

# 文峪河水库左岸滑坡体稳定性分析

唐纯伟, 杨石眉, 陈世伟

(水利部山西水利水电勘测设计研究院, 山西 太原 030024)

**摘要:** 本文对文峪河水库左岸的水文地质勘测资料进行了分析, 建立了文峪河水库左岸滑坡体稳定性计算模型。通过该模型可计算出水库正常蓄水位、有无地震、裂隙静水压力高低等不同环境条件下文峪河水库左岸滑坡体稳定性安全系数。据此可判断出文峪河水库左岸滑坡体是否处于稳定状态。经计算, 文峪河水库左岸滑坡体在水库正常工作状态下突遇一度设防地震或有高裂隙静水压力影响时处于不稳定状态。建议对左岸滑坡体进行处理, 采用排水、支挡、减压等措施进行整治。

**关键词:** 文峪河水库; 左岸滑坡体; 稳定性; 整治措施

**中图分类号:** P642.22

**文献标识码:** A

**文章编号:** 0468-155X(2003)06-0070-05

## 1 绪言

文峪河水库位于山西省文水县北峪口村北, 水库始建于 1959 年, 1961 年拦洪蓄水, 1966 年建成, 是汾河支流文峪河上的一座以防洪为主, 结合灌溉、发电等综合利用的大(2)型年调节水库, 总库容 1.13 亿  $\text{m}^3$ 。水库枢纽工程由大坝、溢洪道、泄洪供水发电洞及水电站等建筑物组成。文峪河水库左岸滑坡体位置示意图如图 1 所示。



图 1 文峪河水库左岸滑坡体位置示意图

Fig. 1 Position of the landslide at the left side of the Wenyuhe reservoir

文峪河水库坝址区基岩为二叠系石千峰组砂岩、泥页岩, 岩层呈单斜构造, 倾角一般  $15^\circ \sim 20^\circ$ 。河流和沟谷切割强烈, 坝址区滑坡现象非常发育, 分布广泛, 从横山水库至文峪河水库坝址区 15km 河谷线路范围内就有 13 处较大的滑坡, 对工程有较大影响的滑坡有 2 处, 即溢洪道引水渠左侧滑坡和文峪

收稿日期: 2002-08-14

作者简介: 唐纯伟 (1952 - ), 女, 天津市人, 工程师, 主要从事水利水电工程地质的勘察与研究。

河水库左岸滑坡。文峪河水库左岸滑坡规模较大,面积约 2 万 m<sup>2</sup>,厚度 10~15m,体积约 20 余万 m<sup>3</sup>。由于文峪河水库左岸滑坡直接影响工程的安全,必须进行整治。本文是文峪河水库左岸滑坡治理过程中的经验总结,可为同类工程提供参考。

2 工程地质条件

根据地下水的赋存条件,文峪河水库坝址区地下水可分为碎屑岩类裂隙潜水及松散岩类孔隙潜水两类,由于受库水位影响,区内地下水动态,特别是近库地段变化较为复杂。碎屑岩类裂隙潜水分布于库岸及河床下基岩内,地下水主要贮于基岩裂隙中。水库左岸岩石体属于强风化作用带,受卸荷作用,裂隙较发育,岩石体透水率 4.35~229Lu,远大于强风化带以下岩体透水率 0.12~0.45Lu。该类水主要受大气降水、上游地下水及库水补给,向下游及河谷排泄。在水库左岸地段受水库蓄水水位控制相当明显。而松散岩类孔隙潜水主要分布于河床与Ⅰ、Ⅱ级阶地中,受大气降水、库水渗漏和碎岩类裂隙水补给。

坝址区基岩主要为二叠系石千峰组(P<sub>2</sub>sh)的紫红色、灰白色细砂岩、粉砂岩夹泥页岩及砾岩。泥岩(页岩),质软,遇水容易软化和泥化,多构成滑坡体的滑动面。泥页岩岩块物理力学性质指标见表 1。

表 1 泥页岩物理力学性质试验成果表  
Table 1 Tests of physical mechanical character of argillaceous shale

