

文章编号:1000-582X(2004)09-0129-04

某含软弱夹层顺层岸坡应力位移特征数值模拟*

靳晓光^{1,2}, 李晓红², 刘新荣¹, 高永¹

(1. 重庆大学土木工程学院, 重庆 400030; 2. 西南资源开发及环境灾害控制工程教育部重点实验室, 重庆 400030)

摘要:以三峡库区某含软弱夹层顺层岸坡为例,通过三维有限元数值模拟,研究未蓄水和蓄水至175 m高程时,软弱夹层对岸坡岩体应力、位移的影响以及软弱夹层的位移特征。数值模拟结果表明:1)库区蓄水至175m时,该岸坡岩体水平方向位移增大0.097~0.005 m,竖向位移增大0.055~0.025 m;2)由外向里,岸坡4层软弱夹层的水平方向最大位移分别增大0.099 m、0.097 m、0.092 m和0.075 m,竖向最大位移分别增大0.080 m、0.079 m、0.071 m和0.057 m;3)第四层软弱夹层以外的岸坡岩体变形较协调,这一软弱夹层是岸坡潜在的最危险的破坏面;4)岸坡沿不同软弱夹层破坏时的最危险剪出高程分别在145.0 m、125.0 m、101.5 m和101.5 m附近。

关键词:软弱夹层;顺层岸坡;应力;位移;数值模拟

中图分类号:TU 457

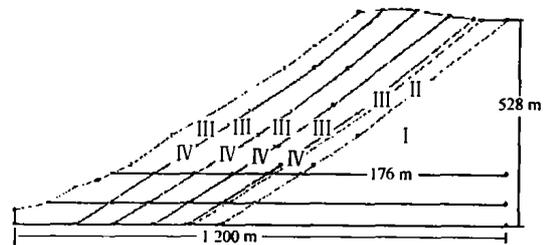
文献标识码:A

顺层边坡是自然界中一类分布相当广泛的边坡。随着人类工程活动的规模和范围日益扩大,在水利水电,铁路公路交通建设,露天开采,山区城市化建设等方面都遇到了大量的顺层岸坡或边坡问题。岸坡的稳定程度,变形发展过程以及在工程活动影响下(如开挖、蓄水、爆破等)的稳定状态及破坏后的运动状态与灾害程度,都是人们非常关心的问题。滑坡是岸坡变形破坏的结果,是河谷与岸坡演化的重要方式^[1]。顺层岸坡最主要的结构面是层面和软弱夹层或层间错动面,特别是软弱夹层对岸坡变形直至滑坡的发生,具有重要的控制性作用。

三峡库区某顺层岸坡由外向里含4层页岩-碳质页岩软弱夹层(厚度<1.0 m),蓄水后软弱夹层会进一步软化,岩体强度降低,对岸坡岩体的应力位移特征以及岸坡稳定有很大的影响。研究含软弱夹层顺层岸坡岩体应力位移特征对研究顺层岸坡变形破坏机制,掌握库区蓄水后岸坡的变形情况,制定预警措施具有重要的意义。一些学者对顺层岸坡进行了大量的研究,取得了显著的成果^[1-5]。笔者在前人研究的基础上,通过三维有限元数值模拟,研究软弱夹层对岸坡岩体应力、位移的影响以及软弱夹层岩土体的位移特征。

1 岸坡工程地质概况

岸坡体位于某向斜东南翼,主要由石英砂岩、粉砂岩、泥质砂岩、砂质泥岩夹页岩及碳质页岩组成。其中,多数页岩、泥岩及碳质页岩含蒙脱石较多,易软化、抗剪强度低,属软弱岩层。根据地层岩性工程地质性质,可划分为砂岩-粉砂岩-泥质砂岩岩组、砂岩-粉砂岩-泥质砂岩夹页岩岩组、泥岩-页岩夹砂岩岩组和页岩-碳质页岩岩组等4个工程地质岩组(图1)。岸坡岩体除层理和层面外,还发育4组主要的节理(图2),造成岩体不连续,易风化、含水等而使岩体强度降低。



