

# 澄碧河水库溢洪道进水渠滑坡体的治理

1P

63-64

韦卓信 陈运康

(广西水利电力勘测设计研究院 南宁 530023)

P642.22

TV651.1

**摘要** 广西澄碧河水库溢洪道进水渠滑坡体至1991年已向引渠蠕动近30 m,严重影响进水渠断面和泄洪能力。滑坡区岩土试验资料和滑动特征表明,地层中第三系全风化泥岩具有中等膨胀性,该滑坡属浅层性牵引滑坡。经过滑坡体推力计算,采用了减载、支挡、堵截、排引及坡面保护等措施进行处理。建成投入运行后,水流平顺,过流量达到设计要求。抗滑桩变位多年观测结果表明,其水平位移和垂直位移均在允许范围之内,达到了控制山体下滑位的目的。

**关键词** 土质滑坡 膨胀土 滑坡治理 抗滑桩 广西

溢洪道 进水渠

## 1 工程概况

澄碧河水库位于广西百色市东北7 km的澄碧河上,枢纽由土坝、溢洪道、坝后式电站组成。工程于1958年动工兴建,1961年完成大坝填筑,设计正常水位185.0 m,校核洪水位为189.85 m,总库容11.5亿 $m^3$ ,水电站装机2.6万kW。

溢洪道建于大坝西北约7 km处,由进水渠、溢流堰体、三级消力池、下护坦、挡土墙组成。1970年以来,进水渠距溢流堰体180 m左右的右岸拐弯处山坡土体缓慢地向引渠蠕动,至1991年位移近30 m,严重影响进水渠断面和泄洪能力。1991年10月开始对该工程进行整治施工。在1992年3月进水渠整治施工时,由于连续降雨,加上施工方法不当,蠕动体发展成为滑坡体,滑动总方量达2.5万 $m^3$ ,而且越滑越多,被迫停工。鉴于汛期即将到来,随着库水位的上升,滑坡体有不断向后沿扩展的趋势,如果滑坡体堵塞溢洪道进水渠,或影响溢洪道泄流能力,将对大坝安全造成严重威胁,所以必需重新考虑按治理滑坡体所采用的工程措施进行整治设计。

## 2 地质与地貌

滑坡体位于进水渠右岸拐弯处,距溢洪堰100~200 m,边坡走向为 $20^\circ\sim 50^\circ$ ,岸坡相对高差约50 m。在坡高约26 m和30 m处有人工新开的稻田,稻田以下坡度为 $25^\circ\sim 30^\circ$ ,以上坡度为 $10^\circ\sim 15^\circ$ 。在稻田以下的岸坡转折处顺层发育有一条小冲沟,后经人工填土,沟尾已成为稻田。滑坡区边坡岩层主要为下第三系厚层状泥岩,上下游两侧分别为下第三系中厚层细砂岩夹泥岩、中厚层细砂岩与泥岩互层,上覆第四系残积土,冲沟位置有2~5 m厚的人工素土,其余为1~2 m厚的残坡积粘土。断裂不发育,岩层走向为 $285^\circ\sim 305^\circ$ ,倾向NE,倾角 $19^\circ\sim 21^\circ$ ,岩层走向与边坡走向交角 $55^\circ\sim 80^\circ$ ,倾向上游。据试验资料,全强风化泥岩具有中等膨胀性。冲沟内的覆盖层与基岩界面和坡脚有地下水渗出。

## 3 滑坡成因分析

## 3.1 滑动特征

该滑坡体主要发育在下第三系泥岩内,高程176~199 m之间。从发生的3次滑动擦痕来看,前两次主滑方向为 $125^\circ$ ,与岸坡近似垂直;最后一次主滑方向为 $110^\circ$ ,与岩层走向基本一致。滑动体表面裂缝密集,纵横方向均有发育,张开宽度和错台高差一般为数厘米至十几厘米,延伸长度数米至数十米,局部高差达1~2 m。钻孔勘探发现,滑动面一般埋深在2~4 m,滑床坡度比较平缓,微起伏,滑面光滑,滑面与滑床之间有数毫米厚的滑动泥,呈软塑状态。上游滑面位于全风化泥岩底部,下游面顺岩面产生,剪出口清楚,高程178 m,剪面光滑,向上翘起,倾角 $10^\circ\sim 15^\circ$ 。从以上滑坡特征来看,该滑坡属浅层性牵引滑坡。

