

三峡库区公路陡高边坡拉裂-滑塌型危岩破坏机制分析^{*}

唐红梅, 闫凝, 周福川, 王林峰
(重庆交通大学 岩土工程研究所, 重庆 400074)

摘要:【目的】探究公路陡高边坡危岩的失稳破坏机制,对确保公路交通安全具有重要意义。【方法】针对三峡库区公路陡高边坡中受2组结构面切割控制形成的危岩,分析了首先受控于近水平层状第一条主控结构面逐渐受拉扩展,扩展至一定程度沿陡倾卸荷裂隙面第二条主控结构面滑移变形破坏的拉裂-滑塌型危岩地质模型。考虑危岩块间的相互作用,通过转角判断相邻危岩块的荷载传递;基于断裂力学方法构建了危岩体在自重与振动荷载作用下第一主控结构面拉断裂方程与破坏判别式,利用极限平衡理论构建了第二主控结构面在自重与振动荷载下的滑塌失稳判别式。通过对发生2007年11月20日三峡库区宜万铁路高阳寨隧道口20 m外的拉裂-崩塌型危岩破坏,分析了被2组结构面切割面形成的3块近临空面附近的危岩位于国道318线K1405上方,在自重与工程振动荷载作用下危岩失稳破坏机制。【结果】经计算发现,针对水平状第一主控结构面,底部危岩块与中间危岩块层面间受压,不会拉裂,底部与中间危岩块联合与顶部第三危岩块层面间也不会拉裂破坏,3块危岩块联合一体后顶部层面会被拉裂扩展,导致陡倾的第二主控结构面滑塌失稳破坏坠解体。【结论】计算结果与实际情况基本吻合,验证了含两条主控结构面的拉裂-滑塌型危岩的稳定性分析法的合理性,为危岩防治提供了重要的理论依据。

关键词:岩体力学;三峡库区;断裂力学;极限平衡;拉裂-滑塌型危岩

中图分类号:X43;P694

文献标志码:A

文章编号:1672-6693(2021)02-0038-10

危岩(Unstable rock)是指位于陡崖或陡坡上,被多组岩体结构面切割且稳定性较差的岩块体及岩块体组合^[1]。陡崖上危岩崩塌则是三峡库区主要的灾害地貌过程。若要清晰构建该地区危岩的形成机理、破坏机制,更应重视陡崖(含陡坡)的动力演化过程研究。对于边坡地质灾害过程的专门研究起始于国外^[2]。地质学家Davis和Penck在理论研究与野外踏勘相结合的基础上各自提出了地貌演化模型,他们的成果在风化和坡体后退发育领域仍具有一定的指导意义。张倬元等人^[3]对工程地质问题进行了系统的分析与论述,指出陡崖的边坡演化过程极其复杂。国内学术界对于地貌过程的研究多侧重于第四纪沉积物的沉积作用阶段^[4]。

随着三峡大坝的建成与经济的发展,库区危岩灾害防治工作有序开展。21世纪初,陈洪凯等人^[5-6]就三峡库区陡崖及陡坡上的崩塌源进行了系统的研究和分类,为危岩的防治指明了方向。根据文献[1]中提出的“破坏模式分类法”,危岩分为压剪滑动型(滑塌式)、拉剪倾倒型(倾倒式)、拉裂坠落型(坠落式)及拉裂-压剪破坏型这4类,其中有关前3种破坏模式的危岩失稳机理的研究已日臻成熟,陈洪凯等人^[7]运用极限平衡理论及岩体结构理论建立了前3类危岩的稳定性计算方法;王林峰等人^[8-9]先后以三峡库区内含有两组及两组以上结构面的缓倾岩质边坡和反倾岩质边坡为研究对象,基于断裂力学和材料力学理论对它的破坏机制进行了研究;陈洪凯等人^[10]通过分析临空危岩块体在自重作用下产生的挠度,就缓倾岩质陡坡后退演化的力学机制进行了研究;唐红梅等人^[11]通过分析临空危岩块体在自重作用下产生的转角,对上、下岩层间的相互作用进行了研究;王林峰、陈洪凯等人^[12-13]采用断裂力学方法对三峡库区岩质边坡稳定性、可靠度等问题进行了分析。

三峡库区公路陡高边坡含有较陡倾裂隙与近水平状岩层结合形成拉裂-滑塌型危岩破坏受控于两条主控结构面,失稳破坏机制更加复杂,研究成果甚少。因此,基于三峡库区公路陡高边坡由较陡倾裂隙与近水平状岩层

^{*} 收稿日期:2020-10-23 修回日期:2020-12-02 网络出版时间:2021-04-09 8:44

资助项目:国家自然科学基金(No. 51678097;No. 51378521)

第一作者简介:唐红梅,女,研究员,博士生导师,研究方向为岩土与地质灾害的减灾理论与防治技术,E-mail:hmtang6778@sina.com

网络出版地址:https://kns.cnki.net/kcms/detail/50.1165.N.20210408.1327.009.html

结合的拉裂-滑塌型危岩含有2条主控结构面,本文通过地貌演化和荷载分析构建了拉裂-滑塌型危岩的地质模型和力学模型,并考虑危岩块间的相互作用,应用极限平衡法与断裂力学理论构建了该危岩的两条主控结构面在振动荷载作用下的失稳破坏判别式。通过对三峡库区宜万铁路高阳寨隧道口外危岩的崩塌实例^[14]验证拉裂-滑塌型危岩失稳判别式的合理性。研究成果有望对三峡库区内该类危岩的防治工程提供重要的理论指导。

