

doi:10.19509/j.cnki.dzkq.2019.0620

唐朝晖, 宁可, 柴波, 等. 存在不确定性分离面危岩体的锚固工程优化设计[J]. 地质科技情报, 2019, 38(6): 176-180.

存在不确定性分离面危岩体的锚固工程优化设计

唐朝晖^a, 宁可^a, 柴波^b, 赵毅^a

(中国地质大学(武汉) a. 工程学院; b. 环境学院, 武汉 430074)

摘要: 危岩体无显著变形时, 很难从一组结构面中确定分离面位置。为了科学加固此类危岩体, 从2个工程案例概括出存在不确定性分离面危岩体的稳定性分析模型, 探讨了分离面位置变化对倾倒式和滑移式危岩体稳定性和剩余下滑力(矩)的影响规律, 提出了锚固工程优化设计标准。结果表明: 两类危岩体潜在分离面的深度增大时, 倾覆力矩或剩余下滑力均呈现先增后减的趋势, 稳定性最小位置为关键分离面。锚固工程可采用长短不同的锚固体, 长锚杆穿过低于设计安全系数的潜在不稳定区, 短锚杆穿过关键分离面和最大剩余下滑力的位置, 所提出的优化设计方法对基岩山区地质灾害治理工程设计具有指导意义。

关键词: 岩质危岩体; 多层结构面; 稳定性分析; 锚固支护

中图分类号: P642 文献标志码: A 文章编号: 1000-7849(2019)06-0176-05

Optimization Design of Anchor Engineering for Dangerous Rock Mass with Uncertain Separation Surface

Tang Zhaohui^a, Ning Ke^a, Chai Bo^b, Zhao Yi^a

(a. Faculty of Engineering; b. School of Environmental Studies,
China University of Geosciences(Wuhan), Wuhan 430074, China)

Abstract: When the dangerous rock mass is not significantly deformed, it is difficult to determine the position of the separation surface from a set of structural planes. In order to scientifically reinforce such dangerous rock masses, this paper generalizes the stability analysis model of the dangerous rock mass with uncertain separation surface from two engineering cases, and discusses the influence of the position change of the separation surface on the stability and residual sliding force (moment) of the dumping and sliding dangerous rock mass. Then, the paper proposes the standard for optimization design of anchor engineering. The results show that with the increase of depth of the potential separation surface of the two types of dangerous rock mass, the overturning moment or the residual sliding force increases first and then decreases, and the minimum stability position is the key separation surface. Different lengths of anchors can be applied in anchoring works. Long bolts pass through potentially unstable areas with low design safety factor, and short bolts pass through the position of the key separation surface and the maximum residual sliding force. The proposed optimization design method has guiding significance for the engineering design of geological disaster control in the bedrock mountain area.

Key words: dangerous rock mass; multi-layer structural plane; stability analysis; anchorage support

收稿日期: 2019-01-24 编辑: 杨勇

基金项目: 国家自然科学基金项目(41572256; 41877253); 中央高校基本科研业务费专项资金资助项目(CUGL160408)

作者简介: 唐朝晖(1964—), 女, 教授, 主要从事工程地质与环境岩土工程的教学与科研工作。E-mail: zhtang@cug.edu.cn

通信作者: 柴波(1981—), 男, 教授, 主要从事岩土工程和环境地质方面的教学与科研工作。E-mail: chai1998@126.com

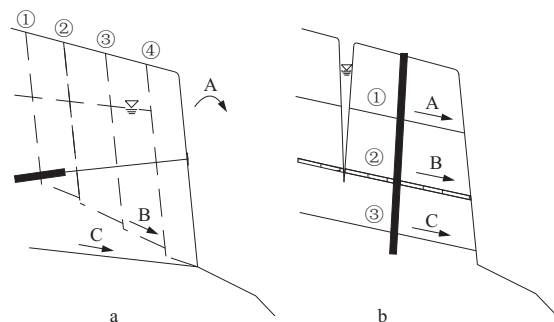
岩质崩塌是山区最普遍的地质灾害,由于其隐蔽性、发生突然,经常造成人员伤亡和财产损失。岩性和结构面的组合关系决定潜在崩塌体(危岩体)的破坏模式,常见的破坏模式有滑移式、倾倒式、坠落式、拉裂式、错落式和鼓胀式^[1]。刚体极限平衡法是危岩体稳定性分析的推荐方法,它通过极限状态下力或力矩平衡来计算危岩体稳定性^[2]。很多情况下,危岩体可能出现或兼具多种破坏模式^[3-6],这时需要计算多个稳定性,并判别其最不利状态。