## 3.2 岩性

滑坡区岩土试验资料表明,第三系全风化泥岩具有中等膨胀性,自由膨胀率50%~64%。全强风化岩体颗粒小于0.005 mm的百分含量和塑性指数都比较高(27.9%~51.4%),浸水后能大量吸附水分,再加上还存在约8%的蒙脱石,它能吸附层间水,引起晶格膨胀,导致颗粒间粘结力减弱,内部结构破坏,使强度降低。这是滑坡的内因之一。

## 3.3 研究分析结论

该滑坡体表层人工填土结构松散,由于渗水流入形成蓄水,影响下伏基岩(第三系泥岩)稳定;全强风化泥岩具有中等膨胀性,属于得水膨胀则强度骤减、失水干缩则坚硬而又有收缩裂隙的高塑性粘土;原始坡度( $25^\circ\sim 30^\circ$ )大于膨胀土稳定的最大坡度( $14^\circ$ )。以上因素是边坡失稳的先决条件。再加上连续降雨和施工方法不当等外部因素,造成严重滑坡。

## 4 滑坡治理设计

### 4.1 设计参数选定

根据试验分析结果,该滑坡体地处膨胀土地段。依据现场测绘的滑面地质剖面图及地形图,可计算确定滑床的深度

和倾角。

通过地质勘探,探明了滑坡的滑动性质、滑动面的倾角、滑坡的主轴方向并绘制出滑坡的地质剖面图。考虑影响滑坡稳定的各种因素后,选定计算参数如下:

- a) 滑面摩擦角  $\varphi = 5^\circ$ ;
- b) 凝聚力  $c = 0.008 \text{ MPa}$ ;
- c) 安全系数  $K = 1.25$ ;
- d) 土体湿重度  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ 。

滑坡体在雨水或库水的浸泡下,水充满裂隙,产生滑动,需考虑裂隙水压力,其安全系数  $K_c$  用下面公式计算:

$$K_c = \frac{\gamma h L \cos^2 \alpha \cdot \tan \varphi + c L}{\gamma h L \cos \alpha \cdot \sin \alpha + 0.5 \gamma_w h^2}$$

式中  $h$ ——滑坡铅直厚度, m;  $L$ ——滑面分段长度, m;  
 $\alpha$ ——滑面倾角;  $\gamma_w$ ——水的重度;  $0.5 \gamma_w h^2$ ——裂隙水压力;  $\tan \varphi$ ——滑面摩擦系数;  $c$ ——滑面凝聚力。

#### 4.2 滑坡体推力计算

在进行推力计算时,将滑坡体沿滑动主轴方向取 1 m 宽的单位土条进行受力分析。根据滑坡体的地质剖面图,以滑坡体的后沿起,沿着主轴方向,把滑动土体分成 11 段条块,分别计算出每个条块的土体重量、滑面长度、滑面与水平面的交角等参数,用推力公式从最上面的条一个条块开始计算其下滑力(即推力),把此力作为下一个条块的推力来计算该条块的下滑力,这样从上而下依次进行计算,直至最下面的一条块为止。所用推力公式如下:

$$E_i = KW_i \sin \alpha_i - f W_i \cos \alpha_i - c L_i + E_{i-1} \cdot \cos(\alpha_{i-1} - \alpha_i) - E_{i-1} \sin(\alpha_{i-1} - \alpha_i) f_i$$

式中  $E_i$ ——第  $i$  条块土体的剩余下滑力(即推力);  $K$ ——安全系数,取  $K = 1.25$ ;  $W_i$ ——第  $i$  条块土体的重量;  $\alpha_i$ ——第  $i$  条块土体滑面与水平面的夹角;  $\alpha_{i-1}$ ——第  $i-1$  条块(即上一条块土体滑面与水平面的夹角);  $f$ ——摩擦系数,取  $f = \tan 5^\circ = 0.087$ ;  $c$ ——凝聚力,取  $c = 0.008 \text{ MPa}$ ;  $E_{i-1}$ ——第  $i-1$  条块(即上一条块)土体下滑力。