1 拉裂-滑塌型危岩崩塌的地质模型

三峡库区的近于水平状公路陡高边坡常由硬岩如砂岩、灰岩与软岩如泥岩、页岩或泥灰岩等构成软硬相间的岩性组合。在成坡过程中,边坡临空面附近岩体由于卸荷回弹,引起岩体应力重分布并在局部地区造成应力集中,在边坡临空面附近形成与边坡临空面近于平行的断续卸荷裂隙结构面(图1a)。在陡高边坡演化过程中,由于软、硬岩层差异风化,硬岩抗风化能力强形成陡崖,软岩抗风化能力弱形成岩腔(图1b)。随着差异风化的进行,岩腔继续发育,岩腔顶部危岩体会受拉产生竖向坐落、外倾变形,对岩腔内的裂隙具有压剪作用,导致岩腔后壁崩解、后退,呈现压裂风化。差异风化、自然风化、压裂风化等共同作用促进岩腔向纵深发展形成拉裂-滑塌型危岩。

由图2可见,在长期地质作用、自重和可变振动荷载作用下,危岩沿水平状层理面 BB_1 不断拉裂,最终水平状拉裂缝与第二主控结构面卸荷裂隙相交、贯通,致使危岩体 ABB_1A_1 整体失稳破坏。因此,拉裂-滑塌型危岩受制于两条主控结构面:第一主控结构面为近于水平层状面如 BB_1 和第二主控结构面较陡卸荷裂隙如 B_1A_1 ;首先第一主控结构面受拉扩展,扩展至临界状态后沿第二主控结构面 B_1A_1 滑移变形,变形达到阈值后导致危岩块失稳坠落,呈现先拉裂后滑塌的失稳破坏模式。图3为含水平层状裂隙和中陡倾卸荷裂隙拉裂-滑塌型危岩体,下部危岩块已拉裂-滑塌失稳。



图1 含断续较陡倾裂隙的近水平岩层地质演化模型

Fig. 1 Diagram of an approximate horizontal bedding geological evolution model with discontinuous steep-dip cracks

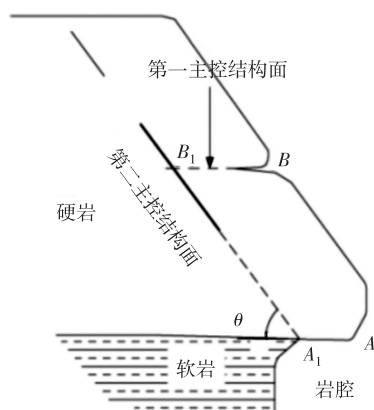


图2 拉裂-滑塌型危岩模型

Fig. 2 Model diagram of tensile fracture-sliding

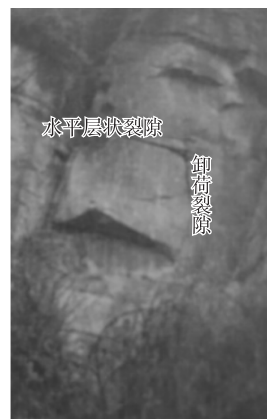


图3 危岩失稳实物图

Fig. 3 Diagram of rock unstable rock in stability physical

2 拉裂-滑塌型危岩稳定性分析

拉裂-滑塌型危岩体的失稳破坏问题可视为主控结构面在荷载作用下的断裂扩展致滑塌失稳问题。

2.1 上、下相邻岩块的相互作用

将处于临空面附近、含断续较陡倾卸荷裂隙的危岩块在自重作用下的变形视为悬臂梁变形问题。对上、下岩层之间的作用力与在自重作用下的转角 β 之间的关系进行分析。危岩块 R_1, R_2 相互作用的 3 种情况如图 4a, b, c 所示。

以 i 表示图 4 中所示危岩, 根据文献[5], 危岩块 R_i 的裂隙尖点在自重作用下, 不计孔隙水压力作用的拉应力可由 $q_i = \frac{M_i}{bh_i^2}$ 表示。其中: b 代表危岩体沿陡坡走向的单位宽度, 记为 1 m, M_i 代表 R_i 岩块自重卸荷裂缝尖点处的弯矩(单位: $\text{kN} \cdot \text{m}$), h_i 代表 R_i 危岩块主控结构面未贯通段高度(单位: m)。拉应力公式可简化为:

$$q_i = \frac{6M_i}{h_i^2} \quad (1)$$

R_i 危岩块卸荷裂隙尖点处拉伸长度为:

$$\Delta L_i = \frac{L_i \times q_i}{E_i} \quad (2)$$

以图 4 为例, (2) 式中 L_i 代表 R_i 危岩块宽度(单位: m), E_i 代表弹性模量(单位: GPa)。

进而可得 R_i 危岩块的转动角度:

$$\beta_i = \arctan \frac{2 \times \Delta L_i}{h_i} \quad (3)$$

由(1)~(3)式联立, 有:

$$\beta_i = \arctan \frac{12L_i \cdot M_i}{E_i \cdot h_i^3} \quad (4)$$

由(4)式可分别计算出图 4 中 R_1, R_2 危岩块的转角 β_1, β_2 , 且根据 β_1, β_2 的大小关系以及 R_1, R_2 之间的约束关系一共可分为 4 种情况:

- 1) 当 $\beta_1 < \beta_2$ 时, R_2 危岩块的变形、旋转受到 R_1 危岩块的约束, 此时 R_2 危岩块对 R_1 危岩块有压应力作用(图 4a)。
- 2) 当 $\beta_1 > \beta_2$ 且 R_1, R_2 危岩块层间结构面完全贯通时, 危岩块之间没有荷载传递(图 4b)。
- 3) 当 $\beta_1 > \beta_2$ 且 R_1, R_2 危岩块层间结构面尚未完全贯通时, R_2 危岩块对 R_1 危岩块有拉力作用, 此时 R_1 危岩块的旋转会受到 R_2 岩块的约束(图 4c)。
- 4) 当 $\beta_1 = \beta_2$ 时, 上下危岩块之间没有荷载传递。

