

广东某水库库岸稳定评价

王汇明¹, 吴继敏², 高正夏²

(1. 广东省水利电力勘测设计研究院, 广东 广州 510180 2. 河海大学土木工程学院, 江苏 南京 210098)

摘要 根据广东某水库库岸稳定问题的规划资料, 评价了半岭、松山子古滑坡的稳定性, 同时对影响古滑坡的稳定性进行敏感性分析, 确定其主要因素, 为进一步勘测评价半岭、松山子古滑坡的稳定性提供技术建议。

关键词 水库; 古滑坡; 稳定性; 评价; 因素

中图分类号 :TV697.2+3 **文献标识码** :A **文章编号** :1000-1980(2001)03-0084-04

广东某水库是规划中的一座中型水电工程, 正常蓄水位 155 m, 最大坝高 80 m, 总库容 $4 \times 10^8 \text{ m}^3$, 装机容量 $15 \times 10^4 \text{ kW}$, 该水库的库岸稳定问题是建库的主要工程地质问题之一, 尤其是近坝库岸的半岭、松山子古滑坡稳定问题, 直接影响到坝址的选择和河流的开发方式甚至工程兴建的可行性。

1 滑坡体特征

半岭古滑坡体位于高桥坝址下游 1.5 km, 塘角坝址上游 2.9 km。初步查明滑坡体曾发生两次滑动, 第一次在基岩中发生深层滑动, 滑床面深达 65 ~ 75 m, 总体积 $434 \times 10^4 \text{ m}^3$; 第二次是在滑坡前缘松散体中浅层滑动, 体积 $26 \times 10^4 \text{ m}^3$ 。松山子滑坡体位于半岭古滑坡体下游 0.3 km, 滑坡总体积约 $95 \times 10^4 \text{ m}^3$ 。

古滑坡体分布在高程 100 ~ 255 m。半岭古滑坡体上部地势平缓, 未见负地形, 下部稍陡, 坡度 $10^\circ \sim 25^\circ$, 平均 16° , 有与夷平面不同高程的三级平台, 上部均为残坡积物覆盖, 在 PD1 探洞中发现古滑面; 松山子古滑坡较匀称, 平均坡度 25° , 245 m 高程以上山坡较平缓, 滑体两侧有冲沟, 但切割不深。

半岭、松山子古滑坡体的地层岩性为寒武系八村群中亚群, 以绢云母石英砂岩为主, 局部夹薄层板岩和长石砂岩。半岭、松山子岸坡周围正常岩层产状为 $N10^\circ \sim 30^\circ W/NE \angle 45^\circ \sim 60^\circ$ (走向/倾向/倾角), 局部岩层挠曲呈 $SN \sim N10^\circ E/E \sim SE \angle 55^\circ \sim 70^\circ$ 。在半岭 PD1 探洞中, NJ4 夹层(滑面)以上为全风化带的碎石土, 局部可见产状 $N10^\circ \sim 20^\circ W/SW \angle 40^\circ \sim 50^\circ$, 以下为强风化带的岩层, 产状为 $SN/E \angle 50^\circ \sim 60^\circ$ 。

2 水文地质条件

半岭岸坡上下游冲沟终年有水流, 沿滑体前缘和下游周界有多处泉水出露, 高程在 130 m 左右。地下水以孔隙、裂隙水形式埋藏于全风化岩带中部, 埋深一般为 25 ~ 35 m, 据钻孔综合水位, 得出半岭岸坡的平均水力坡降为 0.30。正常库水位为 155 m 时, 按滨德曼公式计算地下水壅水位^[1], 平均坡降为 0.23, 影响长度达 350 ~ 400 m, 与地下水交汇高程为 235 m。松山子岸坡上下游冲沟中终年有水流, 旱季测得流量: 上游冲沟 1.50 L/s, 下游冲沟 1.20 L/s。地表泉水出露高程大于 300 m。地下水为残积层孔隙水和岩石裂隙水, 地下水位一般埋深为 30 ~ 45 m, 高程 151 ~ 103 m, 平均水力坡降为 0.28。正常库水位为 155 m 时, 按滨德曼公式计算, 其壅水位高程为 166 ~ 178 m, 平均水力坡降为 0.11。

3 滑带特征

半岭滑坡在探洞深处发现一不规则粘土夹层, 夹层发生过错动。在论证滑坡体稳定性时, 以全风化与强风化带分界面与 NJ4 夹层(前缘)连成一滑动面, 作为半岭滑坡的古滑动面。砾质粘土样进行室内饱和固结直