此外,刚体极限平衡法分析危岩体稳定性和设计加固工程时,需要明确分离界面。层状岩体潜在分离面由层面、节理面、卸荷裂隙等结构面组成,层面贯通、节理面断续分布、卸荷裂隙面则仅在临空面一定范围内存在。当岩体无显著变形,且存在多条平行结构面时,合理确定分离面位置是危岩体加固设计的重要问题^[7-9]。为此,笔者在总结层状岩体不确定参数的基础上,通过2个实际工程案例,提出存在不确定分离面危岩体稳定性分析和加固工程设计的技术方法。

1 层状岩体内危岩体不确定性分离面

对于层状危岩体,其内部往往存在多组结构面,这些结构面都有成为崩塌体分离面的可能性,同一地质结构的危岩体也会存在多种可能的破坏模式^[8-13]。图1-a为竖向裂隙发育的缓倾危岩体,后缘边界和破坏模式往往是不确定的。图1-b为顺坡的单滑面危岩体,当后缘有明显变形迹象时,底部潜在滑移面是主要的不确定性分离面。

除了上述结构和模型不确定外,软弱夹层虽然会降低结构面的强度指标,但是分离面的贯通性(是否存在岩桥、规模如何)、水头高度(是否有、多高)和力学参数的不确定性也会极大影响危岩体的稳定



A、B、C 分别代表可能发生的倾倒式、错落式和滑移式破坏模式;
①、②、③、④代表潜在分离面(如层面、节理、卸荷裂隙、潜在错断面等)

图1 层状危岩体的破坏模式示意图

Fig.1 Schematic diagram of failure mode of layered dangerous rock mass

性。由于诸多不确定性的存在,危岩体加固力大小和锚固深度等关键设计参数难以确定。因此,在加固设计时,需要充分考虑分离面的不确定性,分析危岩体各类破坏模式,进而合理确定加固工程关键设计参数,使危岩体整体达到安全要求。

2 竖向不确定分离面的危岩体分析

当缓倾岩层存在竖向优势结构面时,它们构成危岩体的临空面和后缘分离面,其主要破坏模式为倾倒破坏、错断破坏和沿底部缓倾层面的滑移^[14-17]。锚固工程是最有效的加固方式,设计锚固力和锚固段位置是关键设计参数。以广西凤山某采石场边坡为例,如图2所示,对此类危岩体稳定性分析和锚固工程设计进行分析。

危岩体发育在灰岩矿山边坡,石炭系厚层灰岩夹白云岩,两组陡倾结构面 $28^\circ \angle 70^\circ$ (J1) 和 $285^\circ \angle 80^\circ$ (J2),层面为 $158^\circ \angle 25^\circ$ (J3), J1 为侧向边界, J2 构成临空面和后缘不确定性的分离面,与坡向反倾,不存在沿层面的滑移式破坏,存在倾倒式或错落式破坏的可能性,如图3所示。危岩体稳定性分析的概化模型如图4。

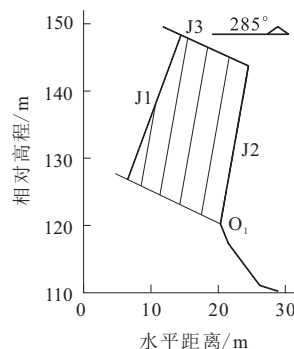
2.1 稳定性分析

在此类多层倾倒式危岩体中,影响多岩层稳定



图2 采石场侧面图

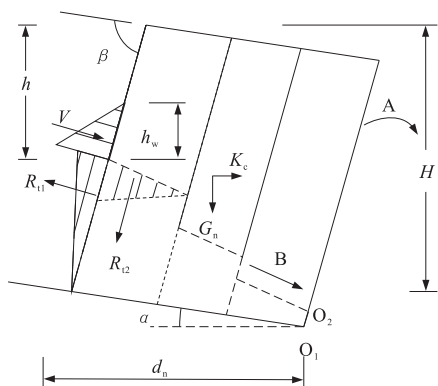
Fig.2 Side view of the quarry



J1~J2 为陡倾结构面;J3 为层面

图3 分析区地质剖面图

Fig.3 Geological section of analysis area



R_{t1} .后缘岩石裂隙拉力; R_{t2} .底端岩石裂隙拉力

图4 多层倾倒式崩塌稳定性分析模型图

Fig.4 Stability analysis model of multi-layer dumping collapse

性的差异性因素有:分离面处的贯通性、水头高度和力学参数的不确定性。根据倾倒式崩塌受倾覆力矩控制,建立与水平深度有关的稳定性系数通用公式。

(1) 倾覆式破坏 若临界破坏由后缘岩体抗拉强度控制,后缘裂隙拉裂,与底部层面贯通发生倾覆,如图4中破坏模式A。倾覆点为 O_1 ,任一深度岩层稳定性系数为:

$$K_{\Omega} = \frac{\frac{2}{3} \cdot R_t \cdot \frac{H-h}{\sin\beta} + \frac{2}{3} R_t \cdot \frac{d_n}{\cos\alpha} + G_n \cdot e_x}{V \cdot \left(\frac{h_w + 3(H-h)}{\sin\beta} + \frac{d_n}{\cos\alpha} \cos(\beta-\alpha) \right) + K_e \cdot G_n \cdot e_y} \quad (1)$$

式中: h 为后缘裂隙垂向深度(m); h_w 为滑动面上裂隙水高度(m); H 为后缘裂隙上端到未贯通段下端的垂直距离(m); d_n 为倾覆点到岩层的水平深度(m); G_n 为危岩体重力(kN); e_x 、 e_y 分别为危岩体重心到倾覆点的水平距离(m)、危岩体重心到倾覆点的竖直距离(m); R_t 为危岩体未贯通裂隙拉力(kN), $R_t = [(H-h)/\tan\beta] \cdot [\sigma_t]$, $[\sigma_t]$ 是崩滑体岩石抗拉强度标准值的0.4倍(kPa); α 、 β 分别为层面倾角($^\circ$)、裂隙面倾角($^\circ$); K_e 为水平地震力系数; V 为危岩体后缘裂缝静水压力(kPa)。

(2) 错断式破坏模式 若临界破坏由下部岩体抗拉强度控制,下部岩体剪断,与后缘裂隙贯通发生错断崩塌,如图4中破坏模式B。错断点为 O_2 ,任一水平深度的岩层稳定性系数为:

$$K_{\Omega} = \frac{[R_t + G_n \cdot \cos\alpha - V \cdot \cos\gamma - K_e \cdot G_n \cdot \sin\alpha] \cdot \tan\varphi + \frac{\cos\alpha}{d_n} c}{G_n \cdot \sin\alpha + K_e \cdot G_n \cdot \cos\alpha + V \cdot \sin\gamma} \quad (2)$$

式中: c 、 φ 分别为岩体内摩擦角($^\circ$)和黏聚力(kPa)的抗剪强度参数; γ 为静水压力与错断面夹角($^\circ$), $\gamma = 45^\circ + \varphi/2 + \beta - \alpha$ 。

在室内试验完成了天然和饱和条件下容重和单轴抗压强度试验、饱和抗拉强度试验,根据试验结果,石灰岩标准抗拉强度为2.31 MPa,石灰岩重度为 $r = 25 \text{ kN/m}^3$,选取自重+暴雨工况,裂隙水压力高度取裂隙深度的1/2。代入其余参数并绘制两类破坏模式稳定性随分离面深度的变化趋势图(图5)。

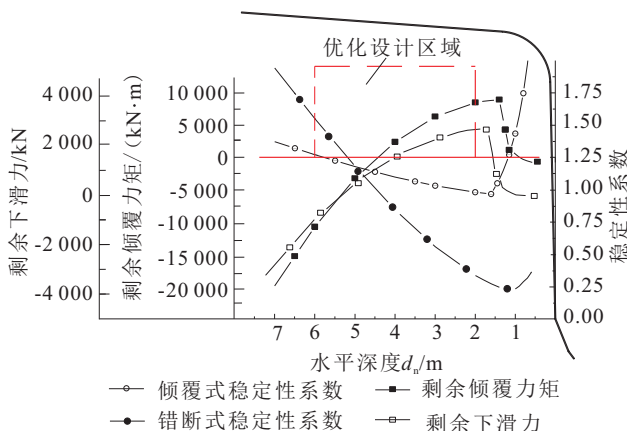


图5 不同破坏模式下稳定性系数及剩余倾覆力(矩)变化规律图

Fig.5 Variation law of stability coefficient and residual overturning force (moment) with different failure modes