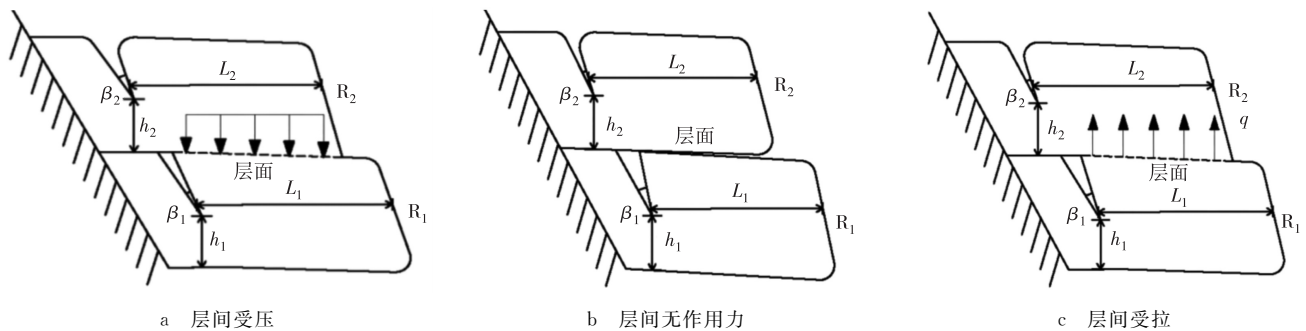


图 4 上、下相邻危岩块的相互作用示意图

Fig. 4 Schematic diagram of the interaction between adjacent un-stable rock above and below

2.2 拉裂-滑塌型危岩第一主控结构面稳定性分析

2.2.1 荷载分析 以图 2 为例, 为便于对拉裂-滑塌型危岩的主控结构面进行力学机制分析, 主控结构面破坏过

程服从下列基本假定:

- 1) 危岩体第一主控结构面 BB_1 为近水平状,并呈现拉裂破坏机理,即符合图 4c 的所示的破坏模式;
- 2) 不考虑第一主控结构面的剪力、裂隙水压力的作用;
- 3) 危岩体视为各向同性的均质刚体,不考虑内部其他裂纹产生的影响;
- 4) 第一主控结构面 BB_1 拉裂扩展过程中,第二主控结构面 B_1A_1 未贯通段的阻滑力未达到抗剪强度极限,使得岩桥长度不变。第一主控结构面破坏后才发生第二主控结构面的破坏。

拉裂-滑塌型危岩的力学机制的复杂性在于第一主控结构面开裂时,危岩体会受到来自后部岩体的支撑、阻滑作用。作用在第一主控结构面尖点 A 处的弯矩与裂隙贯通程度有关。将危岩体视为平面应变问题,计算模型见图 5。

图 5a,b 分别表示同一危岩体的第一主控结构面的不同扩展阶段;图 6 为拉裂-滑塌型危岩三维模型。 R_1 岩块为危岩体, AB 表示第一主控结构面未贯通段,长度为 s (单位:m); CD 则代表第二主控结构面(即卸荷裂隙)未贯通段,高度为 h (单位:m); θ 为卸荷裂隙倾角(单位:°); L 为危岩体长度(单位:m); H 为危岩体的高度(单位:m)。图 6 中, a 为第一主控结构面贯通段长度, b 为危岩体沿斜坡走向的长度,单位均为 m。

以第一主控结构面尖点 A 为原点建立平面直角坐标系, O 为危岩体重心。假设第一主控结构面开裂初期, A 点同时位于 R_1 岩块重心、第二主控结构面未贯通段(即 CD 段)中垂线外侧,即如图 5a 所示。此时第一主控结构面未贯通段(即 AB 段)较长,作用在 A 点处的弯矩 M_A (单位: $\text{kN} \cdot \text{m}$) 可由 R_1 岩块自重弯矩 M_G 、地震力作用弯矩 M_{P_V} 和 M_{P_L} 、 R_2 岩块的拉应力弯矩 M_F 、后部岩体支撑力弯矩 M_N 以及阻滑作用弯矩 M_T 表示,单位均与 M_A 相同。可由

$$M_A = M_F + M_N + M_T - M_G - M_{P_V} - M_{P_L} =$$

$$F \cdot \frac{s}{2} + T \cdot s \cdot \sin \theta + N \left(s \cdot \cos \theta - \frac{H-h}{\sin \theta} \right) - (W + P_V) \left(s - \frac{H}{2 \tan \theta} - \frac{L}{2} \right) - W - P_L \cdot \frac{H}{2}$$

得出。式中: W 为危岩体自重, P_V 为垂直地震力, P_L 为水平地震力, F 为 AB 面的拉力, N 为 CD 面上的支撑力, T 为 CD 面上的阻滑力,单位均为 kN 。

上式及图 5a 所对应的情况只是拉裂-滑塌型危岩的第一主控结构面扩展过程的初期阶段,不具有普遍性。三峡库区陡崖上危岩体的长度 L 、高度 H 、卸荷裂隙长度及倾角等产状特征千差万别,开裂初期, A 点与危岩体重心、第二主控结构面未贯通段(即 CD 段)中垂线的位置相对关系也不唯一。但由拉裂-滑塌型危岩崩塌演化机理可知,此阶段第一主控结构面贯通度较低,危岩整体仍处于稳定状态,可以不做考虑。