剪试验,其峰值强度平均值为 $:c = 27\text{ kPa}$, $\varphi = 20.9^\circ$,残余强度平均值为 $:c = 3\text{ kPa}$, $\varphi = 19.7^\circ$.未发现松山子滑坡体有明显的滑动面.在 PD2 中发现较多顺层错动带和层间挤压带,带中夹泥并含较多砾.在错动带和挤压带取土样,进行室内固结直剪试验,其峰值强度平均值分别为 $:c = 3\text{ kPa}$, $\varphi = 30.1^\circ$ 和 $c = 6.2\text{ kPa}$, $\varphi = 26.5^\circ$,对应的残余强度平均值分别为 $:c = 6\text{ kPa}$, $\varphi = 27.8^\circ$ 和 $c = 8\text{ kPa}$, $\varphi = 22.9^\circ$.

4 滑坡稳定计算

由于库水位改变,水库的运行亦不同,岸坡边界条件发生改变.本文以极限平衡法为基础,评价半岭、松山子滑坡的稳定性^[2,3].

4.1 稳定分析计算的几点原则

- a. 根据勘探和试验工作的初步资料,每个滑坡体计算 3 个剖面.
- b. 工程位于地震基本烈度 VI 度区,按有关规定计算时不考虑地震附加力.
- c. 由于缺少水文地质试验资料和观测资料,在考虑水位骤降时以容重替代法进行简化计算.
- d. 由于缺少滑动面抗剪强度指标,对滑体取样试验较少,因此在计算中采用不同参数(一定范围内),验算 3 种情况下滑体的稳定性.

4.2 计算结果

依据以上几个原则,应用不平衡推力法计算各剖面安全系数.当假定的 K 值与计算的 K 值相等时,即为所要的安全系数.表 1 和表 2 分别表示半岭岸坡和松山子岸坡在不同地下水条件下和不同内摩擦角情况下各剖面安全系数(c 取相同值).

5 计算结果分析

不平衡推力法的计算结果表明,内摩擦角与安全系数基本呈完全线性相关关系^[4]:

$$F_s = a\varphi + b \tag{1}$$

式中: a ——线性模型的斜率, b ——线性方程的截距.

线性回归的相关系数基本为 1,即完全相关, F 检验值也足够大,具有很高的显著性.分析还表明,线性模型的斜率最小值为 0.030,最大值为 0.118,即线性方程的倾角在 $2^\circ \sim 8^\circ$ 之间,安全参数随着内摩擦角的增加而增加,但增加的幅度较小.线性方程的截距基本为负值(少数除外),且都相对较小,说明内摩擦角极小时的极限状态没有实际意义.

安全系数的计算,受到滑坡体几何形状、库水位的变化和滑动面的物理力学性质的影响,其中滑坡体几何形状和库水位的变化是确定性因素,假定滑坡体的重度及滑动面的内摩擦角在一定的区间内变化,就这一点可以作一些敏感性分析.首先建立敏感性分析的线性数学模型:

$$F_s = a_0 + a_1\varphi + a_2\gamma + a_3\gamma_w + a_4c \tag{2}$$

由此,以松山子岸坡 II 剖面的水位骤降条件为例,讨论各个参数的重要性,评价影响边坡稳定性的主要因素及次要因素.

通过回归分析,得到的数学模型为

$$F_s = 2.8759 + 0.037\varphi + 0.0291\gamma - 0.0087\gamma_w - 1.1656c \tag{3}$$

在线性回归分析中,得到的复相关系数为 0.9954, F 检验值为 437.35.根据 F 检验,自由度分别为 4 和 16,显著性水平取 0.001, F 的临界值为 7.94,远小于其计算值,说明回归分析显著性很好.计算标准回归系数的绝对值,以评价各个参数对安全系数影响程度.结果表明,参数 φ , γ , γ_w , c 的标准回归系数的绝对值分别为 0.9120,0.5656,0.1766 和 0.0000,说明 φ 对安全系数影响程度最大, γ 的影响程度次之, γ_w 的影响程度再次之.

