

北京百泉山风景区崩塌地质灾害防治方法分析

樊金桂

(北京市地质工程设计研究院,北京 101500)

摘要:以北京百泉山自然风景区不倒翁景点附近的崩塌地质灾害为例,系统介绍该处危岩带(体)规模、特征、破坏模式、危害程度等情况,并根据其地质灾害特点、发育程度及沟谷内交通等条件,对多种治理方案进行分析、比选,最终选择了对危岩带上部反倾区进行削方,清除危岩体及陡壁坡面浮石、松动岩块,对危岩带采用挂主动防护网的治理措施。本治理方案可为类似山谷型自然风景区地质灾害治理工作提供一定的借鉴。

关键词:山谷型自然风景区;危岩带(体);崩塌地质灾害;稳定性评价;削方;主动防护网;锚杆

中图分类号:P642.21 **文献标识码:**A **文章编号:**1672-7428(2017)02-0077-05

Analysis on Treatment Method of Rockfall Geological Hazard in Beijing Baiquanshan Scenic Spot/FAN Jin-gui
(Beijing Geological Engineering Design Institute, Beijing 101500, China)

Abstract: With the example of rockfall geological hazard in Beijing Baiquanshan scenic spot, this paper systematically introduces the hazard about the dangerous rock belt (mass) scale, dangerous rock characteristics, damage mode and damage degree, etc., and according to the geological hazard characteristics, development degree and the traffic conditions in the valleys, the analysis, comparison and selection are made on variety of treatment schemes, the final choice are cutting down earth on the upper anti-dip part of the dangerous zone to remove the dangerous rock mass, float stones on steep slope and loose rock mass and hanging active protection net. This scheme can be used as a treatment reference for the similar geological hazard of natural scenic spot in valley.

Key words: natural scenic spot in valley; dangerous rock belt(mass); rockfall geological hazard; stability evaluation; earth cutting down; active protection net; anchor rod

0 引言

近些年受全球气候变化的影响,极端天气越来越多,致使地质灾害频发。在此大背景下,许多自然风景区也不能幸免。据报道,近年,许多山谷型自然风景区地质灾害时有发生,并有愈加频发之势,给游人的安全造成较大威胁,也给景区管理带来了较大挑战。山谷型自然风景区往往具有复杂的地质背景、强烈发育的地质构造,因此,在长期风化剥蚀、雨水冲刷、冻融等条件下,更容易形成地质灾害。风景区地质灾害治理工作明显不同于其它场地条件下的地质灾害治理,主要是由于山谷型自然风景区往往地处偏远、景区内沟谷狭窄、且景区内往往是没有宽大道路,仅有窄小的自然小道,因此,给地质灾害治理方法的选择与实施工作带来极大制约。北京百泉山自然风景区不倒翁景点附近的崩塌地质灾害就是这种条件的典型。

1 工程概况

1.1 崩塌地质灾害点概况

北京百泉山自然风景区级别为3A级,整个景区处于一条山谷主沟内,主沟总体呈NNW向,长度约7 km,汇水面积约5 km²,谷底宽度一般10~20 m,沟谷两侧坡体较陡,坡度多为45°~60°,局部地段近于直立甚至反倾,两侧山体高于谷底50~200 m;景区内均为简易羊肠小道,主要沿谷底两侧坡脚分布,且在景区入口处完全为水路通道(由一座小型水库将景区主沟完全拦截);谷底常年流水,平时水量不大,但在雨季突发暴雨时,洪流常淹没谷底景区小路。

景区处于云蒙山岩体内,岩石以片麻状二长花岗岩为主^[2],景区内岩体节理裂隙极为发育,多处出现碎裂松动岩块带、凌空岩块及巨型陡立岩块,给谷底小路上的过往游人构成较大威胁。

收稿日期:2016-12-19

基金项目:北京市旅游发展委采购项目“旅游景区地质灾害治理工程勘查设计项目”(怀柔区)(编号:BJJQ-2015-026)

作者简介:樊金桂,男,1979年生,工程师,从事岩土工程设计、施工及地质灾害治理工作,北京市密云区园林东路6号,fanjinGui2009@163.com。

本灾害点位于百泉山风景区内的不倒翁景点观景台附近,景区主沟谷底小路自此灾害点危岩带(体)的直立岩壁下经过,小路距陡壁坡脚0~5 m,本灾害点距景区出口较远,约4 km。