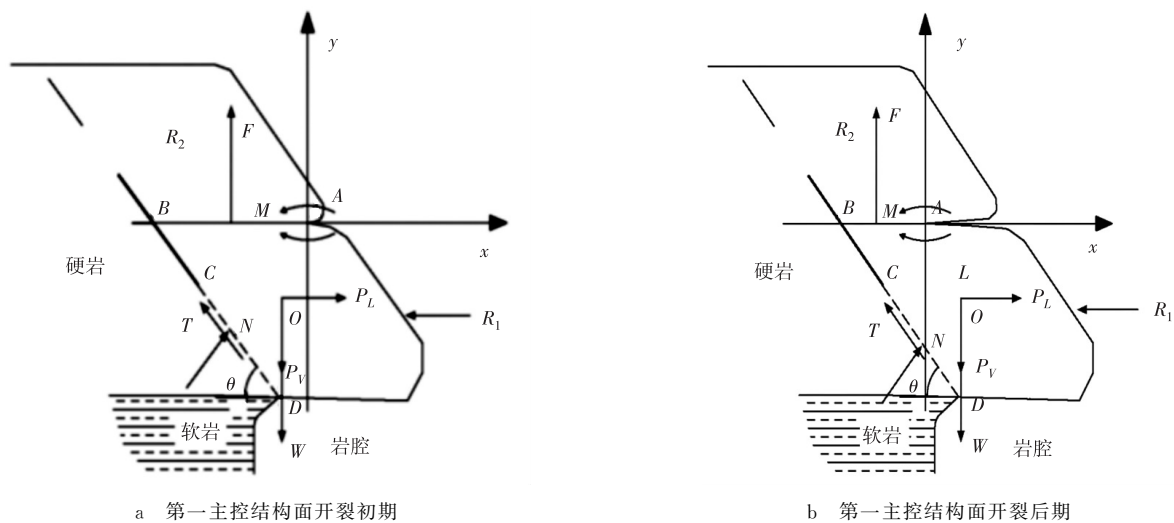


图5 拉裂-滑塌型危岩第一主控结构面计算模型

Fig. 5 Calculation model of the first potential control fissure of tensile fracture-sliding unstable rock

第一主控结构面的不断扩展, A 点的位置随之内移并与后部的卸荷裂隙逐步相交、贯通。当 A 点扩展至同时位于 R_1 岩块重心、第二主控结构面未贯通段(即 CD 段)中垂线内侧时, 如图 5b 所示, 列出此阶段 A 点处的弯矩平衡方程:

$$\begin{aligned} \sum M &= 0, \\ M_A &= M_a + M_{P_V} + M_T + M_F - M_N - M_{P_L} = \\ (W + P_V) &\left(\frac{H}{2 \tan \theta} + \frac{L}{2} - s \right) \cdot W + T \cdot s \cdot \sin \theta + F \cdot \frac{s}{2} - N \left(\frac{H - \frac{h}{2}}{\sin \theta} - s \cdot \cos \theta \right) - P_L \cdot \frac{H}{2}. \end{aligned} \quad (5)$$

(5) 式及图 5b 所对应的地质模型是第一主控结构面扩展至后期时的必然情形, 是第一主控结构面达到拉裂临界条件的必经过程, 具有普遍性。

根据图 5b 模型建立静力平衡方程:

$$\begin{aligned} \sum F_x &= 0, \sum F_y = 0, \\ P_L + N \sin \theta - T \cos \theta &= 0, \\ F + N \cos \theta + T \sin \theta - W - P_V &= 0. \end{aligned} \quad (6)$$

参考相关规范^[15], 得到参数 $P_L = \alpha \cdot W$, $P_V = 0.65\alpha \cdot 0.75W = 0.4875\alpha \cdot W$, 式中: α 代表水平震动影响系数。

当第一主控结构面未贯通段拉应力 q 与岩石抗拉强度 f_{lk} 相等时, 第一主控结构面达到极限平衡状态, 并将在尖点 A 处继续开裂扩展, 此时有 $F = f_{lk} \cdot bs$ 。将此式代入(6)式, 可解得第一主控结构面达到极限平衡状态时, CD 面上的支撑力为:

$$N = \frac{(0.4875\alpha + 1 - \tan \theta \cdot \alpha)W - f_{lk} \cdot bs}{\cos \theta (\tan^2 \theta + 1)},$$

阻滑力为:

$$T = \frac{\alpha \cdot W + (1 + 0.4875\alpha)W \cdot \tan \theta - f_{lk} \cdot bs \cdot \tan \theta}{\cos \theta (\tan^2 \theta + 1)}.$$

将支撑力 N 和阻滑力 T 代入(5)式, 可以求出 A 点的弯矩 M_A 。

2.2.2 第一主控结构面断裂扩张判据 将拉裂-滑塌型危岩的第一主控结构面开裂过程简化为 I 型断裂模型来求解。 R_1 危岩体由弯矩、拉力产生的应力强度因子^[16]分别为:

$$K_{11} = F(a) \sigma_{\max} \sqrt{\pi a}, \quad (7)$$

$$K_{12} = 1.12q \sqrt{\pi a}. \quad (8)$$

式中: a 为第一主控结构面贯通段(即裂隙)长度(单位: m), 下同。

根据应力强度因子的叠加原理, 危岩第一主控结构面第 I 类应力强度因子即:

$$K_I = K_{11} + K_{12} \quad (9)$$

根据图 5 及(7), (8)式得: $F(a) = 1.122 - 1.40R + 7.33R^2 - 13.08R^3 + 14.00R^4$, $\sigma_{\max} = \frac{6M}{b \cdot s^2}$, $R = \frac{a}{L}$ 。

拉裂-滑塌型危岩第一主控结构面的应力强度因子随该结构面上的拉应力 q 的增大而增大, 直至拉应力达到结构面抗拉强度 f_{lk} 而继续开裂。定义第一主控结构面的拉裂稳定系数 $F_k = \frac{K_{1c}}{K_I}$ 。式中: K_{1c} 为岩体的断裂韧度(单位: $\text{MPa} \cdot \text{m}^{\frac{1}{2}}$)。

当 $F_k > 1.0$ 时, 第一主控结构面处于稳定状态;

当 $F_k = 1.0$ 时, 第一主控结构面处于极限平衡状态;

