

差异风化型危岩形成和破坏机理

张永兴, 卢黎, 张四平, 胡岱文

(重庆大学土木工程学院, 重庆 400045)

摘要: 陡倾硬岩和软岩基座组成的差异风化型危岩是地质灾害的常见形态。在建立危岩的力学分析模型的基础上, 研究了边坡中张性地应力和岩腔发育深度对差异风化型危岩形成与破坏的影响。以重庆洪崖洞危岩边坡为工程背景, 采用空心包体应力计对边坡地应力进行了现场测试和分析, 判定了危岩松动发育区范围。用算例分析了差异风化型危岩体的形成和破坏过程, 结果表明张性地应力和岩腔深度对主控裂隙的形成具有最强的相关性, 并分析了各种参数的影响, 提出了预测差异风化型危岩控制性破坏模式的方法。分析方法和结果适用于类似条件下的危岩边坡, 可供相关研究和工程参考。

关键词: 风化; 危岩; 地应力; 裂隙

中图分类号: TU443 **文献标志码:** A **文章编号:** 1674-4764(2010)02-0001-06

Development and Failure Principle of Differential Weathering Overhanging Rock

ZHANG Yong-xing, LU Li, ZHANG Si-ping, HU Dai-wen

(College of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400045, P. R. China)

Abstract: Differential weathering overhanging rock by hard rock and soft rock interlayer is common for geological failure. To study the influence of ground stress in rock slope and cave deepness to differential weathering overhanging rock, a mechanical model was proposed. And hollow cylinder stress meter was used to test and analyze on-site ground stress at Hongyadong in Chongqing. Moreover, the development range of overhanging rock was determined. And a case study was used to analyze the relationship among tension ground stress, cave deepness and growth of controlling crack. A method for forecasting overhanging rock failure pattern was proposed.

Key words: weathering; overhanging rock; ground stress; cracks

危岩(Overhanging rock)是典型的地质灾害, 危岩崩塌具有突发性强, 爆发能量高, 冲击力巨大的特点, 常造成严重的灾害。2009年6月重庆武隆鸡尾山山体崩塌, 造成9人死亡, 64人失踪的惨重事故; 2004年贵州纳雍山山体崩塌, 39人死亡, 4人失踪; 2004年9月, 万洲太白岩崩塌 80 m³, 造成1人重伤。1948年重庆市洪崖洞危岩崩塌, 毁坏房屋几十间, 伤亡300多人。

差异风化型危岩是指在软硬岩互层的沉积岩地区, 陡倾的岩质边坡表面风化剥落速度不一致, 下伏的软岩退进形成岩腔, 上部的硬岩向外悬挑, 构成危岩。西南地区崩塌灾害频发, 与差异风化型危岩的广泛分布有直接关系。以重庆为例, 侏罗系中统上沙溪庙组(J₂S)沉积岩广泛分布, 泥岩、砂岩互层出露, 砂岩抗风化能力强, 泥岩风化速度快, 泥岩基座风化内缩, 形成岩腔, 其上部的砂岩悬挑日益严重,

收稿日期: 2009-07-10

基金项目: 国家杰出青年科学基金(50625824); 重庆市科技攻关计划项目(CSTC2008AC0077)

作者简介: 张永兴(1961-), 男, 教授, 博士生导师, 主要从事岩土工程研究, (E-mail) cqyxzhang@163.com。

当达到一定的破坏准则时,砂岩上形成主控裂隙,从而发育为差异风化型危岩。

危岩的分析与治理具有较高的难度,相关规范对危岩的规定多从治理原则出发,缺乏具体规定。国内的学者对危岩的研究也多从工程出发,具体问题具体分析。陈洪凯以万洲太白崖危岩为例,对三峡库区危岩进行了分类^[1],胥良以川西 108 国道高位崩塌为例,研究了崩塌落石的运动规律^[2],文献^[3]和文献^[4]也是国内分析与治理危岩的典型代表。在这些分析中,对差异风化型危岩的形成多用定性描述的方式进行,缺乏科学定量的方法。

