

泸定县观音阁危岩稳定性分析与治理方案设计

杨志¹, 杨志双¹, 刘鑫², 任永佳¹, 付晓彤¹

(1. 吉林大学建设工程学院, 吉林 长春 130026; 2. 地矿眉山工程勘察院, 四川 眉山 620010)

摘要: 观音阁危岩位于四川省泸定县红军桥景区内的观音阁上、下陡崖位置, 裂隙发育, 局部呈碎裂状, 危险性较高, 直接影响景区内游客及工作人员的安全, 同时威胁观音阁等景区建筑及附近居民房屋。通过对危岩的形成机理及基本特征分析, 掌握危岩体的特点, 对危岩的稳定性进行了定量分析及计算, 结果表明, 观音阁危岩在暴雨或地震等不利因素作用下极有可能崩落。根据危岩体的特点, 观音阁下部危岩采取“格构+锚杆”, 上部危岩采取“支撑+锚杆”的综合治理方案, 有效地解除了该危岩的安全隐患, 为危岩的排危治理积累了经验。

关键词: 危岩; 稳定性评价; 治理方案; 锚杆; 格构; 支撑梁

中图分类号: P642.2 文献标识码: A 文章编号: 1672-7428(2016)10-0076-07

Stability Analysis on Guanying Unstable Rocks in Luding County and the Treatment Scheme/YANG Zhi¹, YANG Zhi-shuang¹, LIU Xin², REN Yong-jia¹, FU Xiao-tong¹ (1. College of Construction Engineering, Jilin University, Changchun Jilin 130026, China; 2. Geological and Mineral Meishan Engineering Survey Institute, Meishan Sichuan 620010, China)

Abstract: Guanying unstable rocks are located in Red Army Bridge Scenic Area of Luding County. Above and below the Guanying are unstable rocks, which are fracture, broken and dangerous. Guanying unstable rocks directly affect the safety of scenic spot and threat scenic construction and other residential buildings nearby. Through the analysis on the formation mechanism of Guanying rocks and basic characteristics, the characters are mastered and the stability is quantitatively analyzed and calculated. The results show that there is a high probability of rocks caving under rainstorm or earthquake and other unfavorable factors. According to the characteristics of the dangerous rock body, a comprehensive scheme of “lattice + anchor” and “support + anchor” are taken for the lower part and the upper part respectively to remove the hidden danger and accumulate experience for hazardous treatment.

Key words: unstable rocks; stability evaluation; treatment scheme; anchor; lattice; support beam

1 工程概况

观音阁危岩位于四川省甘孜州泸定县泸桥镇沙坝村红军桥景区内观音阁的上、下陡崖位置(见图1)。观音阁危岩共分为2个区域, 其中: W1危岩位于观音阁下方基岩陡壁, 长度约32 m, 平均高度约7.5 m, 平均厚度约2.5 m, 体积约600 m³; W2危岩位于观音阁上方基岩陡壁, 长度约10 m, 高度约3 m, 厚度约1.5 m, 体积约45 m³。

甘孜州“11.22”地震时, W1危岩(见图2、图3)受到挤压, 部分位置裂隙增加, 裂缝加大, 并伴有小块体岩块掉落, W2危岩(见图4)后壁裂隙进一步发育, 降雨时, 雨水自后壁裂隙渗出。现观音阁危岩裂隙发育, 局部位置呈碎裂状, 危险性较高, 一旦发生崩塌掉块, 将直接影响红军桥景区游客及工作人员