表 1 半岭岸坡在不同地下水位条件下和不同内摩擦角情况下各剖面安全系数

Table 1 Safety factors of each cross section of Banling slope under different ground water level and internal friction angle

剖面	自然条件				静水条件				水位骤降			
	$\varphi(^{\circ})$	F_{s1}	F_{s2}	F_{s3}	$\varphi(^{\circ})$	F_{s1}	F_{s2}	F_{s3}	$\varphi(^{\circ})$	F_{s1}	F_{s2}	F_{s3}
I	10.0	0.77	0.78	0.78	11.0	0.83	0.83	0.83	14.0	0.84	0.81	0.79
	11.0	0.86	0.86	0.86	12.0	0.91	0.90	0.90	15.0	0.90	0.87	0.84
	12.0	0.93	0.94	0.94	13.0	0.98	0.98	0.98	16.0	0.96	0.93	0.90
	13.0	1.01	1.01	1.02	14.0	1.06	1.06	1.06	17.0	1.02	0.99	0.96
	14.0	1.09	1.09	1.10	15.0	1.14	1.14	1.14	18.0	1.09	1.06	1.02
	15.0	1.17	1.17	1.18	16.0	1.22	1.22	1.21	19.0	1.15	1.12	1.08
II	18.0	0.86	0.86	0.86	18.0	0.85	0.85	0.85	26.0	0.98	0.95	0.91
	19.0	0.91	0.91	0.91	19.0	0.90	0.90	0.90	27.0	1.02	0.99	0.95
	20.0	0.96	0.96	0.96	20.0	0.95	0.95	0.95	28.0	1.07	1.03	0.99
	21.0	1.02	1.02	1.02	21.0	1.00	1.00	1.00	29.0	1.11	1.07	1.03
	22.0	1.07	1.07	1.07	22.0	1.06	1.05	1.05	30.0	1.16	1.12	1.07
	23.0	1.12	1.12	1.12	23.0	1.11	1.11	1.10				
III	18.0	1.80	1.79	1.79	18.0	1.68	1.67	1.66	18.0	2.01	1.96	1.89
	20.0	2.00	1.99	1.99	20.0	1.88	1.87	1.86	20.0	2.24	2.18	2.11
	22.0	2.20	2.20	2.19	22.0	2.09	2.07	2.06	22.0	2.47	2.41	2.33
	24.0	2.42	2.41	2.40	24.0	2.30	2.28	2.26	24.0	2.72	2.65	2.56

表 2 松山子岸坡在不同地下水位条件下和不同内摩擦角情况下各剖面安全系数

Table 2 Safety factors of each cross section of Songshanzi slope under different ground water level and internal friction angle

剖面	自然条件				静水条件				水位骤降			
	$\varphi(^{\circ})$	F_{s1}	F_{s2}	F_{s3}	$\varphi(^{\circ})$	F_{s1}	F_{s2}	F_{s3}	$\varphi(^{\circ})$	F_{s1}	F_{s2}	F_{s3}
I	22.0	0.88	0.88	0.88	22.0	0.83	0.82	0.82	26.0	0.82	0.80	0.77
	23.0	0.92	0.92	0.92	23.0	0.87	0.86	0.86	27.0	0.86	0.83	0.80
	24.0	0.97	0.97	0.97	24.0	0.91	0.91	0.90	28.0	0.90	0.87	0.84
	25.0	1.01	1.01	1.01	25.0	0.95	0.95	0.94	29.0	0.93	0.91	0.87
	26.0	1.06	1.06	1.06	26.0	1.00	0.99	0.98	30.0	0.97	0.94	0.91
	27.0	1.10	1.10	1.10	27.0	1.04	1.03	1.02	31.0	1.01	0.98	0.94
	32.3	1.37	1.37	1.37	32.3	1.29	1.28	1.27	32.3	1.06	1.03	0.99
II	22.0	0.96	0.96	0.96	22.0	0.93	0.92	0.91	26.0	0.87	0.85	0.80
	23.0	1.01	1.01	1.01	23.0	0.98	0.96	0.95	27.0	0.91	0.88	0.84
	24.0	1.06	1.06	1.06	24.0	1.02	1.01	1.00	28.0	0.95	0.92	0.87
	25.0	1.11	1.11	1.11	25.0	1.07	1.06	1.05	29.0	0.99	0.95	0.91
	26.0	1.16	1.16	1.16	26.0	1.12	1.11	1.10	30.0	1.03	0.99	0.95
	27.0	1.21	1.21	1.21	27.0	1.17	1.16	1.15	31.0	1.07	1.03	0.99
	32.3	1.50	1.50	1.50	32.3	1.44	1.43	1.42	32.0	1.12	1.07	1.02
III	26.0	0.90	0.90	0.89	26.0	0.87	0.86	0.85	30.0	0.81	0.78	0.74
	27.0	0.94	0.94	0.93	27.0	0.91	0.90	0.89	31.0	0.84	0.81	0.77
	28.0	0.98	0.98	0.97	28.0	0.95	0.94	0.93	32.0	0.87	0.84	0.80
	29.0	1.02	1.02	1.01	29.0	0.98	0.98	0.97	33.0	0.90	0.87	0.85
	30.0	1.06	1.06	1.06	30.0	1.03	1.02	1.01	34.0	0.94	0.90	0.86
	31.0	1.10	1.10	1.10	31.0	1.07	1.06	1.05	35.0	0.97	0.94	0.89
	32.0	1.14	1.14	1.14	32.0	1.11	1.10	1.09	36.0	1.01	0.97	0.93