差异风化型危岩主控裂隙的形成与诸多因素相关^[5-6],边坡中张性地应力的释放是重要原因之一。边坡张性地应力的存在已被工程地质理论分析证实^[7],而张性地应力与差异风化型危岩形成关系的研究尚不多见。随着岩腔的风化发展,根据危岩体上的受力情况,判断临界岩腔深度可以预测危岩破坏模式和破坏时机。对张性地应力的分析可以判断危岩的发育范围,从而为加固工程提供科学的依据。

1 差异风化型危岩的力学模型

1.1 岩腔的发育

在岩腔形成过程中,可将风化与剥落视为两个相互影响的过程。边坡上的软岩先风化,再因风雨重力等原因崩解剥落。地形越陡,降雨冲刷越直接,剥落越快。当岩腔形成后,由于悬挑硬岩的遮蔽,退进的软岩不直接受雨水冲刷,剥落速度减慢,风化进程减缓,而且岩腔越深,这种风化进程越慢。这种非线性进程是差异风化型危岩岩腔发育的重要特点。

根据实地观测和资料调研,表 1 列出了重庆及周边地区代表性泥岩边坡的风化速率^[8-10]。

表 1 泥岩风化剥落进度

观测地点	万州首立山	梁长高速	桂柳高速	洪崖洞
观测时间	1998—2004年	2003—2004年	1年	1年
年风化进度	47.5 mm	100 mm*	39.8 mm	2.9 mm

注:梁长高速的观测结果是强风化层厚度,实际风化剥落进度应略小。

根据对岩腔中原住民的调查和观测结果,以及表 1 的资料,建议用如下经验公式估算岩腔发育进度:

$$b_1 = \sum_{i=1}^n \left[\left(\frac{x_i}{10} \right)^{-0.7} + 2 \right] \quad (1)$$

式中: x_i 为时间,年; b_1 为岩腔发育深度,cm; n 为计算的总时间周期。

1.2 主控裂隙的形成

边坡中的张性地应力对危岩的形成具有重要作用。另外,由于岩腔不断深入,硬岩日益悬挑,在自重作用下的弯曲拉剪应力不断增高,再与张拉地应力叠加,最后引发破坏,在某一危险截面上发育主控裂隙面,从而形成危岩。

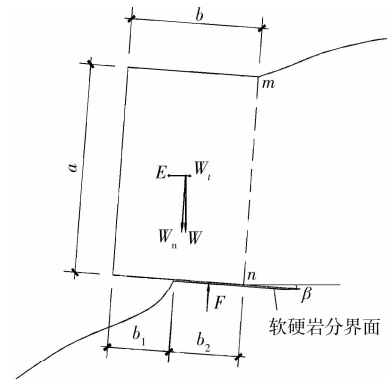


图 1 危岩形成力学模型

按平面问题考虑,主控裂隙形成前的力学分析如图 1 所示,假定主控裂隙沿 $m-n$ 面形成,则 $m-n$ 面上的弯矩为:

$$M = W_n \frac{b}{2} + E \left(\frac{a}{2} + \frac{b}{2} \tan \beta \right) \cos \beta - F \frac{b_2}{2} - W_t \frac{a}{2} \quad (2)$$

式中: γ 是砂岩重度; β 是岩层倾角。 E 、 k_s 分别是水平地震力和水平地震系数; F 、 f_{rc} 、 k_c 分别是泥岩支承反力、泥岩抗压强度,泥岩强度发挥系数。

将硬岩视为深梁,考虑到悬臂深梁的应力集中,在一般危岩条件下,简化算法的弯矩引起的最大弯曲应力宜放大两倍^[11],则有:

$$\sigma_{\max} = 2M/W \quad (4)$$

将弯曲应力 σ_{\max} 与地应力引起的拉应力叠加,得到最小主应力(剪应力作用较小,可忽略),最大主应力仍为地应力引起。显然 b_1 越大,主应力差越大,这种应力差达到一定的破坏准则后,引发 $m-n$ 面破坏,形成主控裂隙。因此,在一定的破坏准则下可研究 b_1 与其它变量的关系,见算例。

对于破坏准则,结合应用较广泛的 Hoek-Brown 准则^[12]进行分析。

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \sqrt{m\sigma_c\sigma_3 + s\sigma_c^2} \quad (5)$$

