

古洞口水电站溢洪道高边坡稳定性分析

敖仁军

(国家电力公司中南勘测设计研究院, 湖南 长沙 410014)

摘要:介绍古洞口水电站溢洪道高边坡的地质条件,通过有限元的计算,评价分析了该边坡的稳定性,并指出在山区狭谷建面板堆石坝,溢洪道的布置对减少边坡开挖量,降低边坡加固处理工程量和节约工程投资都是十分重要的。

关键词:水电站;面板坝;溢洪道;软弱夹层;有限单元法

中图分类号:TV651.1

文献标识码:B

文章编号:1006-7647(2001)07-0032-02

1 地质背景

古洞口(I级)水电站位于湖北省兴山县境内,坝址位于长江支流香溪河上游古夫河段古洞口狭谷出口处,河谷狭窄,呈“U”型,两岸边坡陡峻,河谷深切,自然边坡高达300m以上,分布的地层主要为寒武系三游洞群(ϵ_{3sh})白云岩。

电站拦河坝为面板堆石坝,水库正常蓄水位为325.00m,库容为1.476亿 m^3 ,坝高为117.60m,装机45MW。该坝坝高目前仅次于天生桥一级电站,而且是建在具深厚覆盖层的山区河床上,由于面板堆石坝坝顶不能溢流,因此溢洪道的布置对堆石坝来说较难解决,特别是在山区狭谷河段,溢洪道的开挖形成人工高边坡,故边坡的稳定性对面板坝的安全非常重要。古洞口电站溢洪道边坡在开挖过程中曾产生局部失稳塌方,给工程及施工单位造成一定损失。

该边坡自开挖形成后,未进行系统加固,仅作局部加固,边坡运行至今稳定性尚好,因此该边坡的布置及开挖设计是比较科学合理的。

2 高边坡地质条件

2.1 边坡的组成及其形态特征

边坡位于大坝左岸,坡顶高程445m,溢洪道底板高程300m,坡高约145m,边坡为一横向坡,岩层略倾向坡外,倾角为 5° 。从上至下分布的地层为:奥陶系分乡组(O_{1f})薄层状页岩夹灰岩,南津关组(O_{1n})薄层至中厚层状灰岩,三游洞群(ϵ_{3sh})中至巨厚层状白云岩。人工边坡主要为三游洞群白云岩,第四系覆盖层及奥陶系灰岩在坡顶局部分布。设计开挖坡

比为:第四系覆盖层1:1.25,强风化岩1:0.75,弱风化岩1:0.5,微风化及新鲜岩1:0.33,见图1。

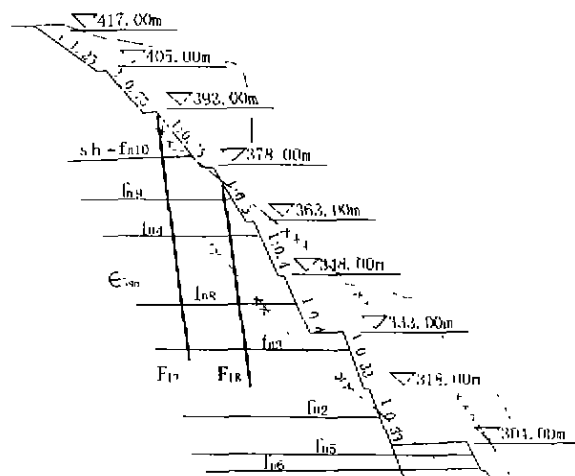


表 1 断层特征

编号	位置	产 状	破碎带宽/cm	特 征 描 述
F ₁₈	坝轴线附近	45°/SE∠35°	5	为一缓倾角断层,在公路边可见长 20cm 左右局部溶蚀现象。
F ₇	坝轴线上游	340°/SW∠85°	1~5	局部溶蚀呈张开状,充填有块石砂泥土,断面不平整。
F ₁₆	坝轴线上游	340°/SW∠85°	20~50	见有倾向 SE 倾角 10°~15°擦痕,错距约 10~20 cm,可能为一张性断层
F ₃₄	坝轴线下游	340°/SW∠80°	10~30	局部溶蚀呈张开状,充填有块石砂泥土。
F ₃₆	溢洪道右侧墙,与坝轴线平行	305°/SW∠85°	10~30	见有倾向 SE 倾角 10°~15°擦痕,错距不定,断层两侧岩体风化厚约 0.5 m
F ₁₇	坝轴线附近	5°/NW∠80°	5~20	夹有厚约 2~5 cm 的粉砂质泥,断面局部附有厚约 2 cm 方解石脉。

稳定性。在外界因素影响下,如降雨、人工爆破、地下水位骤涨等,这些楔形体有可能失稳塌滑。在边坡开挖过程中,位于 F₁₈断层上盘,高程 345~363 m,方量约 2000 m³ 的岩体,由于其底滑面软弱夹泥遇水软化,边坡开挖临空面形成,而沿其侧滑面 F₁₈断层崩塌,给该工程造成一定损失。