当 $F_k < 1.0$ 时, 第一主控结构面已经开裂。

2.3 第二主控结构面稳定性分析

图 5b 中, 危岩第一主控结构面 AB 不断扩展, 最终与岩体卸荷裂隙 BC 完全贯通, 这一阶段危岩体在第二主

控结构面呈现压剪滑动破坏机理。第一主控结构面完全贯通后,取 R_1 危岩体为隔离体,三维计算模型见图 7。图中各字母含义同图 5b、图 6。

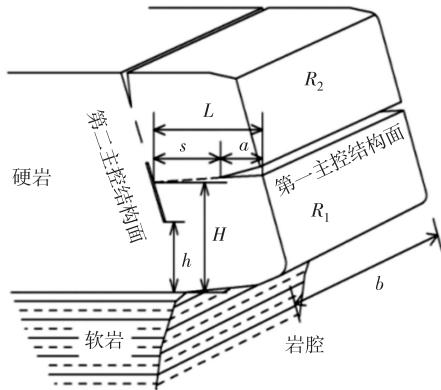


图6 拉裂-滑塌型危岩立体

Fig. 6 Three-dimensional diagram of tensile fracture-sliding unstable rock

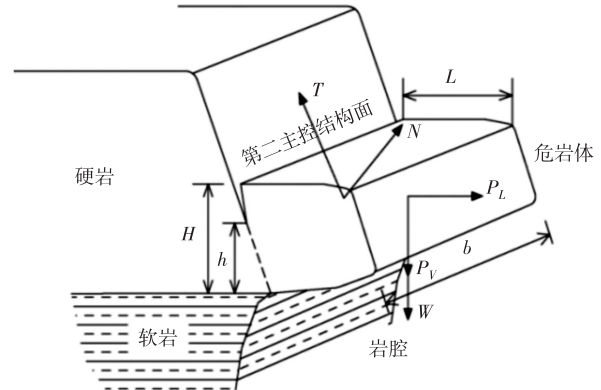


图7 第二主控结构面计算模型

Fig. 7 Calculation model of the second potential control fissure

CD 段的压应力为:

$$\sigma_n = \frac{(1+0.9875\alpha)W \cdot \cos\theta - \alpha W \cdot \sin\theta}{\frac{bh}{\sin\theta}} \quad (10)$$

假设第二主控结构面的摩擦角为 φ (单位:°), 粘聚力为 C (单位:MPa), 则根据库伦强度准则, 抗剪强度为:

$$\tau_f = \sigma_n \tan \varphi + C, \quad (11)$$

CD 段的剪应力为:

$$\tau = \frac{(1+0.4875\alpha)W \cdot \sin\theta + \alpha W \cdot \cos\theta}{\frac{bh}{\sin\theta}} \quad (12)$$

拉裂-滑塌型危岩从第一主控结构面贯通到第二主控面破坏需要一定时间, 这一过程中地震通常已经结束。第二主控结构面破坏过程中可不计地震作用, 此时(10), (12)式中的水平地震影响系数 α 可取为 0。

第二主控结构面的呈现压剪-滑动的失稳模式, 抗剪稳定系数为:

$$F_s = \frac{\tau_f}{\tau}, \quad (13)$$

当 $F_s > 1.0$ 时, 第二主控结构面处于稳定状态; 当 $F_s = 1.0$ 时, 第二主控结构面处于极限平衡状态; 当 $F_s < 1.0$ 时, 第二主控结构面已经滑动破坏。

3 算例分析

3.1 实例介绍

以三峡库区宜万铁路高阳寨隧道口旁危岩群为例。该陡崖地层主要由灰岩构成。岩体具有近水平层状层理和与坡面近似平行的卸荷裂隙的两组结构面切割(图 8)。该危岩于 2007 年 11 月 20 日发生岩崩事故(图 9), 事故原因系隧道洞口边坡岩体在长期表生地质作用及施工爆破扰动下, 边坡岩石沿原生节理面与母岩分离, 在自身重力作用与爆破振动荷载作用下失稳向坡外滑出坠落, 瞬间向下崩塌解体。

该崩塌灾害源于近临空面附近的三层危岩体崩落, 即图 8 中 S_1, S_2, S_3 。崩塌前 3 块危岩体平均断面尺寸 $5.2 \text{ m} \times 8.3 \text{ m} \times 11.6 \text{ m}$ (图 6 中 $L \times H \times b$)。天然重度 $25 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$ 、弹性模量 E 为 20 GPa , 临空面坡度 θ 约 73° 。近水平层理面为第一主控结构面, 图 8 中 S_1, S_2, S_3 危岩的上部结构面贯通度平均值分别为 $20\%, 10\%$ 和 8% ; 层间抗拉强度 f_{tk} 平均值为 0.6 MPa 。灰岩断裂韧度 K_{Ic} 平均值取 $1.60 \text{ MPa} \cdot \text{m}^{\frac{1}{2}}$ 。第二主控结构面为卸荷裂隙, 图 8 中 S_1, S_2, S_3 的后部结构面贯通度平均值分别为 $23.3\%, 25\%$ 和 19.3% 。

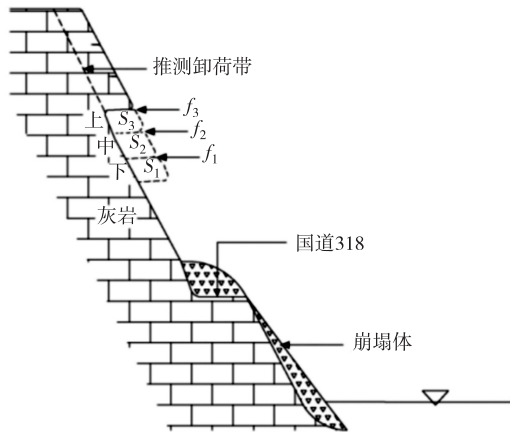


图 8 隧道口外危岩地质剖面

Fig. 8 Schematic diagram of geological model outside the cave entrance



图 9 隧道洞口外的岩崩事故图

Fig. 9 Rockfall accident scene outside the cave entrance

图 8 中 f_1 代表危岩体 S_1, S_2 岩层间界面; f_2 代表危岩体 S_1, S_2 岩层间界面; f_3 代表危岩体 S_3 岩层顶面。 f_1, f_2, f_3 均为第一主控结构面。