式中: σ_1 、 σ_3 分别是大小主应力; σ_c 为岩石单轴抗压强度; m 、 s 为材料参数。

在拉剪条件下,存在如下关系^[13]:

$$s = \frac{4\tau_f^2}{\sigma_c^2} \quad (6)$$

$$m = -\frac{\sigma_c^2}{R_t} \quad (7)$$

式中: τ_t 为岩石纯剪切强度。 R_t 为岩石单轴抗拉强度。

应当指出,当主控裂隙形成后,地应力会充分释放,主应力差迅速减小,系统重新恢复平衡^[14]。因此,张性地应力在危岩的形成过程中具有阶段性的重要作用。

1.3 危岩的破坏

主控裂隙形成后,在水,风化,植物根劈作用下不断发展,形成贯通裂隙,此时,危岩上的力主要为重力,软岩反力,地震力和水压力,受力模型如图 2 所示。

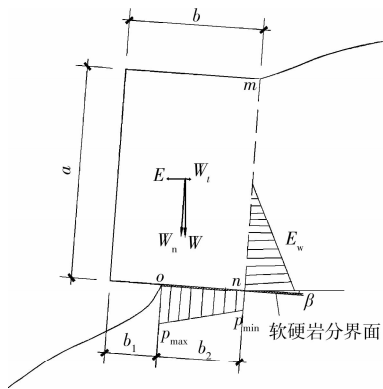


图 2 危岩破坏的力学模型

对于贯通式裂隙,由于两侧裂隙的排水作用,一般降雨条件下,裂隙水高度不会超过裂隙深度的一半^[15]。同时,裂隙尖端处仅会存在毛细水,不考虑毛细压力的有利作用,按裂隙高度一半计算水压力 E_w 。则危岩块的破坏模式和相应的判据如下:

(1) 软岩基座破坏

$$p_{\max} \geq f_{rc} \quad (8)$$

式中, p_{\max} 为泥岩基座最大压力,按式(9)、式(10)计算。

当 $p_{\min} \geq 0$ 时

$$p_{\max} = (W \cos \beta + E \sin \beta) / b_2 + 6[(E \cos \beta - W \sin \beta) \cdot a / 2 + E_w \cdot a / 6 + (W \cos \beta + E \sin \beta) \cdot b_1 / 2] / b_2^2 \quad (9)$$

当时 $p_{\min} < 0$ 时

$$p_{\max} = 2(W \cos \beta + E \sin \beta) / [3 \cdot (b_2 / 2 - e)] \quad (10)$$

(2) 平动破坏

$$E \cos \beta - W \sin \beta + E_w \geq \frac{1}{2}(p_{\min} + p_{\max})$$

$$b_2 \cdot \tan \varphi + c \cdot b_2 \quad (11)$$

(3) 转动破坏

危岩绕 o 点转动,临界状态时危岩体与泥岩基座脱离。则有:

$$(E \cos \beta - W \sin \beta) a / 2 + E_w \cdot a / 6 \geq (W \cos \beta - E \sin \beta) (b / 2 - b_1) \quad (12)$$