(I)砂岩-粉砂岩-泥质砂岩岩组;(II)砂岩-粉砂岩-泥质砂岩夹页岩岩组;(III)泥岩-页岩夹砂岩岩组;(IV)页岩-碳质页岩岩组

图1 顺层岸坡工程地质剖面

* 收稿日期:2004-04-15

基金项目:留学回国人员科研启动基金(重点项目)(教外司留[2002]247号)资助项目。

作者简介:靳晓光(1967-),男,重庆大学副教授,主要从事隧道工程、道路工程等方面的教学和研究工作。

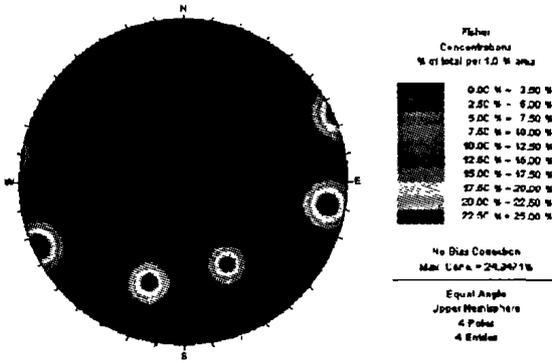


图2 节理等值线图

方向),未考虑构造应力的作用。屈服准则采用 Mohr - Coulomb 准则,其塑性判据表达式为:

$$\frac{1}{3}J_1 \sin\varphi + \sqrt{J'_2} \left(\cos\theta - \frac{1}{\sqrt{3}} \sin\theta \sin\varphi \right) - c = 0 \quad (1)$$

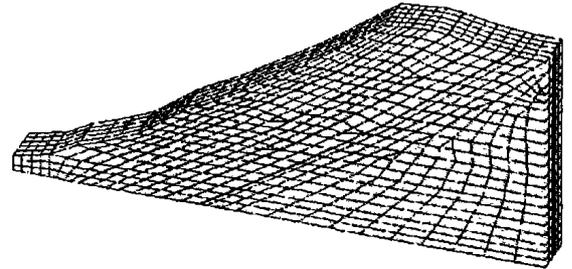


图3 三维有限元数值分析模型

2 数值分析模型的建立及参数选取

2.1 模型的建立

根据工程地质特征,建立如图3所示的数值分析模型。模型长1200 m,宽100 m(可取>1.0 m的任意值,为体现三维空间特点,这里取100 m),高528 m。经过有限元网格划分共产生15111个节点和3120个平面应变等参元;软弱夹层采用实体单元,与临近岩层正常接触,未考虑接触面单元;围岩体左、右边界水平方向面约束(X方向),前、后边界水平方向面约束(Z方向),围岩体顶部为自由面,底部竖直方向面约束(Y

式(1)中: J_1 ——第一应力不变量; J'_2 ——第二应力偏量不变量; c, φ ——分别为材料的内聚力和内摩擦

$$\text{角}; \theta = \frac{1}{3} \arcsin \left(\frac{3\sqrt{3}J_3}{2\sqrt{J_2^3}} \right)$$

2.2 模型参数选取

根据有关地质勘察报告、文献[1]和相关规范,选取不同工程地质岩组的岩体力学参数,在地表、地下水入渗深度范围内采用饱和强度指标^[6]。当三峡库区蓄水至175 m时,175 m以下按地下水入渗深度范围选取岩体力学参数(表1)。

表1 工程地质岩组岩体力学参数

工程地质岩组	E/kPa	μ	$\rho/(\text{kN}/\text{m}^3)$	c/kPa	$\varphi/^\circ$	τ/kPa
砂岩 - 粉砂岩 - 泥质	1.0×10^7	0.25	27.0	739.0	40.0	1500.0
砂岩岩组	(7.0×10^6)	(0.28)	(27.0)	(350.0)	(38.0)	(1000.0)
砂岩 - 粉砂岩 - 泥质	6.0×10^6	0.28	27.0	521.0	38.0	1000.0
砂岩夹页岩岩组	(4.2×10^6)	(0.30)	(27.0)	(300.0)	(35.0)	(700.0)
泥岩 - 页岩	2.0×10^6	0.30	26.5	417.0	28.5	200.0
夹砂岩岩组	(1.4×10^6)	(0.32)	(26.5)	(200.0)	(25.0)	(100.0)
页岩 - 碳质	5.0×10^5	0.35	26.0	100.0	22.0	0.0
页岩岩组	(3.0×10^5)	(0.38)	(26.0)	(70.0)	(19.0)	(0.0)