本灾害点存在1处危岩带,其内发育3个危岩体。危岩带面积达1500 m²,危岩体总体积约587.4 m³。如图1所示。

1.2 危岩带(体)组成及规模

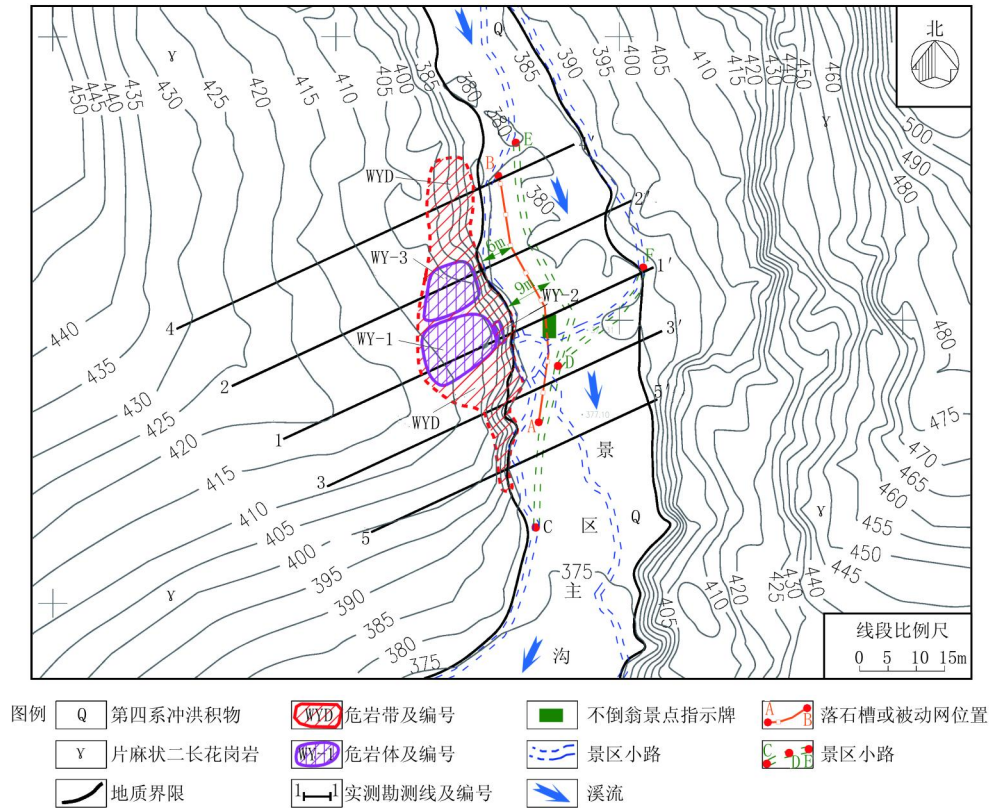


图1 崩塌地质灾害勘查及治理设计工程地质简图

本灾害点为一岩质坡体,岩石为微风化片麻状二长花岗岩^[2],坡体走向近南北,坡面近于直立,中段坡面上部反倾,坡面高度22~33 m,坡面岩体节理裂隙极为发育,致使坡面岩体较破碎,并分布有大量松动岩块及凌空岩块,形成危岩带(编号:WYD),危岩带沿坡面水平长度约60 m,危岩带高度13~28 m,沿坡面分布面积约1500 m²,危岩带内发育3个危岩体(编号:WY-1、WY-2、WY-3)。

(1)危岩体 WY-1:位于反倾区南段,高度11 m,最大厚度约4.5 m,沿坡面水平宽度约10 m,体积约350 m³,危岩体下端高于附近景区小路路面约22.5 m;

(2)危岩体 WY-2:位于 WY-1 下方,高度6 m,最大厚度约1.5 m,沿坡面水平宽度约4 m,体积约23.4 m³,危岩体下端高于附近景区小路路面约14.5 m;