从 3 种破坏模式可以看出,随着 b_1 的增大,危岩趋向于破坏,可根据(8)到(12)式计算分析破坏的控制模式。

按上述理论对危岩的形成与破坏进行分析需要测试边坡地应力情况。下面结合地应力测试进行分析和计算示例。

2 典型工程地应力测试及分析

2.1 工程概况

重庆市渝中区洪崖洞危岩边坡位于嘉陵江南侧冲刷岸,解放碑向斜轴部。解放碑向斜为平缓开阔式褶皱,其轴向 NE5°~15°,岩层产状平缓,一般为 3°~10°。

岸坡上陡下缓,中上部为陡坡,坡度 70°~80°,其间分布有多种形式的危岩。下部为 30°~50°中缓坡,呈台阶分布直至嘉陵江^[16]。如图 3 所示。

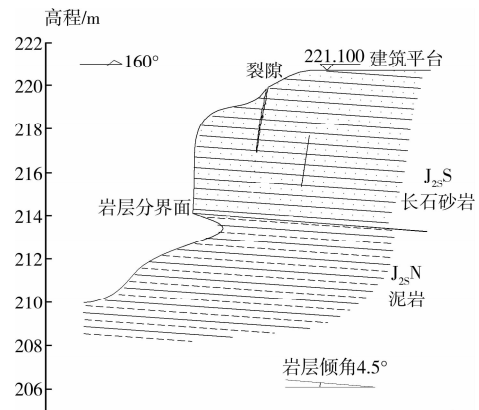


图 3 洪崖洞危岩边坡典型地质剖面图

洪崖洞地区主要以走向 70°~90°及 320°~330°两组裂隙发育,裂隙倾角较陡,集中在 60°~80°之间。裂隙宽度通常在 0.5~1 cm,最宽的达到 20 cm。

陡崖带坡体主要由侏罗系中统上沙溪庙组(J₂S)砂岩体和其下泥岩基座组成。坡体上部的长石砂岩呈灰白色,中粒结构,出露厚度 20.00~25.00 m。坡体中下部的紫红色泥岩,层厚 50~60 m,构成危岩软弱基座。

2.2 现场地应力测试和分析

采用套孔应力解除法测试了洪崖洞危岩边坡内的地应力,测试选定 WK7 与 WK8 号危岩之间的一面完整砂岩岩壁作为测试地点。从钻孔取芯看,测

孔仅在 4 m 左右有一道裂隙,更深处的岩石完整,地应释放不充分,是一个良好的测试场所。测试地点距地表深度 $h=21.53$ m,测试钻孔深度 13 m,方位角 170° ,倾角 4° ,采用 KX81 型空心包体全应力计和专门设计的定向安装棒定位安装,见图 2,测试示意图见图 3。测试成果列于表 2。

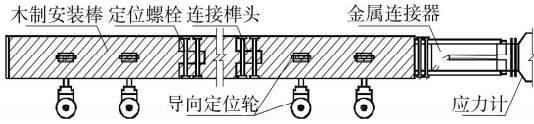


图 4 定向安装棒示意图

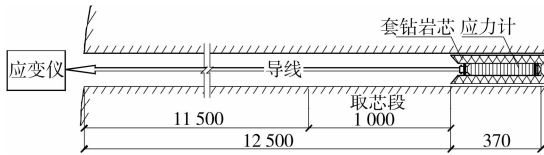


图 5 地应力测试示意图

表 2 主应力大小及方位

	数值/MPa	方向/ $^\circ$	倾角/ $^\circ$
最小主应力	-1.832	194.9	0.2
中间主应力	0.536	-74.2	80.1
最大主应力	0.898	104.9	9.9

砂岩实测容重 24.2 kN/m^3 ,对于埋深较浅的地层,地应力中间主应力往往由重力引起。重力应力 $\sigma_z = \gamma H = 24.2 \times 21.53 = 0.52 \text{ MPa}$ 。理论计算结果与实测结果中间主应力非常接近,而中间主应力值倾角接近垂直,从而验证了测试结果。

将边坡走向与实测的地应力大小和方向绘于图 4 中。可见主拉应力作用面与边坡走向接近垂直,而已有危岩优势卸荷裂隙面方向约 90° ,与主拉应力近于垂直。

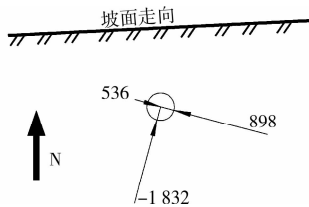


图 6 测试结果与边坡走向关系图

根据格里菲斯理论,岩石的开裂始于内部随机存在的细微裂隙,在一定应力条件下,这些微裂隙端部产生明显的应力集中,当应力集中超过岩石的局部抗拉强度时,新的宏观裂隙开始出现。格里菲斯强度准则可作为岩石中新裂隙始发的判别条件,如公式(13)、(14)所示。

$$\sigma_1 + 3\sigma_3 > 0, (\sigma_1 - \sigma_3)^2 - 8R_t(\sigma_1 + \sigma_3) = 0 \quad (13)$$