3.2 施工爆破的振动效应

施工爆破产生的应力波使岩层内原有的层理面、裂隙面、软弱夹层等产生错动,使边坡的抗拉、抗剪强度急剧降低,爆破后会在介质的一定范围内产生地震现象。丁宝荣等人^[17]提出了地震烈度与峰值振动速度相关性的拟合公式:

$$I = 3.61 \cdot \log_{10} V + 2.72. \quad (14)$$

式中: V 为爆破地震峰值速度, I 为烈度。

爆破安全规程^[18]中提出了爆破地震峰值速度与炸药量、爆心距等影响因素的关系式:

$$V = K \left(\frac{\sqrt[3]{Q}}{S} \right)^a. \quad (15)$$

式中: Q 为药量(单位: kg), S 为震中距(单位: m), K, a 分别为与岩石特性和爆破方法相关的常数、衰减指数。

按现行国家标准^[15]的有关规定,抗震设防烈度是指 50 a 内超越概率 10% 的地震烈度。它的地震影响系数应根据烈度、场地类别、设计地震分组和结构自振周期以及阻尼比等情况确定。水平地震影响系数 α 最大值应按表 1 确定。

表 1 水平地震影响系数 α 取值Tab. 1 Influence coefficient of horizontal earthquakes α

震动烈度	VI	VII	VIII	IX
多遇地震	0.04	0.08(0.12)	0.16(0.24)	0.32
罕遇地震	0.28	0.50(0.72)	0.90(1.20)	1.40

注: 括号中数值分别用于设计基本地震加速度为 0.15g 和 0.30g 的地区

高阳寨危岩所在地湖北省巴东县属于 VI 度抗震设防区。

查阅相关规范^[18], (15) 式中 K 取 150, a 取 1.5。高阳寨危岩崩塌时, 隧道施工爆破所用炸药 300 kg, 爆破点距危岩崩塌点平均距离 20 m。由 (14), (15) 式可解得, 此次施工爆破在危岩崩塌点引起的地震烈度约为 VIII 度, 水平地震影响系数 α 取 0.16。

3.3 危岩结构面稳定性分析

将高阳寨危岩相关参数代入 (4) 式, 解得 $\beta_1 = 2.28^\circ, \beta_2 = 2.75^\circ, \beta_3 = 2.16^\circ$ 。可见 f_1 面受压; f_2 面受拉, 符合图 4c 的破坏模式。研究高阳寨危岩块 S_1, S_2, S_3 的产状特征可见, 三者均符合图 5b 的发育情形。

取危岩块 S_1 , 利用 (5) 式计算爆破振动烈度为 VIII 度时, 第一主控结构面 f_1 面达到极限平衡状态时的尖点弯

矩,然后采用(7)~(9)式对该面的断裂强度因子 K_1 进行计算,结果见表 2。字母含义同前。

表 2 f_1 面断裂强度因子计算表
Tab. 2 Calculation table of fracture strength factor of the f_1

W/kN	H/m	h/m	L/m	s/m	b/m	$M/(\text{kN} \cdot \text{m})$	σ_{\max}/MPa	$K_1/(\text{MPa} \cdot \text{m}^{\frac{1}{2}})$
12.97×10^3	8.6	6.6	5.2	4.16	11.6	-37.36×10^3	-1.12	—

由表 2 可见,取 S_1 岩块为危岩体时, f_1 面尖点处弯矩为负,即 S_1, S_2 岩层间受压,与(4)式的计算结果及结论相符合。因此可将 S_1, S_2 岩层视为整体 S_{1-2} ,继续对 f_2 面的断裂强度因子 K_1 及拉裂稳定系数 F_k 进行计算、分析。结果见表 3。

表 3 f_2 面稳定系数计算表
Tab. 3 Calculation table of stability coefficient of the f_2

W/kN	H/m	h/m	L/m	s/m	$M/(\text{kN} \cdot \text{m})$	σ_{\max}/MPa	$K_1/(\text{MPa} \cdot \text{m}^{\frac{1}{2}})$	F_k	破坏情况
25.03×10^3	16.6	12.6	5.2	4.68	23.03×10^3	0.54	1.58	1.01	基本安全

由表 3 可见,将 S_1, S_2 岩层视为一个整体时, f_2 面受拉,且拉裂稳定系数 F_k 大于 1.0。此时该结构面保持基本稳定,因此可进一步将 S_1, S_2, S_3 三者视为整体岩块 S_{1-2-3} 。此时 S_{1-2-3} 高度达到 24.9 m,可视为长岩柱,因此 S_{1-2-3} 岩块对顶部结构面的拉裂效应更加明显。按照上述方法对 S_{1-2-3} 岩块顶部结构面(即 f_3 面)的拉裂稳定性进行分析。结果见表 4。

表 4 f_3 面稳定系数计算表
Tab. 4 Calculation table of stability coefficient of the f_3

W/kN	H/m	h/m	L/m	s/m	$M/(\text{kN} \cdot \text{m})$	σ_{\max}/MPa	$K_1/(\text{MPa} \cdot \text{m}^{\frac{1}{2}})$	F_k	破坏情况
37.55×10^3	24.9	19.3	5.2	4.78	124.74×10^3	2.82	4.15	0.39	已破坏