(3)危岩体 WY-3:位于反倾区北段,高度12

m,最大厚度约2.6 m,沿坡面水平宽度约10 m,体积约214 m³,危岩体下端高于附近景区小路路面约16 m。

3个危岩体总体积为587.4 m³,根据相关规范,本灾害点危岩体规模已达中型^[3-4]。见图2、图3。

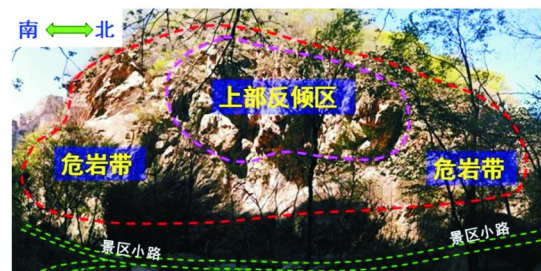


图2 不倒翁景点附近崩塌地质灾害点现状全貌图

1.3 危岩带(体)结构特征及破坏模式

1.3.1 危岩带(WYD)结构特征及破坏模式

危岩带内发育3组优势节理,分别如下:

①组:外倾节理,产状40°~75°∠70°~85°,



图 3 不倒翁景点附近崩塌地质灾害点危岩体近观图

极为发育;

②组:内倾节理,产状 $210^{\circ} \sim 245^{\circ} \angle 60^{\circ} \sim 70^{\circ}$,南段最发育,北段略差;

③组:侧向节理,产状 $130^{\circ} \sim 165^{\circ} \angle 60^{\circ} \sim 85^{\circ}$,发育一般。

本危岩带浅部密集节理的影响深度可达 1~2 m,整个危岩带不具有连续完整的滑裂面,危岩带整体呈稳定状态(除危岩体 WY-1、WY-2、WY-3 外),但其内的松动岩块、凌空岩块在瞬时力(强风、震动、暴雨冲刷)、冻融等外力作用下,偶有坠落。

1.3.2 危岩体 WY-1 结构特征及破坏模式

危岩体内及其边界发育 3 组优势节理:

①组:外倾节理,产状 $45^{\circ} \angle 70^{\circ}$,极为发育;

②组:内倾节理,产状 $225^{\circ} \angle 70^{\circ}$,较发育;

③组:侧向节理,产状 $130^{\circ} \angle 80^{\circ}$,发育一般。

危岩体 WY-1 的三维空间边界状态:危岩体背后的外倾节理基本完全贯穿,危岩体南侧呈凌空暴露状态,其北侧的侧向节理发育相对较差,认为本危岩体崩塌破坏模式属滑移式崩塌。见图 4。

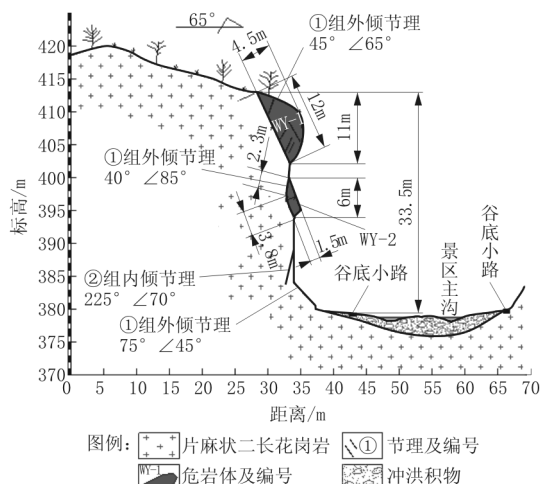


图 4 危岩带(体)剖面图(1-1 剖)

1.3.3 危岩体 WY-2 结构特征及破坏模式

危岩体内及其边界发育 3 组优势节理:

①组:外倾节理,产状 $40^{\circ} \angle 85^{\circ}$,极为发育;

②组:内倾节理,产状 $225^{\circ} \angle 70^{\circ}$,较发育;

③组:侧向节理,产状 $130^{\circ} \angle 80^{\circ}$,发育一般。

危岩体 WY-2 的三维空间边界状态:危岩体的左右两侧及下方均呈完全暴露状态,其背后的外倾节理已贯通长度约 3.8 m,向上未贯通长度约 2.3 m,仅靠其背后尚未完全贯通的外倾节理来支撑着,认为本危岩体崩塌破坏模式属坠落式崩塌。见图 4。

1.3.4 危岩体 WY-3 结构特征及破坏模式

危岩体内及其边界发育 3 组优势节理:

①组:外倾节理,产状 $55^{\circ} \angle 70^{\circ}$,极为发育;

②组:内倾节理,产状 $210^{\circ} \angle 60^{\circ}$,较发育;