$$\sigma_1 + 3\sigma_3 \leq 0, \sigma_3 = R_t, \beta = 0 \quad (14)$$

洪崖洞长石砂岩抗拉强度为 4.56 MPa ,将判据与地应力测试结果一起绘于图 8 中,可以直观地看出,测点应力处于非破裂区中。在测点部位,单纯的地应力作用下,尚不具备产生新裂隙的条件。另据调查显示^[16],洪崖洞砂岩卸荷裂隙在坡顶向后 $5 \sim 10 \text{ m}$ 内密集发育。理论分析和现场调查结合,可以证明在此范围以内为岩石卸荷松动区,是当前危岩和潜在次级危岩的发育区,而测点部位表现出相对稳定的状态,可见危岩发育范围约 $10 \sim 12 \text{ m}$ 左右。

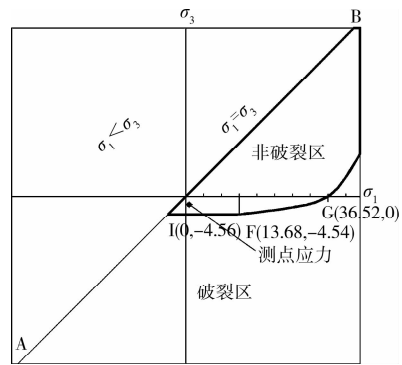


图 7 Griffith 破裂判别示意图

3 危岩形成与破坏算例分析

以洪崖洞 WK10-5 号危岩为例分析,目前该危岩岩腔深度 1.35 m 。计算参数为: $a=4.7 \text{ m}, b=3.8 \text{ m}, \beta=4.5^\circ$,砂岩抗压强度 36.52 MPa ,抗拉强度 4.56 MPa ,粘聚力 1.25 MPa ,内摩擦角 36.16° ,泥岩抗压强度 7.06 MPa 。地应力采用表 2 的实测数据。当 $b_1=0$ 时, $m-n$ 上没有弯矩,可据此条件反算 k_c 标准值为 0.015 。图 8 列出的计算结果表明了破坏时的岩腔深度与 k_c 的相关关系。图中斜率较大的曲线簇是 $\sigma_1 - \sigma_3$,斜率较小的曲线簇是 $\sqrt{m\sigma_c\sigma_3 + s\sigma_c^2}$ (下同)。

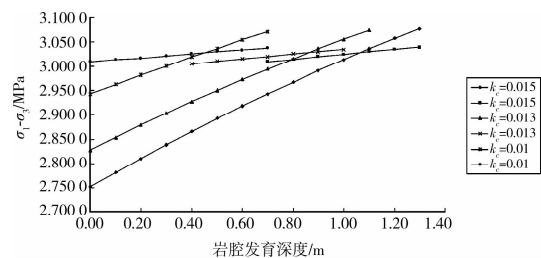


图 8 k_c 对主控裂隙形成的影响

可见,按标准 k_c 分析,当岩腔深度 1.07 m 时,主控裂隙形成。事实上,由于泥岩表层风化和向临

空面的塑性流变或由于地下水作用,在岩层分界面处出现泥化现象等原因, k_c 会逐渐变小,而 k_c 的减小对主控裂隙形成时机影响很大,当 k_c 减小到 0.01,主控裂隙形成时,岩腔发育深度仅 0.46 m。实际工程中可根据具体情况,合理确定 k_c 取值,以预测主控裂隙开展时机。将岩腔临界发育深度代入式(1),即可估算主控裂隙形成时间。

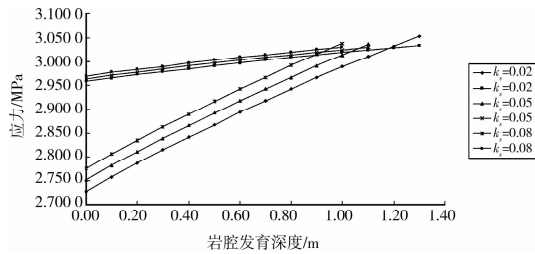


图 9 k_c 对主控裂隙形成的影响

图 9 的结果显示了水平地震系数 k_c 对主控裂隙形成的影响。基准水平地震系数取为 0.05,当其上下变化时,曲线簇交点变化不是很大。可见,这个参数的变化对岩腔发育深度的影响不如 k_c 明显。