当分离面深度增加时,错断式及倾覆式危岩体剩余下滑力(矩)均呈现先减后增的趋势,稳定性系数均呈先减后增的趋势。综合比较两类破坏模式下的稳定性系数和剩余倾覆力(矩),发现分析区岩体稳定性最差的点在岩层水平进深1.5~2 m之间,此处出现了岩层最大剩余倾覆力(矩),位于此范围内的分离面为关键分离面,受关键分离面影响,在此水平深度之前的多层岩体可能一同崩塌。按照相关规范,认为稳定性系数1.25为临界稳定性系数,此时岩体进深为6 m,则位于该岩体进深0~6 m之内的分离面均可能导致岩层发生失稳破坏,即,0~6 m进深内的岩层,属于潜在崩塌体。同时1.5~2 m之间的分离面为关键分离面,最有可能导致危岩体发生破坏。对这类危岩体应采用长短锚杆结合的锚固支护,长锚应穿过不稳定区域,锚固段进入岩层6 m以上深度;短锚应穿过稳定性最差(1.5~2 m)区域,与长锚共同作用,以达到支护效果与经济需求最优化。

2.2 锚固支护设计

由于该区域坡内2 m和4 m时存在贯通节理时,在暴雨情况下不稳,因此需对2 m与4 m处达到安全系数为1.25时所需要的锚固力进行对比。

控制参数求解假设关键分离面达到稳定时锚固施加的力(力矩)。当破坏模式为倾覆式时,2 m处

需要施加力矩为 $6\,671.1\text{ kN}\cdot\text{m}$, 4 m 处需要施加力矩为 $4\,278.96\text{ kN}\cdot\text{m}$, 此时最大锚固力矩为 $6\,671.1\text{ kN}\cdot\text{m}$, 最大锚固力为 99.1 kN ; 当破坏模式为错断式时, 2 m 处需要施加力为 $2\,542.62\text{ kN}$, 4 m 处需要施加力为 721.11 kN 。因此, 按照错断式崩塌考虑, 2 m 处锚固力 $2\,542.62\text{ kN}$ 为设计锚固力, 短锚杆锚固段位于 2 m 深处, 长锚杆锚固段位于 6 m 处。

3 缓倾不确定性分离面的危岩体分析

层面控制的单滑面危岩体, 当后缘有明显拉裂分离时, 沿哪个层面滑动是不确定分离面, 此类危岩体锚固、抗滑索都是有效的加固手段, 确定锚固力和加固滑动面是主要设计参数。下面以湖北恩施高速公路边坡为例(图6), 对存在缓倾优势结构面的危岩体稳定性和锚固工程参数进行分析。



图6 多层潜在崩塌体全景图

Fig.6 Panorama of multi-layer potential collapse body

崩塌体位于恩施市响水沟、在建高速虎岔口互通主线的南东侧。崩塌体岩性为 ϵ_3 白云岩夹薄层页岩, 单斜产出, 总体倾向 120° , 倾角 $27^\circ\sim 33^\circ$, 如图7所示。边坡整体高约 30 m , 体积方量 1.265 万 m^3 。该区节理裂隙较发育, 主要有3组: ① $170^\circ\angle 80^\circ$; ② $190^\circ\angle 25^\circ$; ③ $232^\circ\angle 75^\circ$ 。受卸荷及滑动影响, 崩塌体内裂隙张开状, 张开度 $20\sim 40\text{ cm}$, 隙间黏性土充填。崩塌体存在2处贯通层面, 且均与后缘垂向裂隙相交, 2层均存在顺层滑动的可能性。

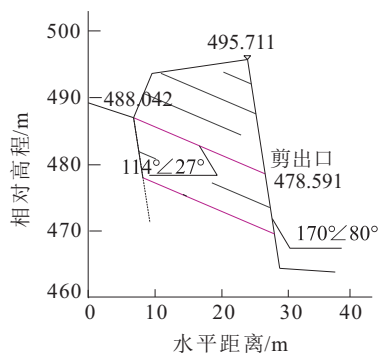
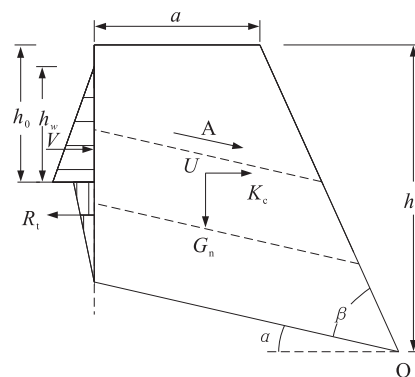