③组:侧向节理,产状 $160^{\circ} \angle 85^{\circ}$,发育一般。

危岩体 WY-3 三维空间边界状态基本与危岩体 WY-1 相同,认为本危岩体崩塌破坏模式属滑移式崩塌。见图 5。

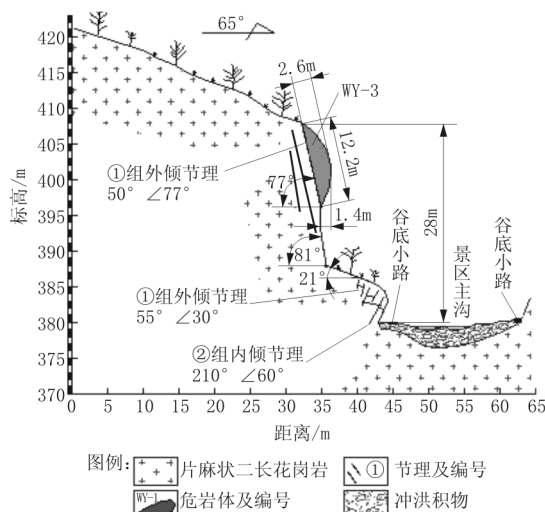


图 5 危岩带(体)剖面图(2-2 剖)

2 危岩体稳定性计算

本次对危岩体 WY-1、WY-3 采用“后缘无陡倾裂隙的滑移式危岩模型^[4]”,对危岩体 WY-2 采用“后缘有陡倾裂隙的坠落式悬挑危岩模型^[4]”进行计算。限于篇幅,本文对危岩体 WY-2 的计算过程不进行表述。

计算公式:

$$K = \frac{(W - \cos\theta - Q\sin\theta - V) \operatorname{tg}\varphi + cl}{W\sin\theta + Q\cos\theta}$$

$$V = \gamma_w h_w^2 / 2$$

$$Q = \zeta_e W$$

式中: K ——危岩稳定性系数; W ——危岩体自重, kN/m ; θ ——滑面倾角, 外倾取正, 内倾取负, ($^\circ$); Q ——地震力, kN/m ; V ——裂隙水压力, kN/m ; φ ——后缘裂隙内摩擦角标准值, 当裂隙未贯通时, 取贯通段和未贯通段内摩擦角标准值按长度加权和加权平均值, 未贯通段内摩擦角标准值取岩石内摩擦角标准值的 0.95 倍, kPa ; c ——后缘裂隙粘聚力标准值, 当裂隙未贯通时, 取贯通段和未贯通段粘聚力标准值按长度加权和加权平均值, 未贯通段粘聚

力标准值取岩石粘聚力标准值的 0.4 倍, kPa ; l ——后缘裂隙长度(贯通段 + 未贯通段), m ; γ_w ——取 10 kN/m ; h_w ——后缘裂隙充水高度, 本工程天然工况及地震工况下, 取裂隙深度的 1/3, 暴雨工况下, 取裂隙深度的 1/2, m ; ζ_e ——地震水平作用系数, 本工作区取 0.038。

危岩体稳定性系数计算及稳定性评价结果: 危岩体 WY-1、WY-3 在自然状态及地震状态下, 均欠稳定, 在暴雨状态下, 均不稳定; 危岩体 WY-2 在自然状态下, 欠稳定, 在暴雨状态及地震状态下, 均不稳定。见表 1、2。

表 1 滑移式危岩体 WY-1、WY-3 稳定性计算表(后缘无陡倾裂隙)

危岩体	工况	H/m	H_w/m	危岩体体积 $v/(\text{m}^3 \cdot \text{m}^{-1})$	$\gamma/(\text{kN} \cdot \text{m}^{-3})$	l/m	c/kPa	$\varphi/^\circ$	$\alpha/^\circ$	$W/(\text{kN} \cdot \text{m}^{-1})$	$Q/(\text{kN} \cdot \text{m}^{-1})$	$V/(\text{kN} \cdot \text{m}^{-1})$	K
WY-1	现状	12.0	3.62	35.0	26.40	12.0	55	32	65	924.00	0.00	64.21	1.03
	暴雨	12.0	5.44	35.0	26.70	12.0	50	25	65	934.50	0.00	145.00	0.85
	地震	12.0	3.62	35.0	26.40	12.0	55	32	65	924.00	35.11	64.21	1.01
WY-3	现状	12.2	3.96	21.4	26.40	12.2	45	32	77	564.96	0.00	76.84	1.05
	暴雨	12.2	5.94	21.4	26.70	12.2	40	25	77	571.38	0.00	172.89	0.84
	地震	12.2	3.96	21.4	26.40	12.2	45	32	77	564.96	21.47	76.84	1.02