如果考虑到岩体本身存在的裂隙,可将岩石强度参数降低进行类似分析,同时应注意到,裂隙岩体会引起地应力大量释放,裂隙岩体中残余地应力与完整岩石中存在的地应力之比为释放系数 k_r ,图 10 列出了岩石强度参数折半和不同 k_r 条件下的计算结果。可见, k_r 的相关性也是很明显的。

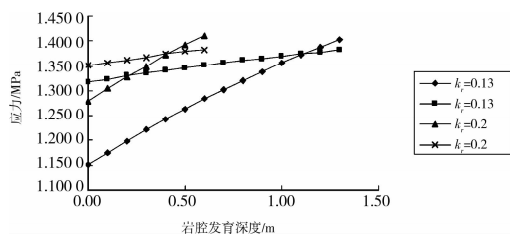


图 10 k_r 对主控裂隙形成的影响

如前所述,当主控裂隙形成后,地应力会充分释放,系统重新恢复平衡。这一点从张性地应力在应力差中所占的比例可以明显看出。因此,张性地应力在危岩的发育过程中只具有阶段性作用。

按(8)~(12)式对 WK10-5 可能破坏模式进行预测,结果绘于图 11 中,为了直观比较,将纵轴单位进行了统一化处理,不影响结果。当危岩岩腔发育深度达到 1.83 m 时,基底压力线与基底抗力线相交,表明泥岩基座压坏;岩腔深度接近 1.9 m 时,发生转动破坏^[17];直到岩腔深度达到 2.0 时,平动推力与抗力仍未取得交点,事实上已超出定义域,这种破坏模式不会发生。将控制性破坏模式的岩腔深度

代入式(1),即可预估发生破坏的时间。

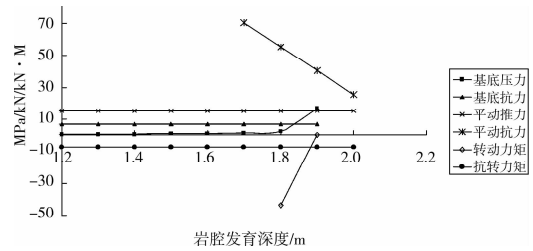


图 11 典型危岩破坏模式预测

差异风化型危岩的形成与破坏模式表明,试图对危岩用大规模清除的办法来治理应当慎重^[18],清除相当于进行了人工卸荷,去除当前危岩后,后面的岩石继续发展新危岩。

4 结论

差异风化型危岩的形成与破坏是一个渐进的过程,它与地形、地貌,地质构造,危岩上的各种作用力和岩腔发育时间历程都有关系。通过对差异风化型危岩体地应力测试和形成破坏机理的研究,可以得出下面几个结论:

- 1)分析表明,差异风化型危岩的形成与张性地应力和岩腔发育深度相关,而危岩的破坏模式主要受岩腔发育深度影响。
- 2)采用空心包体全应力计测试了危岩边坡的地应力,并验证了测试结果的可靠性。将地应力测试结果与地勘资料综合分析,可以判定危岩体发育范围,确定工程设计的稳定母岩位置。
- 3)用地应力测试结果对差异风化型危岩进行计算分析,结果表明主控裂隙的形成与地应力大小、岩腔发育深度和泥岩强度发挥系数的相关性较强,最后提出了控制性破坏模式的预测方法。

参考文献:

[1] 陈洪凯,唐红梅. 长江三峡水库区危岩分类及宏观判据研究[J]. 中国地质灾害与防治学报, 2005, 16(4): 53-57.
CHEN HONG-KAI, TANG HONG-MEI. Classification and identify of perilous rock in the area of the Three Gorges Reservoir[J]. The Chinese Journal of Geological Hazard and Control, 2005, 16(4): 53-57.