图1 观音阁危岩的全貌

的安全, 同时威胁观音阁等景区建筑及附近居民房屋, 直接经济损失将达500万元。因此, 需对该区危岩进行排危治理。

收稿日期: 2016-05-22; 修回日期: 2016-08-15

作者简介: 杨志, 男, 汉族, 1990年生, 硕士研究生, 研究方向为工程地质, 吉林省长春市西民主大街938号, 1131262568@qq.com。

通讯作者: 杨志双, 男, 1963年生, 副教授, 博士, 研究方向为地质灾害, 吉林省长春市西民主大街938号, zsyang@jlu.edu.cn。

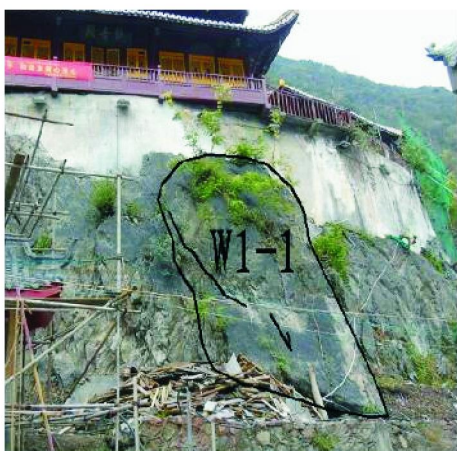


图2 W1-1 危岩

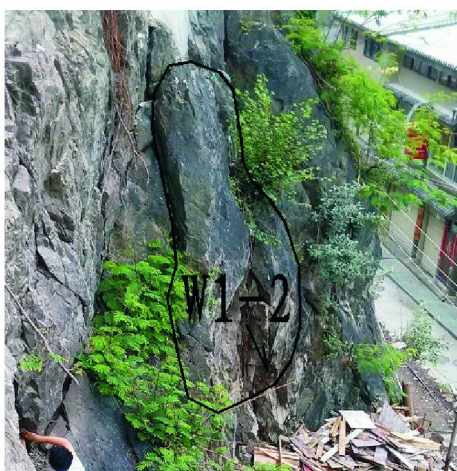


图3 W1-2 危岩



图4 W2 危岩

2 危岩的形成条件和基本特征

2.1 观音阁危岩形成影响因素分析

(1)适宜的区域地形构造条件。观音阁危岩处于扬子准地台之二级构造单元康滇地轴北段,其西北面与松潘甘孜地槽褶皱系为邻,东面及东北面分别与四川台拗和龙门山台缘断褶带相连。河谷下

部呈明显V字形峡谷,中上部具有U形宽谷特点,属强烈侵蚀切割,高山峡谷地貌。观音阁危岩地处青藏高原地震区的鲜水河地震带、安宁河地震带及龙门山地震带交汇部位,地震烈度为8度。

(2)危岩体的工程地质条件。观音阁危岩陡崖段高一般8~20 m,近于直立。区内岩石为辉长岩,因差异风化,逐渐风化剥蚀形成凹腔,在上覆岩体的自重作用下,基座的软质岩石发生压缩流变及剪切流变,对陡崖带上部岩体破坏起控制作用。区内荷裂隙较发育,贯通性好,多无充填或少量充填,结合差,与层面组合,切割岩体形成独立块体,裂隙对危岩块体的形成和破坏起决定性因素。

(3)适宜的水文气象条件。区内紧邻大渡河,为有名的干热河谷区。降雨量大,促进了岩体与基座的风化作用,产生静水压力,同时水对裂隙内充填物质有软化作用,在流动时还能带走细粒物质,降低缝内充填物的凝聚力,恶化危岩体稳定性。每遇降雨,受到后山地表径流水的影响,W2危岩后壁裂隙有水渗出。温度作用的差异使危岩体呈不均匀受热状态,加快岩体的风化作用,尤其对软质岩体和裂缝的充填物尤为明显;在温度变化过程中产生的热胀冷缩作用始终保持向下位移的总趋势,为崩塌发育中的积极因素之一。

(4)人类工程活动。区内原有的森林覆盖较好,但随着近年来人口数量的增加及经济建设的发展,有大量未利用的草地及林地转换为建设用地,从而加大了崩塌发生的可能性。人类工程活动主要表现为修建公路、房屋。危岩体下方、上方修建房屋,对危岩体坡脚进行开挖和加载,改变原有坡体应力特征,加速坡体卸荷过程,加速岩体裂隙发育。

2.2 危岩的基本特征

观音阁危岩陡崖坡度一般在 $60^{\circ} \sim 70^{\circ}$,局部近 90° ,整个陡崖高度近40 m,陡崖后山斜坡高度约900 m,坡度 $30^{\circ} \sim 40^{\circ}$ 。岩性为中风化—弱风化辉长岩岩层,风化厚度2~6 m。

(1)W1危岩位于工作区下部,公路内侧,观音阁下方,为一危岩带,整个危岩带裂隙极度发育,主要发育裂隙3组,其中L1为顺斜坡方向裂隙,裂隙间距1~3 m;L2为斜向坡面裂隙,裂隙间距1.5~2 m;L3裂隙同样为斜向坡面裂隙,裂隙间距0.5~1.5 m。整个危岩带受3组裂隙的切割,形成不规则块体,块体体积一般为 $3 \sim 8 \text{ m}^3$ 。W1危岩区内主要发育2个

较为危险的危岩单体,即 W1-1、W1-2。W1-1 危岩:位于 W1 危岩带中部右侧,长约 4 m,高约 7.5 m,厚度约 1.5 m,体积约 36 m^3 (见图 5)。W1-2 危岩:位于 W1 危岩带中部左侧,长约 2 m,高约 6.5 m,厚度约 1 m,体积约 10 m^3 (见图 6),危岩下部受上部岩体及背部岩体挤压破碎,形成凹腔。

