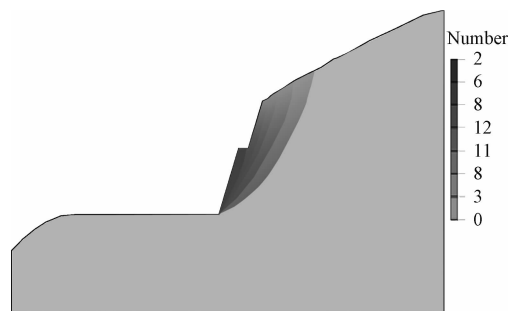


图 17 潜在滑面位置统计图

Fig. 17 Potential sliding surface statistics

4 结语

本文通过室内吸水性试验、单轴压缩试验、单轴拉伸试验及直接剪切试验,结合理论分析,对硅质岩的变形破坏特征进行探讨,并通过数值模拟,分析了开挖过程中硅质岩路堑边坡的稳定性,主要得出如下结论:

(1) 硅质岩的岩石致密,强度大,应力应变全过程曲线为屈服后应变硬化式,即在非稳定破裂发展阶段当应力为峰值应力的 50%~65% 时先出现“平台”,屈服过后,应力继续增长,表现为应变硬化,硬化后达到最大的轴向承载力,但是硬化的过程中岩块的弹性模量明显低于弹性破裂阶段(斜率变缓),这一现象出现的原因因为在稳定破裂阶段岩块内已经出现了大量的裂隙损伤,而在硬化阶段岩块内发生竖向劈裂式破坏,形成贯通的裂隙,与现场观察一致。

(2) 根据野外调查测量,得到结构面的概率模型,基于 Monte Carlo 随机模拟的方法生成的有限元模型。根据计算结果得到,该边坡在天然状态及开挖二级边坡时,坡体的稳定性较好,发生破坏的概率较小,而在开挖到一级边坡时,发生失稳的概率为 76%。

(3) 坡体的破坏模式为滑移—拉裂式破坏,开挖导致的应力重分布使坡脚处先产生应力集中,岩体内的微破裂逐渐累积,直至形成宏观破裂面;坡体的变形主要沿着结构面及结构面上的岩体向坡体后缘扩展,直至贯通破坏。

(4) 对于 50 次计算结果的叠加表明,潜在滑面发生在与开挖面垂直距离 7~9 m 的概率为 46%,最深的位置在 11.3 m,这一结果可为坡体的支护设计提供依据。

参考文献:

- [1] 陶文. 广西硅质岩建造与成矿作用[J]. 广西地质, 2002, 15(2): 35-38.
TAO Wen. The origination and mineralization of Silicalite formation in Guangxi[J]. Guangxi Geology, 2002, 15(2): 35-38.
- [2] 王卓卓,陈代钊,汪建国. 广西南宁地区泥盆系硅质岩地球化学特征及沉积环境[J]. 沉积学报, 2007, 25(2): 239-245.
WANG Zhuozhuo, CHEN Daizhao, WANG Jianguo. Element geochemistry and depositional setting of the chert in Devonian Nanning area Guangxi[J]. Acta Sedimentologica Sinica, 2007, 25(2): 239-245.
- [3] 陈翠华,何彬彬,顾雪祥,等. 桂西北高龙金矿床含矿硅质岩成因及沉积环境分析[J]. 沉积学报, 2004, 22(1): 54-58.
CHEN Cuihua, HE Binbin, GU Xuexiang, et al. Analysis of genesis and depositional environment of the immediate host siliceous rocks from Gaolong gold deposit in northwestern Guangxi [J]. Acta Sedimentologica Sinica, 2004, 22(1): 54-58.
- [4] 鲜学福. 层状岩体破坏机理[M]. 重庆:重庆大学出版社, 1989.
XIAN Xuefu. Layered rock mass failure mechanism [M]. Chongqing: Chongqing University Press, 1989.
- [5] 韦达,赖勇. 顺层岩质边坡滑动面确定方法探讨[J]. 中国地质灾害与防治学报, 2015, 26(2): 30-35.
WEI Da, LAI Yong. Identification of the sliding surfaces of bedding rock slopes [J]. The Chinese Journal of Geological Hazard and Control, 2015, 26(2): 30-35.
- [6] 李安洪,周德培,冯君. 顺层岩体路堑边坡破坏模式及设计对策[J]. 岩石力学与工程学报, 2009, 28(S1): 2915-2921.
LI Anhong, ZHOU Depei, FENG Jun. Failure models of bedding rock cutting slope and design countermeasures [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2009, 28(S1): 2915-2921.
- [7] 胡启军. 长大顺层边坡渐进失稳机理及首段滑移长度确定的研究[D]. 成都:西南交通大学, 2008.
HU Qijun. Study on progressive failure mechanism and determination of the toe segment slippage length for large consequent slope [D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2008.