[2] 胥良,李云贵,刘艳梅. 川西 108 国道高位崩塌成因与运动特征[J]. 水文地质工程地质, 2008(3): 28-31.
XU LIANG, LI YUN-GUI, LIU YAN-MEI. Formation mechanism and movement characteristic of a high altitude collapse on the No108 National Highway in west Sichuan Province [J]. Hydrogeology and

- Engineering Geology, 2008(3):28-31.
- [3] 张立乾, 郭富民, 杨国兴, 等. 娲皇宫危岩稳定性评价及其加固对策[J]. 建筑结构, 2007, 37(4):68-71.
ZHANG LI-QIAN, GUO FU-MIN, YANG GUO-XING. Stability evaluation and reinforcement precept to crags of regina's replace[J]. Building Structures, 2007, 37(4):68-71.
- [4] 黄达, 黄润秋, 裴向军, 等. 溪洛渡水电站某危岩体稳定性及加固措施研究[J]. 岩土力学, 2008, 29(5):1425-1429.
HUANG DA, HUANG RUN-QIU, PEI XIANG-JUN. Study on stability and reinforcement measures of an unstable rock masses of Xiluodu Hydropower Station [J]. Rock and Soil Mechanics, 2008, 29(5):1425-1429.
- [5] 张倬元, 王士天, 王兰生, 等. 工程地质分析原理[M]. 2 版. 北京:地质出版社, 2002.
- [6] 李建林. 三峡工程岩石拉剪断裂特性的试验研究[J]. 地下空间, 2002, 22(2):149-152.
LI JIAN-LIN. A Study on tension-shear crack property of rock related to the three gorges project [J]. Underground Space, 2002, 22(2):149-152.
- [7] 重庆渝碚地质工程勘察院. 重庆市渝中区洪崖洞危岩崩塌综合整治工程勘察报告[R]. 2001.
- [8] 陈洪凯. 三峡库区危岩链式规律的地貌学解译[J]. 重庆交通大学学报:自然科学版, 2008, 27(1):91-95.
CHEN HONG-KAI. Geomorphology research on chained regularity of perilous rock in the area of the Three Gorges Reservoir [J]. Journal Of Chongqing Jiaotong University: Nature Science Edition, 2008, 27(1):91-95.
- [9] 杨宗才, 张俊云, 周德培. 红层泥岩边坡快速风化特性研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, 25(2):275-283.
YANG ZONG-CAI, ZHANG JUN-YUN, ZHOU DE-PEI. Study on fast weathering characteristics of red bed mudstone slope[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering 2006, 25(2):275-283.
- [10] 胡杰刚, 俞敏, 全洪波, 等. 桂柳高速公路边坡岩石风化速度的研究[J]. 水文地质工程地质, 2003, (4):67-71.
HU JIE-GANG, YU MIN, QUAN HONG-BO. Weathering velocity of slope rock in Guilin-Liuzhou expressway [J]. Hydrogeology and Engineering Geology, 2003, (4):67-71.
- [11] 卢黎. 重庆洪崖洞危岩边坡破坏和加固机理研究[D]. 重庆:重庆大学, 2003.
- [12] 王桂芳. 悬臂深梁的应力分析[J]. 四川联合大学学报:工程科学版, 1999, 3(6):31-38.
WANG GUI-FANG. Stress analysis for cantilever deep beam [J]. Journal of Sichuan Union University: Engineering Science Edition, 1999, 3(6):31-38.
- [13] CHEN HONG-KAI, TANG HONG-MEI. Method to calculate fatigue fracture life of control fissure in perilous rock[J]. Applied Mathematics and Mechanics, 2007, 28(5):643-649.
- [14] OMER M, ABDEL K U. Fracture mechanisms of offset rock joints-A laboratory investigation[J]. Geotechnical and Geological Engineering, 2004, 22:545-562.
- [15] GOODMAN R E. Introduction to rock mechanics[M]. New York:John Wiley & Sons Inc, 1980.
- [16] CRAVERO M, IABICHINO G. Analysis of the flexural failure of an overhanging rock slab [J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2004, 41(5):2B 24:1-6
- [17] PARONUZZI, PAOLO SERAFINI, Walter stress state analysis of a collapsed overhanging rock slab: A case study[J]. Engineering Geology, 2009, 108(2):65-75.
- [18] GIANI GP, GIACOMINI A, MIGLIAZZA M. Segalini a experimental and theoretical studies to improve rock fall analysis and protection work design[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2004, 37(5):369-389.

(编辑 王秀玲)