边坡岩体中发育的节理裂隙按其走向可分为四组:300°~340°、270°~290°、0°~25°及 30°~60°。其中走向为 300°~340°的节理组最为发育,规模较大,许多节理面附有擦痕,坡体中卸荷裂隙大多是沿该组节理裂隙发展而成,因此是影响边坡岩体稳定性主要因素之一。

2.3 物理地质现象

物理地质现象是边坡变形破坏过程中的地质记录,研究这些现象对揭示变形破坏的模式和机制具有重要意义。该边坡变形迹象表现为浅层滑移和沿裂隙卸荷、断层后期改造、层间滑移等。

2.4 边坡变形破坏边界条件的确定

根据地形地貌及边坡结构特征,其滑动破坏边界:底滑面为层间软弱夹层、侧滑面为高倾角、走向为 300°~340°的断层和裂隙,如 F₁₇、F₁₈、F₃₄断层,后缘拉裂面为走向 270°~290°断层、节理及卸荷裂隙。

3 高边坡稳定性评价

该边坡为一永久性高边坡,开挖区最大坡高在 145 m 以上(从溢洪道底板高程算起),平均坡比为 1:0.4,边坡下方为古洞口水电站面板堆石坝和 209 国道,因此溢洪道高边坡稳定性评价意义重大。

3.1 整体稳定性评价

采用平面非线性有限元方法对该边坡稳定性进行计算分析,计算采取三条剖面,其中位于溢 0+78 位置的 Y-23 剖面见图 1。

计算中考虑了人工开挖、水位变化、运行荷载、混凝土衬砌及喷锚支护等条件,计算剖面网络信息见图 2、主应力分布如图 3 所示。计算成果分析如下:①岩体开挖后,在边坡浅部出现拉应力,拉应力主要集中分布在高程 304 m 平台及陡倾角断层带上,量值一般为 0.2~0.62 MPa,最大值为 0.97 MPa,

分布深度为 4~5 m,最深为 10 m 左右,且蓄水后水位变化对应力的分布及大小的影响也不大;②边坡开挖后,在自然状态下,整体稳定性较好,只须注意浅部岩体塌落和受软弱结构面切割岩体的滑动;③水库水位骤降时,边坡岩体松弛深度增加,潜在不稳定范围增大,特别是高程 333 m 以下,岩体稳定性较差。

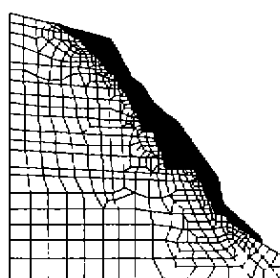


图 2 Y-23 剖面网络信息

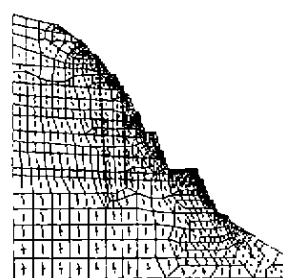


图 3 Y-23 剖面主应力分布

3.2 局部稳定性验算

溢洪道边坡岩体局部稳定性验算是在有限元计算基础上,采用刚体极限平衡 SARMAG 法进行,在不稳定单元分布图上确定不稳定块体($k < 1.3$)建立计算模型。模型的确定考虑了以下因素:①后缘拉裂面为一组走向为 270°~290°的裂隙;②岩层产状,按缓倾向坡外 5°计,后缘拉裂面倾角按 75°计;③底滑面为层间泥化夹层,强度参数 $c = 0.01$ MPa, $f = 0.3$,侧滑面强度参数 $c = 0.02$ MPa, $f = 0.3$ 。

稳定性计算采用刚体极限平衡 SARMAG 法,计算时滑动方向考虑两种可能:沿 F₁₈断层斜向下游滑动或沿垂直于边坡方向滑动,同时还考虑水的作用,计算成果见表 2。

表 2 SARMAG 法稳定性计算成果

计算条件	K 值	说 明
垂直于边坡方向滑动	1.749	考虑水的作用
	6.131	未考虑水的作用
沿 F ₁₈ 断层斜向下游滑动	1.636	考虑水的作用
	2.987	未考虑水的作用

3.3 稳定性评价及建议

总结上述分析计算,可得出如下结论:①边坡坡体没有大的地质构造切割,且岩石完整性较好,开挖后,在自然状态下稳定性较好;②水库蓄水后,在静水状态下,其边坡稳定性仍较好; (下转第 42 页)

a. 连续边界. 连续边界上的接触点的位移相容方程为

$$\bar{u}_i^{(a)} = \bar{u}_i^{(b)} + \delta_{i0} \quad (9)$$

b. 滑动边界. 在接触面的切平面 $\bar{x}$ 和 $\bar{y}$ 方向上接触力的合力达到极限值, 按库仑摩擦定律得

$$\left. \begin{aligned} \bar{R}_{\bar{x}} &= \mu |\bar{R}_{\bar{y}}| \cos \alpha \\ \bar{R}_{\bar{y}} &= \mu |\bar{R}_{\bar{x}}| \sin \alpha \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

c. 自由边界. 自由边界的相容方程为

$$\bar{R}_j = 0 \quad (11)$$

在外荷载一定时, 总可以根据上述 3 种状态的判断条件将不同围压作用下不同段的接触边界分为不同的接触状态. 在实际计算中, 先假设接触状态, 然后根据求解结果来判断和修正接触状态. 这样不断循环直到接触状态稳定为止. 据此, 笔者编制了相应的计算程序.