统计值	力 学 性 质 试 验						物 理 性 质 试 验		
	单轴抗压 / MPa		抗剪断				密度	天然吸水率	饱和吸水率
	天然	饱和	天然 $C$ / MPa	天然 $\phi$ °	饱和 $C$ / MPa	饱和 $\phi$ °	/g·cm <sup>-3</sup>	/ %	/ %
最大值	57.42	39.80	7.00	42.20	4.10	39.80	2.56	7.00	7.13
最小值	7.72	5.61	0.91	36.60	0.41	32.80	2.40	2.45	2.62
平均值	27.43	19.62	3.42	38.97	2.19	35.72	2.46	5.20	5.40
标准差	18.63	12.41	2.23	1.83	1.32	2.12	0.13	1.64	1.61
变异系数	0.72	0.61	0.62	0.05	0.61	0.06	0.02	0.31	0.30

岩层呈单斜构造,岩层产状 N70°E~S70°E,SE~SW 15°~19°。节理裂隙较发育,主要有三组:N20°E~NW 或 SE 75°~80°。N40°~60°E~SE 60°~85°。N85°E~SE 80°。大部分为拉张裂隙,裂缝宽多在 2~10mm,多切穿砂岩层,但一般不切穿泥页岩层。

据《中国地震动峰值加速度区划图》GB 18306-2001 图 1,本区地震烈度为Ⅵ度区,受交城大断裂影响。地震频繁,每隔两三年便有一次地震发生。

大坝位于崖底倾伏背斜东南翼,距背斜轴部 500 m,大坝左岸溢洪道引渠左侧有古滑坡存在。1964 年 3 月下旬,由于引渠开挖,使得前缘抗阻力减小,加之人工放炮振动,使得部分古滑坡复活,发生新的滑动,滑距 1 m 左右,以后以每日 2 cm 的速度蠕滑,同年 9 月 7 日,遇暴雨发生骤滑,最大滑距约 10 m,滑动发生后做过一些处理,但不够彻底,一旦再次发生滑动,将阻塞溢洪道进口,破坏溢洪道进口建筑物,影响溢洪道行洪,甚至进一步威胁到大坝安全。

3 滑坡特征及成因分析

该滑坡是新滑坡与古滑坡的复合体,二者均属顺层牵引式滑坡。古滑坡近东西向展布,轴向近南北,滑坡体轴长 130m,宽 260m,厚度约 15m,面积 20 000 m<sup>2</sup>。滑动面是 P<sub>2</sub>sh 第七岩组紫红色泥页岩层,滑床为 P<sub>2</sub>sh 第六岩组灰白色中厚层中细粒长石石英砂岩。滑动面产状 S75°~87°E~SW 14°~17°。

新滑坡是古滑坡的继承和延续,具有同样的活动面和滑床,只是有所发展和扩大,新滑坡体大部分与古滑坡体重合,而古滑坡体破裂缘处于新滑坡中,新滑坡的破裂缘也穿插到古滑坡体中。古滑坡宽度较大,在新滑坡破裂缘东部山梁上残留古滑坡体宽 30~40 m,长 50 余米。

滑坡体顶部普遍覆盖有一层碎石混合土或混合土碎石层,岩层普遍不连续。832m 高程以下岩层裂

隙发育,岩层较连续,滑坡破裂缘不明显。

滑坡的形成是地质环境、水、地震和人类活动等因素综合作用的结果,该滑坡成因与以下因素有关:

当水文地质条件发生变化,岩石浸水时,泥页岩便产生软化和泥化,构成滑动面。

裂隙发育,地表水沿裂隙缝渗入,在泥页岩层面水分聚集,形成导水通道,加速了滑坡的产生。

水作用降低抗剪强度,增加滑坡体重度,增加下滑力,减少抗滑力。

岩层倾向与地形坡向基本一致,坡度大于岩层倾向且具有临空面。

本区地震烈度为 度,处于交城大断裂带附近,地震频繁,对岩体的稳定相当不利。

不科学的工程施工、开挖、采石放炮等人为因素,改变岩体原有的平衡状态,诱发滑坡。

## 4 滑坡稳定性计算模型

### 4.1 计算模型

根据滑坡的具体情况,鉴于主滑面为单一倾斜面,滑坡前缘翘起形成阻滑体之特点,采用如图 1 所示的折线形滑面计算模型,假定滑体为等厚体。

### 4.2 计算公式

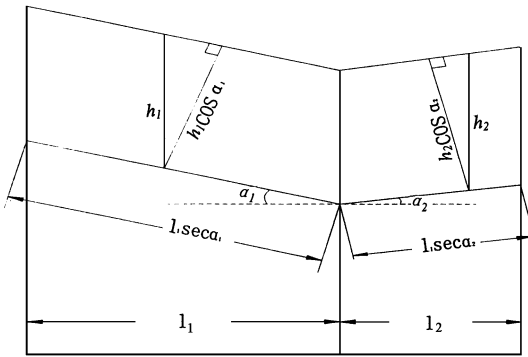


图 2 滑坡计算模型

Fig. 2 Calculate model of a landslide

采用折线型计算公式,即

$$K = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} (R_{ij=i}^{n-1}) + Rn}{\sum_{i=1}^{n-1} (T_{ij=i}^{n-1}) + Tn} \quad (1)$$