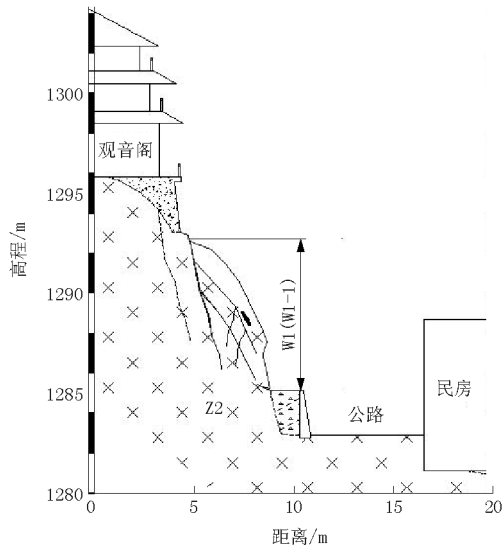


图 5 W1-1 危岩剖面图

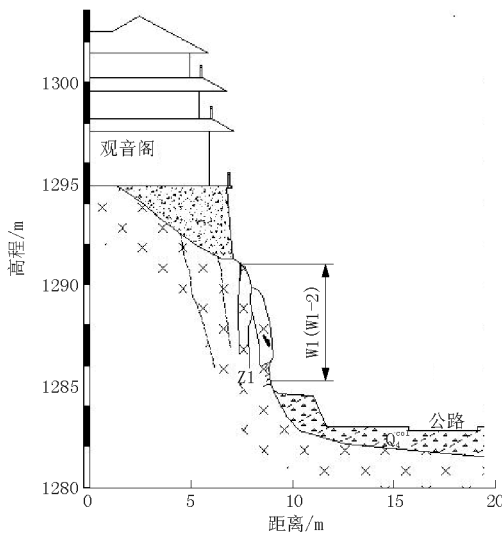


图 6 W1-2 危岩剖面图

(2) W2 危岩位于工作区上部,观音阁上方,危岩裂隙极度发育,主要发育裂隙 2 组,其中 L1 为顺斜坡方向裂隙,该裂隙已全部贯通,地表植被根系贯穿;L2 为斜向坡面裂隙。整个危岩带受 2 组裂隙的切割,形成一个大块体,危岩下部已形成凹腔,凹腔最深约 1.8 m,高约 10 m(图 7)。

(3) 根据各部位危岩分布及形态特征,W1-1

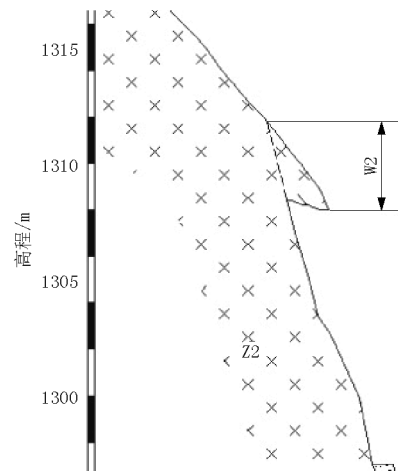


图 7 W2 危岩剖面图

危岩破坏方式为滑移式,W1-2 危岩破坏模式为倾倒式,W2 危岩危岩破坏模式为坠落式。

3 危岩稳定性分析

3.1 危岩稳定性定性分析

(1) W1-1 危岩:位于 W1 危岩带中部右侧,后部陡倾裂隙已形成,并与滑面裂隙贯通,滑面裂隙处坡脚除部分连接外已基本贯通,通过现场观察,W1-1 危岩为稳定状态,在暴雨、地震、风化的持续作用下,滑面可能全部贯通,受上部观音阁重力及岩石内部侧向压力影响下,W1-1 危岩可能发生滑移破坏,成为不稳定或欠稳定状态。

(2) W1-2 危岩:位于 W1 危岩带中部左侧,危岩下部受上部岩体及背部岩体挤压破碎,形成凹腔,危岩后部陡倾裂隙已形成,并全部贯通,现场观察,危岩重心处于下部支撑岩体凹腔内侧,处于基本稳定状态,在暴雨、地震、风化的持续作用下,同时受到上部岩体及后部岩体挤压作用下,下部凹腔岩体会进一步破碎,掉落,凹腔进一步扩大,使危岩体重心偏出凹腔,岩体将失稳,发生倾倒破坏。