图7 潜在崩塌体地质剖面图

Fig.7 Geological section of potential collapse

岩体以巨厚层状为主, 层面缓倾, 岩体沿层面贯通, 控制斜坡局部稳定性的主要因素为层面和卸荷裂隙, 但难以确定是哪处层面构成危岩体的分离面边界。对该区域进行稳定性计算, 假设节理近乎平行, 地质剖面图如图7所示。根据现场条件, 建立多层滑移式危岩体稳定性分析的概化模型如图8。



U 为底部潜在滑动面上的浮托力

图8 多层滑移式崩塌稳定性分析模型图

Fig.8 Stability analysis model of multi-layer sliding collapse

3.1 稳定性分析

在多层滑移式危岩体中, 岩层在裂隙静水压力、地震力及重力的影响下, 滑移面受剪切力作用, 软弱结构面上多岩层一同向临空面滑移。随着发生滑移的岩层深度加深, 岩层滑移剪出点不断前移, 将岩层剪出点视作为滑移面与坡面交点。

滑移式崩塌主要受下滑力与抗滑力的影响, 所以建立滑面处稳定性系数公式:

$$K_f = \frac{[G_n \cdot \cos\alpha - (K_c \cdot G_n + V - R_t) \cdot \sin\alpha - U] \cdot \tan\varphi_j + \frac{(a + \frac{h_n}{\tan\beta})}{\cos\alpha} c_j + R_t \cdot \cos\alpha}{G_n \cdot \sin\alpha + (K_c \cdot G_n + V) \cdot \cos\alpha} \quad (3)$$

式中: h_n 为潜在崩塌体高度(m); a 为潜在崩塌体顶部宽度(m); φ_j 、 c_j 分别代表滑动面摩擦角($^\circ$)和黏聚力(MPa)。

根据室内试验结果, 白云岩标准抗拉强度为 2.16 MPa , 白云岩重度为 24 kN/m^3 , 地震系数 $K_c = 0.05$, 滑动面黏聚力 $c_j = 0.02\text{ MPa}$, 内摩擦角 $\varphi_j = 24^\circ$ 。采用暴雨工况进行分析, 裂隙水压力高度取裂隙深度的 $1/2$ 。

该多层崩塌体发生破坏时, 在后缘裂隙与底部潜在滑动面贯通区域, 滑动面存在扬压力, 尚未贯通深度, 崩塌体潜在滑动面上不存在扬压力, 只在后缘裂隙存在静水压力。采用式(3), 代入参数计算后绘制剩余下滑力及稳定性系数随岩层深度变化的趋势

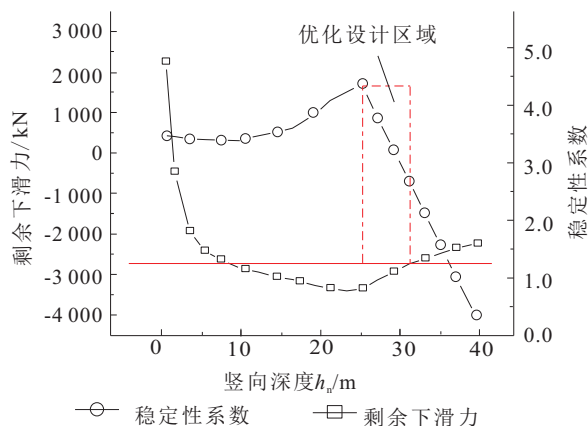


图9 剩余下滑力及稳定性系数随岩层深度变化的规律图
Fig.9 Variation law of residual sliding force and stability coefficient with the increasing depth of rock strata

图(图9)。图9也是任意竖向深度的潜在分离面控制下的岩层稳定性系数及剩余下滑力变化规律图。总体上岩层剩余下滑力随着岩层深度增加,呈现先减小后增加再减小的趋势,稳定性系数呈现先减后增的趋势。位于竖向深度0~8 m内的潜在分离面,其控制的岩体虽然剩余下滑力小于0,但稳定性系数大于1.25,整体处于欠稳定状态;当潜在分离面的竖向位置大于8 m时,岩体稳定性系数小于1.25,剩余下滑力不断增大,岩体处于不稳定状态,可以判断关键分离面位于竖向深度25 m处,其最大剩余下滑力1100 kN;在25~32 m内,剩余下滑力减小,稳定性系数增大。直到32 m后岩层处于稳定状态。因此该岩体在深8~32 m之内的岩层潜在滑动面,在暴雨工况下,受静水压力、底部扬压力及后缘岩体抗拉强度等的共同作用,均可能导致岩体出现滑移式崩塌。结合规律图综合分析后,认为本工程17 m和26 m处的2层潜在滑动面中,26 m处的分离面为关键分离面,此处有最大剩余下滑力。