注:表 1、2 中的自然条件为地下水处在天然状态下,即河水水位为 138.5 m 高程时岸坡中的地下水位条件;静水条件为地下水在水库蓄水至正常高水位下,即库水位为 155 m 高程时岸坡中的地下水位条件;水位骤降为地下水在水库蓄水至正常高水位下,突然降水至水库死水位 138.5 m 高程时,岸坡中的地下水位条件。其他指标:(1)半岭: $c=2.94\text{ kN/m}^2$,土重度分为 3 种条件,条件 1: $\gamma=18.63\text{ kN/m}^3$; $\gamma_w=20.40\text{ kN/m}^3$;条件 2: $\gamma=20.59\text{ kN/m}^3$; $\gamma_w=22.36\text{ kN/m}^3$;条件 3: $\gamma=22.56\text{ kN/m}^3$; $\gamma_w=24.32\text{ kN/m}^3$ 。(2)松山子: $c=2.94\text{ kN/m}^2$,土重度分为 3 个条件,条件 1: $\gamma=18.63\text{ kN/m}^3$; $\gamma_w=19.61\text{ kN/m}^3$;条件 2: $\gamma=20.59\text{ kN/m}^3$; $\gamma_w=21.57\text{ kN/m}^3$;条件 3: $\gamma=22.56\text{ kN/m}^3$; $\gamma_w=23.54\text{ kN/m}^3$ 。 F_{s1} 、 F_{s2} 、 F_{s3} 分别为条件 1、条件 2 和条件 3 情况下的安全系数。

6 结 论

不平衡推力法的计算结果表明:边坡在自然条件下,半岭岸坡的内摩擦角要大于 21°(Ⅱ剖面),而松山子岸坡的内摩擦角要大于 25°(Ⅰ剖面)。在水库蓄水达到正常高水位情况下,半岭岸坡的内摩擦角要大于 21°(Ⅱ剖面),而松山子岸坡则要大于 30°(Ⅲ剖面)。在水库蓄水达到正常高水位后发生水位骤降时,半岭岸坡的内摩擦角要大于 28°(Ⅱ剖面),而松山子岸坡要大于 36°(Ⅲ剖面)。当内摩擦角为 30°时,半岭岸坡和松山子岸坡在自然条件和水库蓄水达到正常高水位情况下是稳定的。而在水库蓄水达到正常高水位后发生水位骤降时,半岭岸坡仍能维持稳定,松山子岸坡维持极限平衡状态所需的内摩擦角要大于 36°(Ⅰ剖面)。

当岸坡的重度和凝聚力不变的情况下,内摩擦角与安全系数基本呈线性相关关系。不考虑滑坡体几何形状和库水位的变化等确定性因素,假定滑坡体的重度及滑动面的内摩擦角在一定的区间内变化,敏感性分析显示内摩擦角对安全系数影响程度最大,重度的影响程度较次。

参考文献:

[1]徐志英.岩石力学[M].北京:水利电力出版社,1986.225~252.
[2]工程地质手册编写委员会.工程地质手册[M].北京:建筑工业出版社,1995.585~600.
[3]崔政权,李宁.边坡工程——理论与实践最新进展[M].北京:中国水利水电出版社,1999.81~148.
[4]滕素珍,姜炳蔚.数理统计[M].大连:大连理工大学出版社,1996.260~289.

Assessment of Slope Stability for a Reservoir in Guangdong

WANG Hui-ming¹,WU Ji-min²,GAO Zheng-xia²

(1. Guangdong Investigation Design and Research Institute on IYRPP ,Guangzhou ,Guangdong 510180 ,China ;
2. College of Civil Engineering ,Hohai Univ . ,Nanjing 210098 ,China)

Abstract :Based on the data for the slope stability planning of a reservoir in Gongdong ,the stability of ancient landslides of Banling and Songsanzi are analyzed primarily ,the factors affecting the stability of ancient slides are analyzed ,and the major factors are determined . Finally ,some suggestions for further assessment of the stability of ancient landslides are proposed .

Key words :reservoir ;ancient landslide ;stability ;assessment ;factor