(3) W2 危岩:位于观音阁上方,危岩下部因早期岩体掉落已形成凹腔,凹腔最深约 1.8 m,整个危岩体在立面上呈拱桥型,危岩体两侧已形成裂隙,后部卸荷陡倾裂隙已全部贯通,通过现场判断,幸有两侧母岩对危岩体形成拱桥支撑,现状为基本稳定状态,如果在暴雨、地震、风化的持续作用下,危岩体内部裂隙进一步发育,拱桥效应将被破坏,危岩体将整体掉落。

3.2 危岩稳定性计算分析

目前,按照不同的标准,危岩分类系统多样,此次危岩稳定性计算按照失稳类型模型进行分析。

(1) 滑移式危岩(W1-1)稳定性计算公式为:

$$F = \frac{(W \cos \alpha - Q \sin \alpha - V \sin \alpha - U) \operatorname{tg} \varphi + cL}{W \sin \alpha + Q \cos \alpha + V \cos \alpha}$$

式中: F ——危岩稳定系数; W ——崩塌危岩体自重, kN/m ; α ——滑面倾角, ($^{\circ}$); Q ——地震力, kN/m ; V ——后缘裂隙水压力, kN/m ; U ——滑面水压力, kN/m ; φ ——后缘裂隙内摩擦角标准值, ($^{\circ}$); c ——后缘裂隙粘聚力标准值, kPa ; L ——危岩体与坡积物的接触面的长度, m 。

(2) 倾倒式危岩(W1-2)稳定性计算公式为:

$$F = \frac{\frac{1}{2} f_{tk} \frac{H-h}{\sin \beta} \left(\frac{2}{3} \cdot \frac{H-h}{\sin \beta} + \frac{b \cos(\beta-\alpha)}{\cos \alpha} \right) + Wa}{Qh_0 + \frac{V(H-h)}{\sin \beta} + \frac{h_w}{3 \sin \beta} + \frac{b \cos(\beta-\alpha)}{\cos \alpha}}$$

……(重心在倾覆点内)

式中: f_{tk} ——危岩体抗拉强度标准值, kPa ; H ——后缘裂隙上端到未贯通段下端的垂直距离, m ; h ——后缘裂隙深度, m ; β ——后缘裂隙倾角, ($^{\circ}$); b ——后缘裂隙未贯通段下端到倾覆点之间的水平距离, m ; α ——危岩体与基座接触面倾角, ($^{\circ}$); W ——危岩体自重, kN/m ; a ——危岩体重心到倾覆点的水平距离, m ; h_0 ——危岩体重心到倾覆点的垂直距离,

表 2 危岩计算参数取值

岩石名称	天然含水量 $W_0/\%$	密度/ $(\text{g} \cdot \text{cm}^{-3})$		比重(GS)	孔隙率 $n/\%$	单轴抗压强度/ MPa		裂隙面抗剪强度		
		天然 ρ_0	烘干 ρ_d			天然 R	饱和 R_w	抗拉强度/ kPa	粘聚力/ kPa	内摩擦角/ $(^{\circ})$
辉长岩	2.6	2.52	2.42	2.71	0.25	220	160	3000	45.75	41.59

表 3 危岩稳定性计算结果

危岩编号	危岩失稳方式	工况一(天然)		工况二(暴雨)		工况三(地震)	
		稳定系数	评价结果	稳定系数	评价结果	稳定系数	评价结果
W1-1	滑移	1.797	稳定	1.138	欠稳定	1.155	欠稳定
W1-2	倾倒(重心在内)	1.494	基本稳定	1.126	欠稳定	1.114	欠稳定
W2	坠落	1.118	欠稳定	0.902	不稳定	0.883	不稳定

根据危岩稳定性定量分析可知:在天然状态下,危岩体处于稳定—欠稳定状态,暴雨工况下处于欠稳定—不稳定状态,地震工况下处于欠稳定—不稳定状态。

4 工程方案设计分析

4.1 方案总体布置

根据防治工程抓住关键、突出重点、消除隐患的

m ; V ——裂隙水压力, kN/m ; h_w ——后缘裂隙充水高度, m 。

(3) 后缘有陡倾裂隙的悬挑式危岩(W2)按下式计算,稳定性系数取两种计算结果中的较小值,同时计算式忽略两侧拱桥效应。

$$F = \frac{c(H-h) - Q \operatorname{tg} \varphi}{W} \quad (1)$$

$$F = \frac{\zeta f_{tk} (H-h)^2}{Wa_0 + Qb_0} \quad (2)$$

式中: ζ ——危岩抗弯力矩计算系数; a_0 ——危岩体重心到潜在破坏面的水平距离, m ; b_0 ——危岩体重心到过潜在破坏面形心的铅垂距离, m ; f_{tk} ——危岩体抗拉强度标准值, kPa ; c ——危岩体粘聚力标准值, kPa ; φ ——危岩体内摩擦角标准值, ($^{\circ}$)。