由表 3 可见,将 S_1, S_2, S_3 岩层视为一个整体时, f_3 面的稳定系数 F_k 小于 1.0 并继续拉裂、发生破坏。

第一主控结构面破坏并贯通后, S_{1-2-3} 岩块进入第二主控结构面破坏阶段。对后部断续卸荷裂隙进行分析。危岩卸荷裂隙的抗剪强度指标受施工长期扰动的影响而减弱。高阳寨危岩体粘聚力取 140 kPa,内摩擦角约为 35° 。按照(10)~(13)式的第二主控结构面稳定性分析方法进行研究,爆破振动烈度为Ⅷ度时的计算结果见表 5。

表 5 第二主控结构面稳定系数计算表
Tab. 5 Calculation table of stability coefficient of the second potential control fissure

b/m	h/m	W/kN	α	τ_f/kPa	τ/kPa	F_s	稳定情况
11.6	19.3	37.55×10^3	0.16	158	173	0.91	已破坏

由表 4 可见,将 S_1, S_2, S_3 岩层视为一个整体时,后部卸荷裂隙(即第二主控结构面)的稳定系数 F_s 小于 1.0,此时拉裂-滑塌型危岩整体失稳破坏。

4 结束语

本文针对三峡库区公路陡高边坡含较陡倾卸荷裂隙与近水平层状岩层构成的拉裂-滑塌型危岩,在考虑长期地质作用与振动荷载下,构建了它的地质模型与力学模型,并考虑危岩块间的相互作用,通过转角判断荷载传递,基于断裂力学与极限平衡进行了力学破坏机制分析。

1) 较陡公路边坡与近水平层状岩体结合形成的拉裂-滑塌型危岩含有两条主控结构面,第一条主控结构面为近水平状,由于软、硬岩层差异风化,在岩面交界软岩处产生岩腔,在长期地质作用、自重荷载与动荷载作用下呈现拉裂破坏;第二条主控结构面为较陡倾的断续卸荷裂隙面,与公路边坡斜坡面近似平行,由边坡卸荷回弹作用产生,在荷载作用下呈现滑移破坏特征。该类危岩体在荷载作用下首先是第一条主控结构面逐渐受拉扩展,

扩展至一定程度时危岩体沿第二条卸荷主控结构面滑移变形,达到变形阈值后整体滑移坠落破坏。

2) 考虑危岩块的相互作用,通过转角判断相邻危岩块荷载作用方式,针对对拉裂-滑塌型危岩基于断裂力学构建了第一主控结构面在自重、振动荷载下的拉断断裂力学方程与判据,利用摩尔-库伦强度准则与极限平衡法对第二主控结构面在自重与振动荷载作用下的抗剪稳定性进行了分析。

3) 针对三峡库区宜万铁路高阳寨隧道洞口外 20 m 左右,位于国道 318 线公路陡高边坡的临空面附近 3 块危岩块的拉裂-滑塌型危岩受到近水平状层面与坡面平行的卸荷裂隙两组结构面的切割,在自重与工程振动荷载下发生的崩塌灾害进行了分析,对近水平状第一主控结构面计算表明,最下部危岩块与中间的第二危岩块的层间处于受压状态,不会拉裂;将最下部与中间危岩块 2 块危岩块视为一个整体,与上部第 3 块危岩块间的水平状的第一主控结构面的稳定系数大于 1.0,也不会拉裂;若将 3 块危岩块视为一个整体时,危岩体的水平状第一主控结构面与第二主控卸荷陡倾结构面的稳定系数均小于 1,导致危岩体整体滑移坠落破坏解体,这与现场的破坏情况是一致的,说明本文建立的计算方法是合理的。本文的研究成果为公路陡高边坡危岩的防治提供了重要的理论依据。

参考文献:

- [1] 陈洪凯,唐红梅,叶四桥,等. 危岩防治原理. [M]. 北京:地震出版社,2006.
CHEN H K, TANG H M, YE S Q, et al. Principles of dangerous rock prevention and control[M]. Beijing: Seismological Press, 2006.
- [2] RICHARD J C, STANLY A S, DAVID E S. Geomorphology[M]. Cambridge: The University Press of Cambridge, 1984.
- [3] 张倬元,王士天,王兰生,等. 工程地质分析原理[M]. 第 4 版. 北京:地质出版社,2016.
ZHANG Z Y, WANG S T, WANG L S, et al. Principles of engineering geology analysis[M]. 4th Edition. Beijing: Geological Publishing House, 2016.
- [4] 韩智勇,李徐生,胥勤勉,等. 三峡库区地貌过程的速率. [J]. 地理研究, 2006, 25(1): 71-78.
HAN Z Y, LI X S, XU Q M, et al. The rate of geomorphic processes in the Three Gorges reservoir area[J]. Geographical Research, 2006, 25(1): 71-78.
- [5] 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 H K, TANG H M. Research on the classification and macro-criteria of dangerous rocks in the Three Gorges reservoir area of the Yangtze river[J]. The Chinese Journal of Geological Hazard and Control, 2005, 16(4): 53-57.
- [6] 陈洪凯,唐红梅,王林峰,等. 危岩崩塌演化理论及应用[M]. 北京:科学出版社,2009.
CHEN H K, TANG H M, WANG L F, et al. Evolution theory and application of dangerous rock collapse[M]. Beijing: Science Press, 2009.
- [7] 陈洪凯,唐红梅,王蓉. 三峡库区危岩稳定性计算方法及应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 23(4): 614-619.
CHEN H K, TANG H M, WANG R. Calculation method and application of the stability of perilous rocks in the Three Gorges reservoir area[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, 23(4): 614-619.
- [8] 王林峰,唐红梅,唐芬,等. 复杂结构面缓倾层状岩体边坡破坏机制[J]. 岩土工程学报, 2017, 39(12): 2253-2260.
WANG L F, TANG H M, TANG F, et al. Failure mechanism of gently inclined layered rock mass slope with complex structural surface[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, 39(12): 2253-2260.
- [9] 王林峰,陈洪凯,唐红梅. 反倾岩质边坡破坏的力学机制研究[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(5): 884-889.
WANG L F, CHEN H K, TANG H M. Study on the mechanical mechanism of the failure of anti-dipping rock slopes[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, 35(5): 884-889.
- [10] 陈洪凯,唐红梅,王林峰,等. 缓倾角岩质陡坡后退演化的力学机制. [J]. 岩土工程学报, 2010, 32(3): 468-473.
CHEN H K, TANG H M, WANG L F, et al. The mechanical mechanism of the retreat evolution of a gently inclined rocky steep slope[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, 32(3): 468-473.
- [11] 唐红梅,王林峰,陈洪凯,等. 软弱基座陡崖上危岩崩落序列[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(2): 205-210.
TANG H M, WANG L F, CHEN H K, et al. Caving sequence of dangerous rock on the weak base cliff[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, 32(2): 205-210.
- [12] 王林峰,陈洪凯,唐红梅. 基于断裂力学的危岩稳定性可靠度优化求解[J]. 中国公路学报, 2013, 26(1): 51-57.
WANG L F, CHEN H K, TANG H M. Optimal solution of stability and reliability of dangerous rock based on fracture