- [8] 邓荣贵,周德培,李安洪,等. 顺层岩质边坡不稳定岩层临界长度分析[J]. 岩土工程学报, 2002, 24(2): 178-182.
- DENG Ronggui, ZHOU Depei, LI Anhong, et al. On the critical length of unstable rock stratum on bedrock slope [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2002, 24(2): 178-182.
- [9] 林杭,曹平,李江腾,等. 层状岩质边坡破坏模式及稳定性的数值分析[J]. 岩土力学, 2010, 31(10): 3300-3304.
- LIN Hang, CAO Ping, LI Jiangteng, et al. Numerical analysis of failure modes and stability of stratified rock slopes [J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, 31(10): 3300-3304.
- [10] 宋子岭,杨添,赵立春. 含多层软弱夹层的顺向岩质边坡稳定性评价方法对比分析[J]. 中国地质灾害与防治学报, 2016, 27(2): 20-25.
- SONG Ziling, YANG Tian, ZHAO Lichun. Application of combination algorithm in stability analysis of rock slope with contains multilayer weak bedrock layers[J]. The Chinese Journal of Geological Hazard and Control, 2016, 27(2): 20-25.
- [11] 汪小刚,贾志欣,张发明,等. 岩体结构面网络模拟原理及其工程应用[M]. 北京:中国水利水电出版社, 2010.
- WANG Xiaogang, JIA Zhixin, ZHANG Faming, et al. The simulation of rock joint network and its applicaiton [M]. Beijing: China Water&Power Press, 2010.
- [12] 陈祖煜,汪小刚,杨健,等. 岩质边坡稳定分析——原理·方法·程序[M]. 北京:中国水利水电出版社, 2005.
- CHEN Zuyu, WANG Xiaogang, YANG Jian, et al. Rock slope stability analysis——theory, methods and programs [M]. Beijing: China Water&Power Press, 2005.
- [13] 贾洪彪,唐辉明,刘佑荣,等. 岩体结构面三维网络模拟理论与工程应用[M]. 北京:科学出版社, 2008.
- JIA Hongbiao, TANG Huiming, LIU Yourong, et al. Theory and engineering application of 3-D network modeling of discontinuities in rockmass[M]. Beijing: Chinese Science Publishing&Media Ltd, 2008.
- [14] 杨超,徐光黎,申艳军,等. 基于结构面网络模拟的节理岩质边坡可靠性分析[J]. 工程地质学报, 2014, 22(6): 1221-1226.
- YANG Chao, XU Guangli, SHEN Yanjun, et al. Joint network simulation based reliability analysis for jointed rock slopes [J]. Journal of Engineering Geology, 2014, 22(6): 1221-1226.
- [15] 刘刚,姜清辉,熊峰,等. 多节理岩体裂纹扩展及变形破坏试验研究[J]. 岩土力学, 2016, 37(S1): 151-158.
- LIU Gang, JIANG Qinghui, XIONG Feng, et al. Experiment study of crack propagation and deformation failure of multiple-jointed rock mass [J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, 37(S1): 151-158.
- [16] 朱合华,张琦,章连洋. Hoek-Brown 强度准则研究进展与应用综述[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, 32(10): 1945-1963.
- ZHU Hehua, ZHANG Qi, ZHANG Lianyang. Review of research progresses and applications of Hoek-Brown strength criterion [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013, 32(10): 1945-1963.
- [17] 张晓平,王思敬,韩庚友,等. 岩石单轴压缩条件下裂纹扩展试验研究——以片状岩石为例[J]. 岩石力学与工程学报, 2011, 30(9): 1772-1781.
- ZHANG Xiaoping, WANG Sijing, HAN Gengyou, et al. Crack propagation study of rock based on uniaxial compressive test—a case of schistose rock [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2011, 30(9): 1772-1781.
- [18] 罗继勇. 百色水利枢纽主要工程地质问题及施工处理[J]. 工程地质学报, 2009, 17(4): 563-568.
- LUO Jiyong. Engineering geological problems and preventive measures at multipurpose hydropower project in Baise, Guangxi [J]. Journal of Engineering Geology, 2009, 17(4): 563-568.
- [19] 冯君,周德培,李安洪. 顺层岩质边坡开挖松弛区试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(5): 840-845.
- FENG Jun, ZHOU Depei, LI Anhong. Physical modeling research on relaxation region of consequent rock slope induced by road cutting [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(5): 840-845.