(4) 危岩稳定性计算的工况分为天然、暴雨和地震。危岩稳定性评价标准见表 1,危岩计算参数取值见表 2,危岩体的稳定性计算结果见表 3。

表 1 危岩稳定性评价标准

危岩类型	危岩稳定状态			
	不稳定	欠稳定	基本稳定	稳定
崩塌式危岩	$K < 1.0$	$1.0 < K < 1.2$	$1.2 < K < 1.4$	$K \geq 1.4$
坠落式危岩	$K < 1.0$	$1.0 < K < 1.4$	$1.4 < K < 1.6$	$K \geq 1.6$
倾倒式危岩	$K < 1.0$	$1.0 < K < 1.3$	$1.3 < K < 1.5$	$K \geq 1.5$

目的,依据观音阁危岩的发育特点及红军桥景区环境等因素,采取了下部危岩(W1)采取“格构+锚杆”,上部危岩(W2)采取“支撑+锚杆”的综合治理方案。危岩治理工程典型剖面见图 8。

(1) W1 危岩格构分为 3 个区域,中间区域危岩体厚度较厚,锚杆设置长度为 8~10 m,设置区域长度为 11 m,两侧危岩体相对较薄,锚杆设置长度为 6~8 m,区域长度分别为 10 和 9 m,格梁间距为 2 m,锚杆钢筋直径为 25 mm,布置于格梁节点位置。

(2) W2 危岩支撑梁在坡面呈矩形立体布置,截面尺寸为 300 mm × 300 mm,采用 C25 混凝土浇筑。危岩两端部分无支撑条件,每隔 1.5 m 布置 1 根锚杆,锚杆长度均为 5 m 与水平呈 15° 夹角,锚杆钢筋直径为 25 mm,梁顶用 M10 浆砌石填塞。