该公式根据的原理为极限平衡原理,采用的是传递系数法。由于该滑坡为顺层滑坡,滑面清晰,主滑面为斜平面,故采用此法。

针对滑体在不同因素影响下所处的状态采用不同的计算公式如下,计算时的荷载组合采用《土石坝设计规范》中的有关规定。

自然干燥状态:指库水位在滑面以下(818.6m 高程以下),滑体为非饱和状态,滑带岩石含水率变化不大,又无静水压力和地震因素影响的情况。此时的计算荷载仅考虑摩擦力、凝聚力及重力下滑分力。计算公式为

$$K = \frac{(\sum_1 h_1 l_1 \cos \alpha_1 \tan \phi_1 + C_1 l_1 \sec \alpha_1) + \sum_2 h_2 l_2 \cos \alpha_2 \tan \phi_2 + C_2 l_2 \sec \alpha_2}{\sum_1 h_1 l_1 \sin \alpha_1 + \sum_2 h_2 l_2 \sin \alpha_2} \quad (2)$$

式中  $\alpha = \cos(\alpha_1 - \alpha_2) - \sin(\alpha_1 - \alpha_2) \tan \phi_2$

水库正常蓄水位状态:指库水位为 836.6m,无静水压力和地震因素影响的情况。此时滑体处于部分饱水状态,由于滑体中裂隙发育,库水容易渗入,故可近似认为库水位以下的滑体处于饱和状态,计算荷载同上式,但需考虑水的浮力作用,计算公式为

$$K = \frac{[\sum_1 h_1 l_1 \cos \alpha_1 \tan \phi_1 + (\gamma_s - \gamma_w) \sum_1 h_1 l_1 \cos \alpha_1 \tan \phi_1 + C_1 l_1 \sec \alpha_1] + (\gamma_s - \gamma_w) \sum_2 h_2 l_2 \cos \alpha_2 \tan \phi_2 + C_2 l_2 \sec \alpha_2}{(\sum_1 h_1 l_1 + \gamma_s \sum_1 h_1 l_1 \sin \alpha_1) - \gamma_w \sum_2 h_2 l_2 \sin \alpha_2} \quad (3)$$

式中  $l_1 + l_2 = l$

水库处于校核洪水位状态:指库水位为 840.3m 时,没有静水压力和地震因素影响情况,此时滑体也处于部分饱和状态, K 值计算公式同公式(2),只是  $l_1$ 、 $l_2$  有所变化。

滑体处于自然干燥状态,(即库水位在 818.6m 以下),有地震力影响但无裂隙静水压力,此时计算荷载中增加一项水平地震力直接作为下滑力,据《水利水电工程地质手册》等有关资料,此时地震力不再进行分解。计算公式为

$$K = \frac{(\sum_1 h_1 l_1 \cos \alpha_1 \tan \phi_1 + C_1 l_1 \sec \alpha_1) + \sum_2 h_2 l_2 \cos \alpha_2 \tan \phi_2 + C_2 l_2 \sec \alpha_2}{\sum_1 h_1 l_1 \sin \alpha_1 + \sum_2 h_2 l_2 \sin \alpha_2 + \sum_1 h_1 l_1 K_H \cos \alpha_1} \quad (4)$$

式中  $K_H = \frac{a}{g} = 0.1$  (度地震烈度区)

库水位处正常蓄水位,有地震力影响但无裂隙静水压力影响下,计算式为

$$K = \frac{[ \gamma_1 h_1 l_1 \cos \alpha_1 \tan \phi_1 + (\gamma_{1s} - \gamma_w) h_1 l_1 \cos \alpha_1 \tan \phi_1 + C_1 l_1 \sec \alpha_1 ] + (\gamma_{2s} - \gamma_w) h_2 l_2 \cos \alpha_2 \tan \phi_2 + C_2 l_2 \sec \alpha_2}{(\gamma_1 h_1 l_1 + \gamma_{1s} h_1 l_1) \sin \alpha_1 - \gamma_2 h_2 l_2 \sin \alpha_2 + (\gamma_1 h_1 l_1 + \gamma_{1s} h_1 l_1) K_H \cos \alpha_1} \quad (5)$$