说明:括号内为蓄水至175 m时,地下水入渗深度范围内的岩体力学参数。

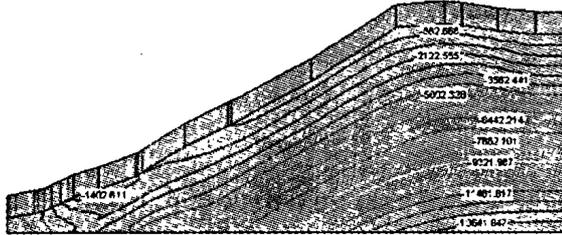
3 数值模拟结果及其分析

3.1 岸坡岩体的应力位移特征

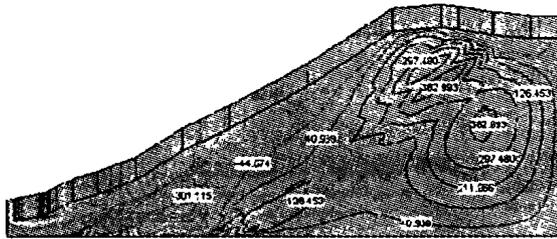
在未蓄水的条件下,岸坡岩体应力、位移特征如图4和图5所示。当库水位达到175 m时,岸坡岩体应力、位移特征如图6和图7所示。可以看出:1)除剪应力外,2种情况下的最大主应力和位移变化特征类似,只是量值不同;第四层软弱夹层以外,岩体变形较协调。2)未蓄水时,岸坡岩体的最大主应力为-13.642 ~ -0.683 MPa(压应力),水平方向位移为-0.273 ~

-0.014 m,竖向位移为-0.567 ~ -0.008 m;剪应力在中上部第二、第三、第四软弱夹层处形成3个应力集中区,最大值为0.383 MPa,中下部软弱夹层应力集中不明显。3)当蓄水至175 m时,岸坡岩体的最大主应力为-13.757 ~ -0.688 MPa;水平方向位移为-0.370 ~ -0.019 m,比未蓄水时增大0.097 ~ 0.005 m;竖向位移为-0.622 ~ -0.033 m,比未蓄水时增大0.025 ~ 0.055 m;剪应力在中上部第二至第四软弱夹层和175 m附近的软弱夹层处皆形成3个应力集中区,中上部最大值为0.390 MPa,175m附近剪应力集中值为0.222 ~

0.306 MPa。4) 根据岸坡岩体应力和位移特征,初步推断第四层软弱夹层是最危险的潜在破坏面。可见,顺层岸坡软弱夹层对岩体应力、位移特征有很大的影响,对边坡稳定具有控制性作用。



(a)

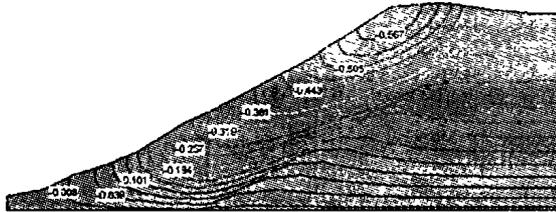


(b)

图 4 未蓄水时的岸坡应力特征
(a. σ_{max} ; b. τ_{xy} ; 单位:kPa)

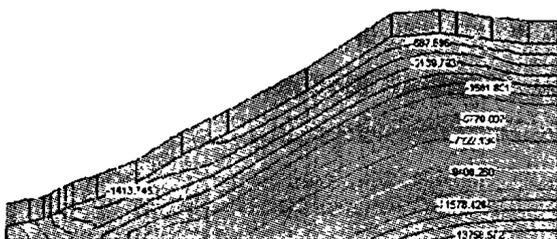


(a)

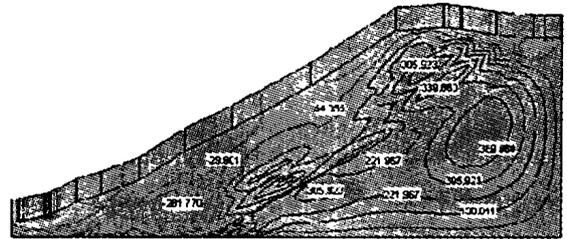


(b)

图 5 未蓄水时的岸坡位移特征
(a. U_x ; b. U_y ; 单位:m)

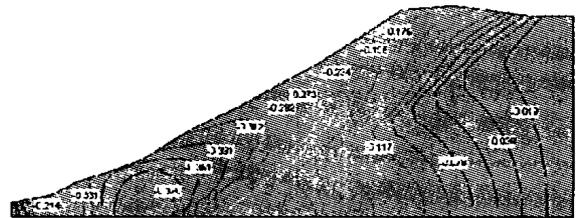


(a)

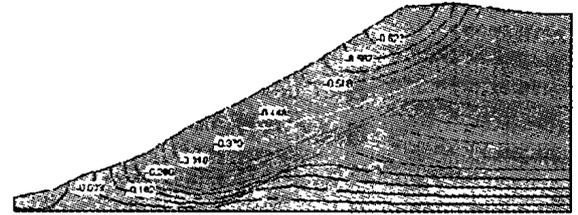


(b)

图 6 蓄水至 175 m 时的岸坡应力特征
(a. σ_{max} ; b. τ_{xy} ; 单位:kPa)



(a)