4.2 治理工程分项设计

4.2.1 W1 危岩格构+锚杆工程设计(见图9)

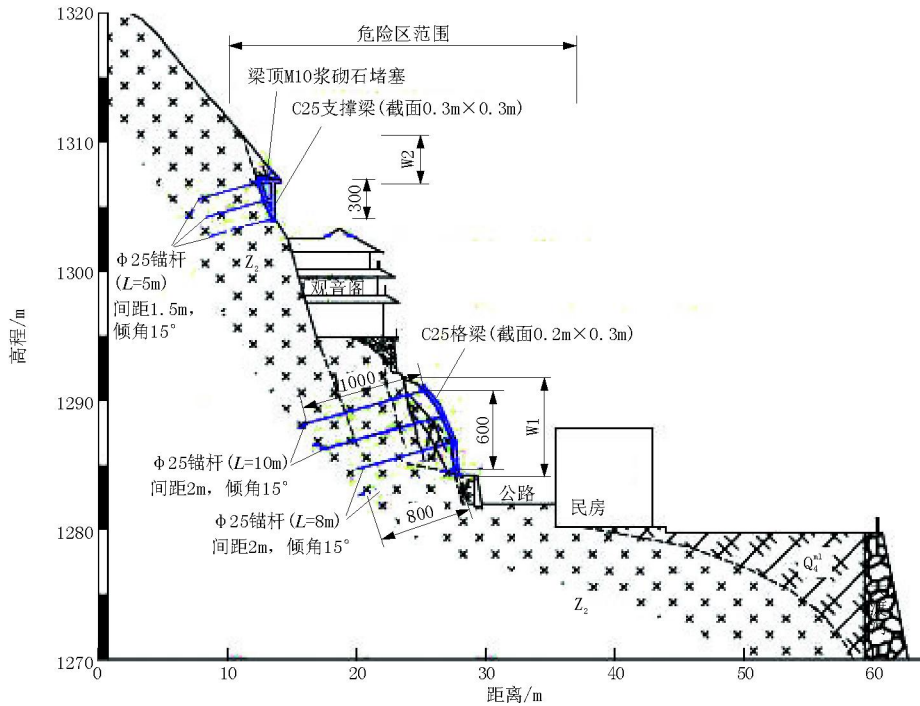


图8 危岩治理工程典型剖面图

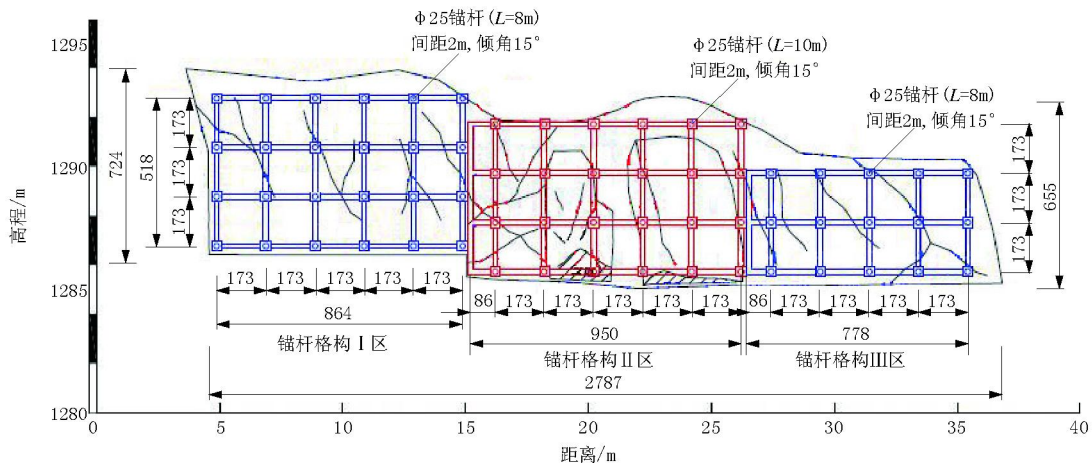


图9 W1 危岩治理工程设计立面图

根据《建筑边坡工程技术规范》(GB 50330—2002)和《滑坡防治工程设计与施工技术规范》(DZ/T 0219—2006)的相关规定,结合观音阁危岩的实际情况,确定危岩防治工程的等级为二级。设计荷载组合

取稳定性最不利工况三(即地震工况)的荷载组合。

4.2.1.1 设计荷载及锚杆轴向拉力计算

(1) 倾倒式危岩(W1-2)侧向压力合力水平分力按下式计算:

$$E = \frac{\left\{ Wa + Qh_0 + V \left[\frac{H-h}{\sin\beta} + \frac{h_w}{3\sin\beta} + \frac{bcos(\beta-\alpha)}{cos\alpha} \right] \right\} F - \frac{1}{2} f_{lk} \frac{H-h}{\sin\beta} \left[\frac{2}{3} \cdot \frac{H-h}{\sin\beta} + \frac{bcos(\beta-\alpha)}{cos\alpha} \right]}{h_0}$$

(2) 滑移式危岩(W1-1)设计剩余推力水平合力按下式计算:

$$E = (W\sin\beta + Q\cos\beta + P\cos\beta) F -$$

$$[W\cos\beta - Q\sin\beta - P - U] \text{tg}\phi + cl$$

经计算,W1-2危岩侧向压力标准值见表4,W1-1危岩剩余下滑力见表5。

表 4 倾倒式危岩所需侧向压力水平合力标准值

危岩编号	设计工况	后缘裂隙倾角 $\beta/(\circ)$	危岩重力 W (饱和) $/(kN \cdot m^{-1})$	后缘裂隙上端到未贯通段的垂直距离 H/m	后缘裂隙深 h/m	后缘裂隙危岩体重心到倾覆点之间的水平距离 a/m	危岩体抗拉强度标准值 σ/kPa	安全系数 F	侧向压力 $E/ (kN \cdot m^{-1})$
W1-2	3	70	952.7	6.5	6	0.1	1200	1.5	118.59

表 5 滑移式危岩剩余下滑力水平合力标准值

危岩编号	设计工况	滑面倾角 $\beta/(\circ)$	滑面长度 $/m$	危岩重力 W (饱和) $/(kN \cdot m^{-1})$	滑面裂隙粘聚力标准值 $/kPa$	后缘裂隙内摩擦角标准值 $/(\circ)$	安全系数 F	剩余下滑力 $E/ (kN \cdot m^{-1})$
W1-1	3	43	10.7	1055.04	45.75	41.59	1.4	140.28

(3) 锚杆轴向拉力标准值和设计值根据下式计算:

$$N_{ak} = \frac{H_{lk}}{\cos\alpha}, N_a = \gamma_Q N_{ak}, H_{lk} = e_{hk} S_{sj} S_{yj}, e_{hk} = \frac{E}{H}$$