3.2 锚固支护设计

对此危岩体进行锚固设计时,为达到经济效益与设计效果最优配比,采用长短锚索结合的锚固支护,长锚索应穿过全部不稳定区域,锚固段进入岩层32 m深度;同时由于26 m处的分离面为关键分离面,所以短锚索应穿过此处,与长锚索共同作用,以达到支护效果与经济效益的统一;此外设计锚固力应使关键分离面26 m处稳定性系数为1.25,即: $F_{\text{锚}}=2189 \text{ kN}$ 为锚固力设计值。

4 结 语

通过2个工程实例,分离出多层倾倒式和多层滑移式崩塌体的概化模型,并结合工程实际参数定

量讨论,认为对存在多层不确定分离面的危岩体进行锚固支护,应首先确定各组潜在分离面导致的破坏模式和岩体破坏的关键分离面位置,然后根据不稳定区域及关键分离面位置确定不同锚固深度,锚固力的设计值由关键分离面决定。通过该设计流程及锚固长短的合理搭配,能够达到工程效果与经济效益的最优化。

参考文献:

- [1] 孙玉科.岩体边坡稳定分析[J].岩石力学与工程学报,1986,5(1):91-102.
- [2] 胡厚田.崩塌与落石[M].北京:中国铁道出版社,1989.
- [3] 刘传正.中国崩塌滑坡泥石流灾害成因类型[J].地质评论,2014,60(4):858-868.
- [4] Liu Z, Yan Z, Duan J. Couple analysis on strength reduction theory and rheological mechanism for slope stability[J]. Journal of Central South University of Technology, 2008, 15(S1): 351-356.
- [5] Liu Y C, Chen C S. A new approach for application of rock mass classification on rock slope stability assessment[J]. Engineering Geology, 2007, 89(1): 129-143.
- [6] 陈洪凯,秦鑫.危岩稳定性分析研究现状及趋势[J].重庆交通大学学报:自然科学版,2018,37(10):49-60.
- [7] 樊友庆,卢游,简文星,等.赣南边坡变形破坏模式与防治对策[J].地质科技情报,2017,36(3):205-211.
- [8] Gottardi G, Govoni L. Full-scale modelling of falling rock protection barriers[J]. Rock Mechanics & Rock Engineering, 2010, 43(3): 261-274.
- [9] Bertran P. The rock-avalanche of February 1995 at Claix (French Alps)[J]. Geomorphology, 2003, 54(3): 339-346.
- [10] Cazzani A, Mongiovi L, Frenez T. Dynamic finite element analysis of interceptive devices for falling rocks[J]. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 2002, 39(3): 303-321.
- [11] Starfield A M, Cundall P A. Towards a methodology for rock mechanics modelling[J]. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, 1988, 25(3): 99-106.
- [12] Yavuz H, Altindag R, Sarac S, et al. Estimating the index properties of deteriorated carbonate rocks due to freeze-thaw and thermal shock weathering[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2006, 43(5): 767-775.
- [13] Mitchell W A, Mcsvaney M J, Zondervan A, et al. The Keylong Serai rock avalanche, NW Indian Himalaya: Geomorphology and palaeoseismic implications[J]. Landslides, 2007, 4(3): 245-254.
- [14] 曹洋兵,晏鄂川,龙黎红,等.崩滑灾害位移曲线典型类型及其形成机制[J].地质科技情报,2014,33(5):176-180.
- [15] 何潇,陈洪凯,唐红梅,等.长江三峡灰岩区危岩形成机理及稳定性分析研究[J].西南大学学报:自然科学版,2014,36(6): 155-160.
- [16] Manzella I, Labiouse V. Qualitative analysis of rock avalanches propagation by means of physical modelling of non-constrained gravel flows[J]. Rock Mechanics & Rock Engineering, 2008, 41(1): 133-151.
- [17] 王林峰,陈洪凯,唐红梅.复杂反倾岩质边坡的稳定性分析方法研究[J].岩土力学,2014,35(增刊1):181-188.