在自然干燥状态下,有裂隙静水压力,但无地震力影响。此时荷载中增加一项静水压力作为下滑力,计算公式为

$$K = \frac{(\gamma_1 h_1 l_1 \cos \alpha_1 \tan \phi_1 + C_1 l_1 \sec \alpha_1) + \gamma_2 h_2 l_2 \cos \alpha_2 \tan \phi_2 + C_2 l_2 \sec \alpha_2}{\gamma_1 h_1 l_1 \sin \alpha_1 - \gamma_2 h_2 l_2 \sin \alpha_2 + 1/2 \gamma_w h^2 l_1 \cos \alpha_1} \quad (6)$$

水库处正常蓄水位,有裂隙充水产生的静水压力但无地震影响时,计算公式为

$$K = \frac{[ \gamma_1 h_1 l_1 \cos \alpha_1 \tan \phi_1 + (\gamma_{1s} - \gamma_w) h_1 l_1 \cos \alpha_1 \tan \phi_1 + C_1 l_1 \sec \alpha_1 ] + (\gamma_{2s} - \gamma_w) h_2 l_2 \cos \alpha_2 \tan \phi_2 + C_2 l_2 \sec \alpha_2}{(\gamma_1 h_1 l_1 + \gamma_{1s} h_1 l_1) \sin \alpha_1 - \gamma_2 h_2 l_2 \sin \alpha_2 + 1/2 \gamma_w h^2 l_1 \cos \alpha_1} \quad (7)$$

上述公式中  $K$  为稳定系数;  $R_i$  为第  $i$  段的抗滑力 (kN/m);  $T_i$  为第  $i$  段的阻滑力 (kN/m);  $\gamma_j$  为第  $i$  段的剩余下滑力传递至第  $i+1$  块段时的传递系数 ( $j=i$ );  $\gamma_1$  为下滑段岩体天然重度 (kN/m<sup>3</sup>);  $\gamma_2$  为阻滑段岩体天然重度 (kN/m<sup>3</sup>);  $\gamma_{1s}$  为下滑段岩体饱和重度 (kN/m<sup>3</sup>);  $\gamma_{2s}$  为阻滑段岩体饱和重度 (kN/m<sup>3</sup>);  $\gamma_w$  为水的重度 (kN/m<sup>3</sup>);  $h_1$  为下滑段岩体的铅直厚度 (m);  $h_2$  为阻滑段岩体的铅直厚度 (m);  $l_1$  为下滑段水平距离长度 (m);  $l_2$  为阻滑段水平距离长度 (m);  $l_{11}$  为下滑段库水位以上的水平距离长度 (m);  $l_{12}$  为下滑段库水位以下的水平距离长度 (m);  $\alpha_1$  为下滑段滑面倾角 (°);  $\alpha_2$  为阻滑段滑面倾角 (°);  $C_1$ 、 $\phi_1$  为下滑段岩体的粘聚力 (kPa)、内摩擦角 (°);  $C_2$ 、 $\phi_2$  为阻滑段岩体的粘聚力 (kPa)、内摩擦角 (°);  $K_H$  为水平地震系数,  $h$  为裂隙水头高度 (m);  $n$  为每米水平距离上贯通裂隙数。

4.3 参数选取与计算结果

由于该滑坡为新近滑动过的滑坡,故滑面强度系数宜采用残余强度,将泥页岩粉碎后按一定干密度配样后进行了饱和、固结、快剪强度试验,其最小值  $C=12\text{kPa}$ ,  $\phi=18^\circ$ , 计算时采用了此值。由于滑体中裂隙发育,渗透性较好,故分析不会产生太大水头的静水压力,故参数  $h$  的选取按滑体厚度的 40% 左右考虑; 现很难从地表看出贯通性裂隙, 据 1964 年滑坡发生后的裂隙调查,  $n$  值取 0.21。  $l_1$ 、 $l_2$ 、 $l_{11}$ 、 $l_{12}$ 、 $\gamma_1$ 、 $\gamma_2$  均为算术平均值。根据上述选取原则所确定的参数算得滑体在不同状态下的稳定系数  $K$  值, 见表 2。