表 2 危岩体稳定系数及稳定性评价结果

工况	计算结果及评价	WY-1	WY-2	WY-3
现状	稳定性系数	1.03	1.01	1.05
	稳定性评价	欠稳定	欠稳定	欠稳定
暴雨	稳定性系数	0.85	0.88	0.84
	稳定性评价	不稳定	不稳定	不稳定
地震	稳定性系数	1.01	0.98	1.02
	稳定性评价	欠稳定	不稳定	欠稳定

3 治理方法比选分析

本灾害点处于景区主沟谷底一侧, 谷底狭窄, 附近宽度仅 15~20 m, 谷底常年流水, 平时水量不大, 但在特大暴雨时, 洪水常会淹没现有小路, 治理方法的选择在空间上受到极大限制^[5-11]。见表 3。

表 3 危岩带(体)治理方案比选分析

方案	治理方案概要	优点	缺点
方案 1	对危岩带(体)进行彻底治理: 采用对危岩带上部反倾区进行削方(主要为 WY-1、WY-3), 清除危岩体 WY-2 及陡壁坡面浮石、松动岩块, 对危岩带(WYD)采用挂主动防护网治理措施	(1) 对危岩带(体)治理较彻底; (2) 现有小路照常使用	(1) 治理工程所需脚手架、主动防护网、风钻、空压机等材料设备, 均须采用人工运输, 成本较高; (2) 对反倾区危岩体进行削方凿岩, 效率低、危险大, 须采取有效施工保证措施
方案 2	选在坡脚位置被动治理: 在本坡段坡脚外侧约 5~6 m 位置(AB 连线)设置落石槽或被动防护网, 并将本段现有景区小路向北侧移动 8~9 m(CDE 连线)	(1) 不用高空作业, 施工较安全; (2) 治理成本略低	(1) 地质灾害没有根本治理, 危岩体(带)所在陡壁仍会继续崩塌, 且不排除有巨型岩块坠落; (2) 改移后的小路(桥)处于谷底河道内, 小路(桥)修筑须满足防洪设计要求, 需与本段河道治理、加固同时进行
方案 3	采取规避措施: 封闭本侧小路, 改走谷底北侧小路, 并修筑跨河小路(桥)(CDF 连线)	治理成本低	同方案 2

经对比分析, 认为本景点崩塌地质灾害治理难度较大、费用较高。经与景区领导及有关部门沟通, 认为宜对地质灾害进行彻底治理, 因此, 最终采用了方案 1, 即: “对危岩带上部反倾区进行削方(主要为 WY-1、WY-3), 清除危岩体 WY-2 及陡壁坡面浮石、松动岩块, 对危岩带(WYD)采用挂主动防护

网治理措施。”见图 6。

4 治理工程设计及计算

4.1 治理工程设计

选用 GPS2 型 SNS 主动防护网, 设计如下。

(1) 网型: DO/08/300/4 m × 4 m 钢丝绳网;

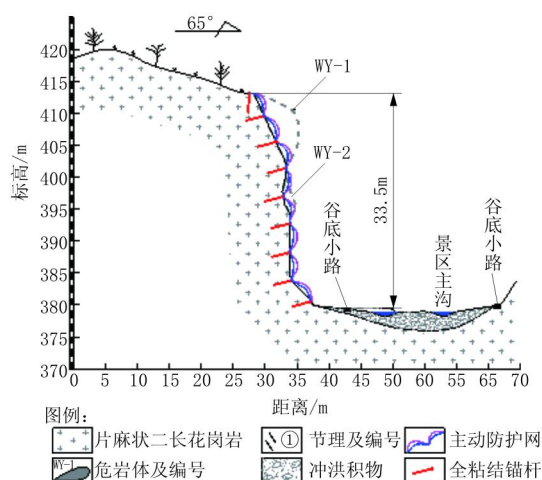


图6 危岩带(体)治理工程剖面图(1-1剖)

SO/2.2/50 钢丝格栅(抗拉强度 1770 MPa,破断拉力 >40 kN);

(2) 支撑绳: $\varnothing 16$ mm 系统钢绳锚杆 + $\varnothing 16$ mm 横向支撑绳 + $\varnothing 16$ mm 纵向支撑绳;

(3) 缝合绳: $\varnothing 8$ mm;