5 工程实例

某工程, 在正长岩中开挖一直径为 12 m 的地下隧道, 实测得弹性模量 $E = 10^5$ MPa, 泊松比 $\mu = 0.25$, 摩擦系数 $f = 0.7$, 结构面最大闭合应变为 $\varepsilon_{j0} = 300 \times 10^{-6}$, 结构面闭合模量 $E_j = 0.2 \times 10^5$ MPa. 实测地应力为 10 MPa. 计算采用 Drucker-Prager 屈服准则, 分别应用有限元法和弹塑性理论获得了径向位移 u_r 与半径 r 以及不同内水压力作用下围岩径向应力的数值解和理论解, 并分别绘制了它们的关系曲线, 如图 6 和图 7 所示. 从图中可以看出, 数值解与理论解具有较好的一致性.

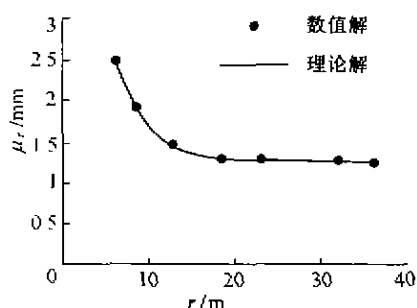


图 6 洞壁围岩径向位移与洞径关系曲线

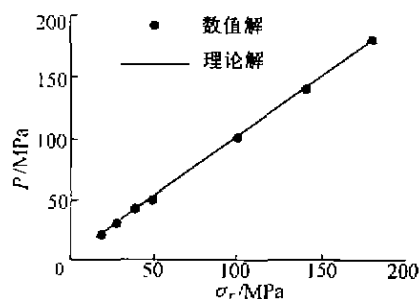


图 7 洞壁径向应力与内水压力关系曲线

6 结 论

碎裂结构岩体中结构面很发育, 在加载过程中, 结构面界面上的边界条件不断发生变化, 这个变化过程是不可逆的, 整个系统的响应不是线性关系. 因此, 在外荷载作用下碎裂结构岩体的变形是属于接触非线性问题.

计算实例表明, 接触非线性问题的有限元分析在求解碎裂结构岩体的变形发展问题上与理论解能很好地一致起来, 可以起到预测各种工况下碎裂结构岩体变形的作用. 采用有限元分析, 可以得到碎裂结构岩体中应力的分布, 能为采取合理的工程措施提供参考意见.

参考文献:

- [1] 孙广忠. 岩体结构力学[M]. 北京: 科学出版社, 1988.
- [2] 卓家寿. 非线性固体力学基础[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 1996.
- [3] 陈志坚, 卓家寿. 样本单元法及层状含裂隙岩体力学参数的确定[J]. 河海大学学报(自然科学版), 2000, 28(1): 14~17.

(收稿日期: 2001-08-02 编辑: 熊水斌)

(上接第 33 页)③有限元计算表明, F_{17} 、 F_{18} 两断层处于屈服状态, 但由于其走向与边坡开挖走向夹角较大, 因此不会对边坡产生多大影响; ④该边坡从理论上计算虽然稳定性较好, 但由于为一永久性边坡, 为防止浅部岩体松弛、塌落和被软弱结构面切割的楔形体滑动, 建议对边坡开挖区采用系统锚杆和随机锚杆支护, 有的地段还须加强锚固强度, 特别是在高程 333 m 以下的开挖区, 同时还必须布置排水系统和建立边坡变形观测系统.

4 结 语

溢洪道人工高边坡设计开挖平均坡比为 1:0.75, 开挖量 39 万 m^3 , 而实际开挖平均坡比为 1:0.4, 开挖量为 33 万 m^3 (高程 333.00 m 以上). 边坡开挖完成后只进行了几处局部加固处理, 从上至下没有进行系统加固处理, 运行至今, 该边坡稳定性尚好, 没有发生岩体失稳.

该边坡开挖运行表明, 在山区狭窄河谷建面板堆石坝, 溢洪道的布置对控制工程投资意义非常重要. 边坡开挖设计及边坡防护加固处理设计科学、合理, 既能保证边坡稳定, 避免地质灾害发生, 又能减少开挖量, 节约工程投资.

(收稿日期: 2001-08-08 编辑: 熊水斌)