表 2 左岸滑坡稳定系数  $K$  值计算结果统计表

Table 2 Calculated values for the stability factor of the hill body in the left bank

状态	自然	正常蓄水位	校核洪水位	自然+地震	正常+地震	自然+静水压力	正常+静水压力
公式	1	2	3	4	5	6	7
$K$ 值	1.45	1.29	1.24	0.90	0.80	0.99	0.96

另外,根据 1964 年 3 月滑坡发生时的地质环境还进行了反分析,反求得滑坡产生时的  $C$ 、 $\phi$  值。但是据此  $C$ 、 $\phi$  值求得的正常蓄水位下滑坡体处于不稳定状态,这显然与滑坡已经历数十年仍未产生新的滑动的现状不符,分析是由于滑面经过数十年的固结,强度有了一定程度的提高,故进行评价时未采用反分析结果。

5 稳定性评价及整治措施

通过滑坡稳定系数  $K$  值计算可看出  $K$  值随地质环境变化而变化,受地质环境控制。

评价滑坡稳定性要考虑滑坡安全系数  $K_s$ , 当  $K > K_s$ , 滑体稳定,反之则不稳定,当  $K = K_s$  时,处于临界状态。根据滑坡研究程度及参数选取情况,安全系数初步按 1.10 考虑。

从左岸滑坡稳定系数  $K$  值计算结果可看出,滑坡在水库正常运行情况下(库水在正常蓄水位以下范围内正常变动的状态),整体处于稳定状态;在水库处于校核洪水位无其它不利因素影响时也处于稳定状态。当水库正常运行时遇 度设防地震或存在较高水头的裂隙静水压力时,则处于不稳定状态。

从滑坡稳定系数计算过程看,库水位、地震力、静水压力对稳定系数影响较大:滑坡体稳定系数随库水位增高而降低。地震对滑坡稳定性影响极大,达到设防地震烈度的地震发生情况下可产生滑坡。

因为地震和降水的产生具有不确定性,在这些不利因素影响下滑坡有再次滑动的可能,左岸滑坡一旦滑动,将阻塞溢洪道进口,也可能破坏溢洪道进口建筑物,影响溢洪道行洪,甚至进一步威胁到大坝安全。为此需对滑坡体进行整治。可考虑在滑体上修筑排水或防渗设施,防止地表水渗入产生静水压力,滑坡前缘采取护坡及抗滑措施,加大滑体下部岩体的抗阻力,同时宜控制库水位降速,并恢复滑体位移观测设施,进行长期观测;或将滑体彻底清除,滑坡后缘完整山体进行削坡处理。还可考虑局部卸荷与抗滑措施并举等其它处理措施。

另外,文峪河水库左岸滑坡为新老滑坡的复合体,结构松散,有局部滑塌的可能性,应采取相应的处理方案或防范措施。

## 6 结语

本文对文峪河水库左岸滑坡进行了稳定性分析计算,可初步得出以下认识:在水库正常蓄水位以下,无地震和裂隙静水压力影响时,左岸滑坡体处于稳定状态;在校核洪水位下也处于稳定状态;在水库正常工作状态下突遇 度设防地震或有高裂隙静水压力影响时处于不稳定状态。建议采用排水、支挡、减压等处理措施,对文峪河水库左岸滑坡进行整治。

## 参考文献:

- [1] 水利部山西水利水电勘测设计研究院. 文峪河水库除险加固工程可行性研究阶段工程地质勘察报告[R]. 2001. 3.
- [2] 《碾压式土石坝设计规范》SDJ28—84.
- [3] 《水利水电工程地质勘察规范》GB50287—99.
- [4] 水利水电部水利水电规划设计院. 水利水电工程地质手册[M]. 北京:水利水电出版社,1985.

## Analysis on the Stability of the Land Slide in the Left Bank of Wenyuhe Reservoir

TANG Chun-wei, YANG Shi-mei, CHEN Shi-wei

(Shanxi Institute of Hydroelectric Investigating & Design, Taiyuan 030024)

**Abstract:** Based on the field data, a numerical model to calculate the stability for the landslide body in the left bank of the Wenyuhe reservoir is developed. This model could estimate the stability factors for various conditions and provide a reference to judge the state of the landslide body.

**Key words:** Wenyuhe reservoir; landslide; stability