(4) 锚杆: 全粘结型钢丝绳锚杆, $2\Phi 16@4.5$ m, 长度 3 m, 孔径 50 mm, 单根锚杆抗拔力 ≤ 50 kN。

4.2 治理工程设计验算

4.2.1 锚杆长度验算

锚杆锚固力计算公式:

$$N_k = \pi D L \tau_s / k$$

式中: N_k ——锚杆锚固力标准值, kN; D ——钻孔直径, 本工程取 0.05 m; L ——锚固段长度, m; τ_s ——孔壁与注浆体之间的极限粘结强度标准值, 本工程取值 1200 kPa; k ——安全系数, $k = 2$ 。

根据以上公式, 计算结果: $L = 0.53$ m。

出于安全考虑, 本工程锚杆进入稳定基岩的锚固段深度 ≤ 1.0 m, 表面裂隙影响深度为 1~2 m, 因此, 确定锚杆设计长度为 3.0 m。

4.2.2 锚杆钢筋截面验算

锚杆钢筋截面计算公式:

$$A_s \geq K_b N_k / f_y$$

式中: A_s ——锚杆杆体截面面积, m^2 ; N_k ——锚杆锚固力标准值, N; K_b ——锚杆杆体抗拉安全系数, 取 1.8; f_y ——锚杆杆体抗拉强度标准值, MPa。

6 × 19 钢丝绳, 直径 16 mm, 钢丝绳标准截面面积为 102 mm^2 , 强度标准值 1550 MPa。

2 根 A16 钢丝绳: $A_s = 102 \times 2 = 204 \geq K_b N_k / f_y = 58.06 \text{ mm}^2$ 。

经验算, 采用 2 根 A16 钢丝绳作为杆体满足要求。

5 结论

(1) 本灾害点存在 1 处危岩带, 沿坡面面积达 1500 m^2 , 水平分布范围达 60 m, 其内包含 3 个危岩体, 附近谷底狭窄, 危岩带(体)对谷底的景区小路及过往游人构成极大威胁;

(2) 本灾害点距景区入口约 4 km, 沿途均为简易小路, 崎岖不平, 治理施工所用材料、设备均需人工运输, 治理成本极大。

(3) 经综合考虑, 认为宜对本地质灾害进行彻底治理, 最终采用了“对危岩带上部反倾区进行削方, 清除陡壁坡面浮石、松动岩块, 对危岩带(WYD)采用挂主动防护网治理措施。”

(4) 建议: 本景区主沟谷底狭窄、常年流水, 雨季暴雨洪流对主沟谷底小路威胁较大。因此, 有必要对主沟谷底小路(桥)进行重新规划修筑, 既满足防洪要求, 又要与地质灾害治理工程有机结合。

参考文献:

- [1] 刘伍, 郑小体, 田志军, 等. 旅游景区地质灾害治理工程勘查设计项目(怀柔区)勘查及治理设计报告[R]. 北京: 北京市地质工程设计研究院, 2015.
- [2] 姬广义, 汪洋, 孙永华. 北京云蒙山岩浆杂岩体的岩石学和构造变形特征[J]. 北京地质, 2004, 16(3): 1-11.
- [3] DB11/T 893—2012, 地质灾害危险性评估技术规范[S].
- [4] 北京市地质灾害治理项目实施技术指南(试行)[S].
- [5] 刘伍, 樊金桂, 郑小体, 等. 北京飞云瀑景点崩塌地质灾害防治方法研究[J]. 探矿工程(岩土钻掘工程), 2016, 43(10): 9-15.
- [6] 刘伍. 北京天梯峡谷崩塌灾害及防治方案分析[J]. 中国地质灾害与防治学报, 2016, 27(4): 18-23.
- [7] 程江涛, 晏鄂川, 刘莉. 格构锚杆组合加固技术在高边坡治理中的应用[J]. 三峡大学学报(自然科学版), 2007, 29(3): 230-233.
- [8] 汪敏, 石少卿, 阳友奎. 边坡主动防护系统加固力简化计算方法研究[J]. 公路交通科技, 2011, 28(5): 12-17.
- [9] 赵世春, 余志祥, 韦韬, 等. 被动柔性防护网受力机理试验研究与数值计算[J]. 土木工程学报, 2013, 46(5): 122-128.
- [10] 胡厚田. 崩塌与落石[M]. 北京: 中国铁道出版社, 1989: 1-183.
- [11] TB/T 3089—2004, 铁路沿线斜坡柔性安全防护网[S].