通过计算,各危岩锚杆工程的轴向拉力设计值见表 6。

表 6 各危岩锚杆工程轴向拉力设计值

危岩编号	设计工况	$E/ (kN \cdot m^{-1})$	H/ m	$e_{hk}/ (kN \cdot m^{-1})$	锚杆倾角 $\alpha/(\circ)$	S_{sj}/ m	S_{yj}/ m	N_{ak}/ kN	N_a/ kN
W1-2	3	118.59	6.5	18.24	15	2	2	75.56	98.23
W1-1	3	140.28	7.5	18.71	15	2	2	77.46	100.70

4.2.1.2 锚杆钢筋级别和直径确定

表 8 锚杆锚固长度计算结果

危岩编号	设计工况	T_n/kN	钻孔直径 D/mm	钢筋直径 d/mm	ξ_1	ξ_2	f_b/kPa	f_{tb}/kPa	L_1/m	L_2/m	设计值 $/m$
W1-2	3	98.23	75	25	0.6	1	2950	200	0.71	2.09	3
W1-1	3	100.7	75	25	0.6	1	2950	200	0.73	2.14	3

4.2.1.4 格构及锚墩设计

锚杆布置于格构梁节点位置,格梁间距为 2 m,格梁断面为 0.2 m × 0.25 m,主筋上下各 2 根,直径为 12 mm,节点位置设置扩大锚墩,锚墩尺寸为 0.3 m × 0.3 m,厚同格梁厚度。

4.2.2 W2 危岩格梁支撑 + 锚杆工程设计(见图 10)

4.2.2.1 危岩荷载及支撑梁结构设计

(1) W2 危岩为坠落式,按最不利状态,危岩直接将掉落时,危岩重力为计算荷载。

计算公式为: $N = \gamma V$ 。

经过计算,危岩每延米重力为 $N = 26 \times 0.75 = 19.5 \text{ kN/m}$ 。

(2) 支撑梁结构设计。支撑梁断面面积为 0.3 m × 0.3 m,混凝土标号为 C25,钢筋保护层厚度为 30 mm,顶部横梁跨度为 1.5 m,支撑梁间距为 1.5 m。

4.2.2.2 横梁结构分析计算及配筋验算

4.2.2.2.1 荷载计算

锚杆钢筋级别和直径选取见表 7。

表 7 锚杆钢筋级别和直径计算

危岩编号	设计工况	N_a/kN	钢筋直径 $/mm$	钢筋级别	极限强度 $/MPa$	折减系数	极限荷载 $/kN$	备注
W1-2	3	98.23	25	HRB400	360	0.8	141.3	满足
W1-1	3	100.7	25	HRB400	360	0.8	141.3	满足

4.2.1.3 锚杆钻孔直径、锚固长度计算

锚杆钻孔为 75 mm,胶结砂浆选用 M30 水泥砂浆,锚固长度通过下式计算:

$$L_1 = T_n / (\xi_1 n \pi d f_b) \quad (\text{钢筋与胶结})$$

$$L_2 = T_n / (\xi_2 \pi D f_{tb}) \quad (\text{孔壁与胶结})$$

计算结果见表 8。

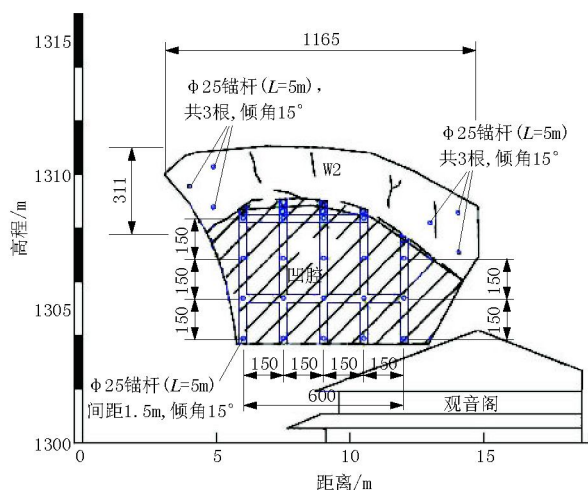


图 10 W2 危岩治理工程设计立面图

(1) 梁自重计算。

公式为: $q_{自} = 1.05 \gamma d_2$ 。

通过计算得: $q_{自} = 7.5 \text{ kN/m}$ 。

(2) 危岩荷载。

梁宽度为0.3 m,支撑宽度为1.5 m,换算成1 m宽梁所受荷载为 $N = 19.5 \times 1.5 \div 0.3 = 97.5 \text{ kN/m}$ 。