- mechanics[J]. China Journal of Highway and Transport, 2013, 26(1): 51-57.
- [13] 陈洪凯, 鲜学福, 唐红梅. 危岩稳定性断裂力学计算方法[J]. 重庆大学学报, 2009, 32(4): 434-437.
CHEN H K, XIAN X F, TANG H M. Fracture mechanics calculation method for stability of dangerous rock[J]. Journal of Chongqing University, 2009, 32(4): 434-437.
- [14] 陈洪凯, 唐红梅. 三峡库区公路缓倾角岩层边坡崩塌机理及警报系统[J]. 重庆师范大学学报(自然科学版), 2009, 26(3): 1-4.
CHEN H K, TANG H M. The collapse mechanism and warning system of the slope of the road with low dip angle in the Three Gorges reservoir area[J]. Journal of Chongqing Normal University (Natural Science), 2009, 26(3): 1-4.
- [15] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 建筑抗震设计规范: GB50011—2010[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2016: 35-42.
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Code for seismic design of buildings: GB50011—2010[S]. Beijing: China Architecture Publishing & Media Co, Ltd, 2016: 35-42.
- [16] 中国航空研究院. 应力强度因子手册[M]. 北京: 科学出版社, 1981.
China Academy of Aeronautics. Handbook of stress intensity factors[M]. Beijing: Science Press, 1981.
- [17] 丁宝荣, 孙景江, 杜轲, 等. 地震烈度与峰值加速度, 峰值速度相关性研究[J]. 地震工程与工程振动, 2017, 37(2): 26-36.
DING B R, SUN J J, DU K, et al. Research on the correlation between seismic intensity and peak acceleration and peak velocity [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2017, 37(2): 26-36.
- [18] 中华人民共和国国家质量监督检验检疫总局. 爆破安全规程: GB6722—2014[S]. 北京: 中国标准出版社, 2014: 42.
General Administration of Quality Supervision, Inspection and Quarantine of the People's Republic of China. Safety Regulations for blasting: GB6722—2014[S]. Beijing: China Quality and Standards Publishing & Media Co, Ltd, 2014: 42.

Resources, Environment and Ecology in Three Gorges Area

Analysis on the Failure Mechanism of Tensile Fracture-Sliding of Unstable Rock with Steep Slope in the Three Gorges Reservoir Area

TANG Hongmei, YAN Ning, ZHOU Fuchuan, WANG Linfeng

(Geotechnical Engineering Institute, Chongqing Jiaotong University, Chongqing 400074, China)

Abstract: [Purposes] To explore the instability and failure mechanism of dangerous rocks in steep high slope of highway, which is of great significance to ensure the traffic safety of highway. [Methods] For highway slop in the Three Gorges Reservoir by 2 group of unstable rock structural plane cutting control live, it analyzed the first controlled by nearly horizontal layered first master structure surface tension gradually expand, expanded to a certain degree along the steep tipping fracture plane of the second master slip deformation and failure of structural surface cracking, slump type dangerous rock geological model. Considering the interaction between dangerous rock blocks, the load transfer of adjacent unstable rock blocks is judged by the angle of rotation. Based on the method of fracture mechanics, the failure discriminant of the first master controlled structural plane under dead weight and vibrating load is constructed, and the collapse and instability discriminant of the second master controlled structural plane under dead weight and vibrating load is constructed by using the limit equilibrium theory. Based on the rupture and collapse of the dangerous rock 20 meters away from the entrance of Gaoyangzhai Tunnel of Yiwan Railway in the Three Gorges Reservoir area on November 20, 2007, it analyzes the instability and failure mechanism of the dangerous rock which is located above the national Highway 318 line K1405 and formed by the cutting surface of two groups of structural planes. [Findings] The calculation, found that the first master structure for horizontal surface, unstable rock at the bottom and middle unstable rock block level compression, not cracking, bottom and middle dangerous rock joint and top nor between the third level of unstable rock cracking destruction, three pieces of unstable rock after the unity at the top level will be pull-apart extension, lead to steep dip second master fall in instability and failure of structural plane sliding collapse. [Conclusions] The calculated results are basically consistent with the actual situation, which verifies the effectiveness of the stability analysis method for unstable rocks with two main control fissures, and provides an important theoretical basis for the prevention and treatment of unstable rocks.

Keywords: rock mechanics; Three Gorges Reservoir Area; fracture mechanics; limit equilibrium; tensile fracture-sliding unstable rock