计算推力时分两种情况:即无抗滑桩(即自然状态下)和设 3 排抗滑桩,根据推力作结构配筋计算。

#### 4.3 治理措施及工程布置

根据推力计算成果,结合现场的地形地貌情况,采取综合治理的办法。具体措施包括:减载、支挡、堵截、排引及坡面保护等。

**减载** 在 175.00~180.00 m 高程之间按 1:3 坡度削坡,在 180.00 m 高程以上按 1:5 坡度削坡,把土运走,以减少土体的重量。

**支挡** 以推力计算成果看,虽然在 175.00 m 高程处土体已无下滑力,但由于该段土体在库水位升高浸泡后,抗滑力减小,有可能产生滑动。故在 175.00 m 处设置宽 1 m、高 1.5 m 的趾墙作坡脚支护;在 180.00 m、183.50 m、190.50 m 处布置 3 排人工挖孔钢筋混凝土抗滑桩(桩距 4.00 m,桩径

$\phi 120 \text{ cm}$ )支挡剩余滑坡推力,并在 190.50 m 高程的抗滑桩顶上增设锁口墙,以支挡后沿山坡土体。

**堵截** 在滑坡体裂隙处撒洒生石灰以增大滑动面的摩擦系数,并用粘土将主裂缝全部封堵,减少雨水渗入。

**排引** 由于膨胀土的胀、缩及强度衰减都与水息息相关,因此治水是治理膨胀土的关键措施之一。所以一方面在滑坡体后沿 200 m 高程的山坡上开挖排水天沟,截汇地表水,使整个坡面形成天沟、排水侧沟的排水系统,把水汇入水库。滑坡体内采用盲沟纵横排水,盲沟内填充砂砾石排水体,把水引至坡脚并泄入水库。

**坡面保护** 抗滑桩施工完成后,进行坡面平整碾压,在 186.50 m 高程以下采用 0.6 m × 0.6 m × 0.1 m 的混凝土预制块护坡,在 186.50 m 高程以上采用草皮护坡,以防止水流冲刷和波浪淘刷。

#### 4.4 抗滑桩结构设计

为便于施工,抗滑桩桩径采用  $\phi 120 \text{ cm}$ ,桩距为 4 m,抗滑桩基岩面以下埋深为 3~4 m。根据推力计算结果,第 1 排桩(桩顶高程 180.00 m),每根桩承受的推力为 2.636 × 4 t,第 2 排桩每一根桩承受的推力为 15.54 × 4 t,第 3 排桩每一根桩承受的推力为 35.212 × 4 t。

设计时,抗滑桩按埋置于基岩的悬臂梁进行受力计算,按圆环截面进行配筋计算,但为便于施工,施工时按圆截面实施,这样偏于安全。第 1 排桩承受的推力较小,只需按构造配筋,但为简便施工,仍按第 2 排桩配筋。第 1、2 排桩主筋配置 24  $\phi 18$ ,第 3 排桩主筋配置 24  $\phi 22$ ,分布筋均配置  $\phi 10@15$ 。

#### 5 工程施工

治理滑坡体的施工程序为:首先要在裂缝裂隙处撒洒生石灰粉,并按设计坡度对坡面进行整平、压实,必要时可在坡面覆盖塑料薄膜等,防止坡面积水并渗入滑坡体;然后按自上而下的原则,先施工上排桩,其次施工下排桩,最后施工最下面的趾墙。千万不能在上一排桩未施工完毕,就开挖下排桩,更不能先施工趾墙。

#### 6 结束语

该项工程于 1993 年汛前建成并投入运行,水流平顺,过流量达到设计要求。从抗滑桩变位多年观测结果表明,其水平位移和垂直位移均在允许范围之内,达到了控制山体下滑位移的目的。特别是 1994 年汛期,库水位第 1 次达到 185.25 m(建库以来最高水位),滑坡体安然无恙,1995 年 6 月通过竣工验收。

#### 参考文献

- 1 黄绍懿,程家骏.膨胀土地区一项边坡稳定工程治理方案.广西水利水电,1992(2):74~82
- 2 李秉生,韩会增,唐永富等.膨胀土坡体变形机理的研究.见:滑坡文集.北京:铁道出版社,1991
- 3 工程地质手册.北京:中国工业出版社,1992

(收稿日期:1998-11-04)