最终横梁所受荷载之和为105 kN/m。

4.2.2.2.2 内力计算

横梁内力按简支梁进行计算。

$$M_{\text{盖}} = ql^2/8$$

计算结果最大弯矩为29.53 kN·m,取安全系数为1.2,设计最大弯矩为35.44 kN·m。

4.2.2.2.3 横梁配筋

盖板采用C25混凝土进行现浇,梁厚为300 mm,受拉钢筋直径为12 mm HRB335钢筋,每1 m宽度布置7根,换算成0.3 m宽梁为3根,设计钢筋保护层厚度为30 mm。通过计算,横梁极限状态正截面承载内力为54.15 kN·m,大于设计最大弯矩35.44 kN·m。所以,以上配置的混凝土与钢筋满足要求。

4.2.2.3 其他设计

支撑柱与支撑柱间采用钢筋混凝土联系梁进行联系,将所有支撑柱连成整体,同时在贴坡竖梁中布置锚杆,锚杆长度为5 m,直径为25 mm钢筋,以增加支撑梁的整体稳定性。

4.3 支护方案治理效果分析

观音阁危岩根据方案总体布置及分项设计要求进行了治理,W1危岩采用“格构+锚杆”,W2危岩采用“格梁支撑+锚杆”进行了危岩的治理,抑制了危岩的进一步发育,危岩体已处于稳定状态,消除了景区内危岩体对居民及游客工作人员的生命财产威胁。治理效果见图11。

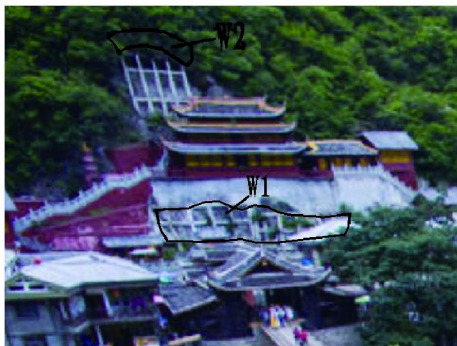


图11 危岩治理效果图

5 结论

(1)观音阁危岩是在受区域地形构造条件、岩体的工程地质条件、水文气象条件及人类工程活动等因素的影响,在内、外部因素共同作用下形成的,其中裂隙发育对其破坏起着决定性作用。W1-1危岩破坏模式为滑移式,W1-2危岩破坏模式为倾倒式,W2危岩破坏模式为坠落式。

(2)观音阁危岩在天然状态下,危岩体天然工况下处于稳定—欠稳定状态,暴雨工况下处于欠稳定—不稳定状态,地震工况下处于欠稳定—不稳定状态,急需采取治理措施。

(3)根据观音阁危岩的特点及红军桥景区环境等因素,以抓住关键,突出重点的思路,W1危岩采用了“格构+锚杆”支护和W2危岩采用了“格梁支撑+锚杆”相结合的支护方案进行治理,消除了灾害隐患,保护了居民的人身财产安全,为危岩的排危治理积累了经验。

参考文献:

- [1] GB 50330—2013,建筑边坡工程技术规范[S].
- [2] 刘维民,饶军应.四川理县看守所后山崩塌稳定性分析及治理[J].公路工程,2014,(1):202-211.
- [3] 叶四桥,唐良琴.重庆市云阳县磨子岭危岩研究与治理[J].地质灾害与环境,2005,(1):17-22.
- [4] 于廷新.四川地震灾区陈家山坪崩塌稳定性评价及治理研究[D].吉林长春:吉林大学,2010.
- [5] DB 50/140—2003,地质灾害防治勘察规范[S].
- [6] DZ/T 0219—2006,滑坡防治工程设计与施工技术规范[S].
- [7] 袁鹏,赵大军.宝兴县两河口山体崩塌应急治理方案设计[J].探矿工程(岩土钻掘工程),2016,43(1):20-26.
- [8] GB 18306—2001,中国地震动参数区划图[S].
- [9] 冯晓.三峡库区高陡边坡崩塌机理分析与治理研究[J].路基工程,2012,(2):69-73.
- [10] 李为乐,黄润秋,唐川,等.汶川地震触发的绵远河流域崩塌滑坡的特征[J].山地学报,2011,(4):483-492.
- [11] 陈洪凯.三峡库区危岩综合治理技术及应用[J].地下空间,2002,(2):97-107.
- [12] 吴琴.岩质边坡崩塌破坏机理及其稳定性分析方法[D].重庆:重庆交通大学,2010.
- [13] 杨志双,李广杰.灾害地质学[M].吉林长春:吉林大学出版社,2014.