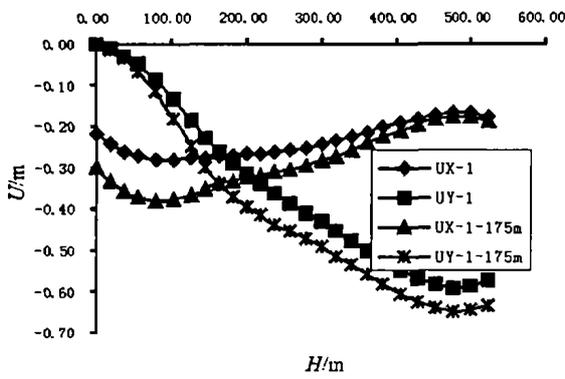


(b)

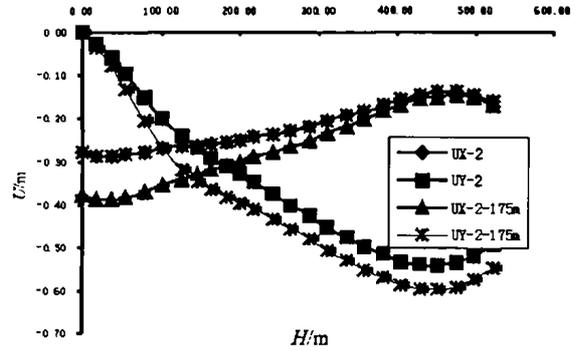
图 7 蓄水至 175 m 时的岸坡位移特征
(a. U_x ; b. U_y ; 单位:m)

3.2 软弱夹层的位移特征

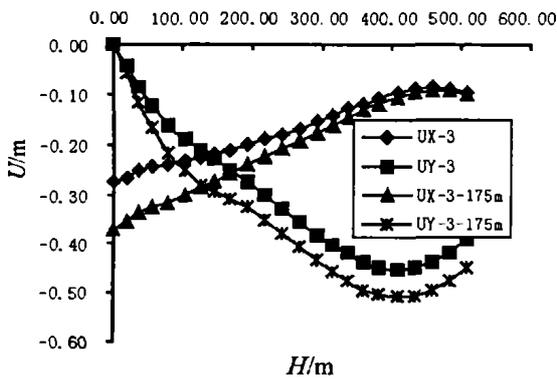
岸坡由外向里,4 层软弱夹层在未蓄水和蓄水至 175 m 高程时,2 种情况下的高程 - 位移特征如图 8 所示。可以看出:1) 每层软弱夹层在 2 种情况下的水平方向位移差值随着高程的增高而逐渐减小,最后趋于一致,且其差值具有自第一层到第四层逐渐减小的特征;2) 每层软弱夹层在两种情况下的竖向位移差值在 175 m 以下随着高程的增高逐渐增大,175 m 以上位移差值变化不大;3) 由外向里,4 层软弱夹层的位移逐渐减小,2 种情况下的差值也逐渐减小。4 层软弱夹层的水平方向最大位移分别增大 0.099 m、0.097 m、0.092 m 和 0.075 m,竖向最大位移分别增大 0.080 m、0.079 m、0.071 m 和 0.057 m;4) 第一至第四层软弱夹层的竖向位移分别在 145.0 m、125.0 m、101.5 m 和 101.5 m 高程以上变形较协调,表明岸坡沿不同软弱夹层破坏时的最危险剪出高程分别在 145.0 m、125.0 m、101.5 m 和 101.5 m 附近。



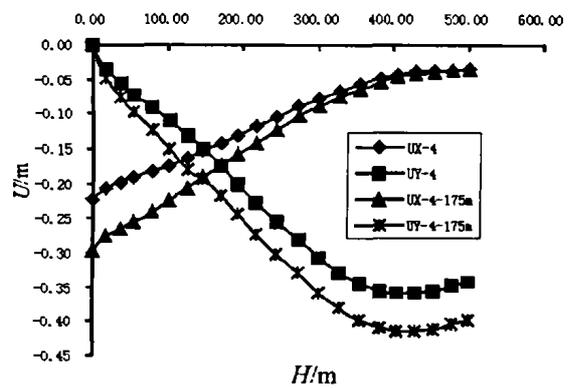
(a) 第1层软弱夹层



(b) 第2层软弱夹层



(c) 第3层软弱夹层



(d) 第4层软弱夹层

图8 软弱夹层水平方向位移 U_x 及竖向位移 U_y 特征

4 结论

顺层岸坡中的软弱夹层是岸坡变形破坏的控制性结构面。库区蓄水后岸坡岩体特别是软弱夹层的强度降低,岸坡位移和应力增大,增加了岸坡的不稳定性。通过岸坡应力、位移特征的有限元数值模拟,可以初步确定岸坡最危险的潜在破坏面以及剪出高程。当蓄水至 175 m 时,该岸坡岩体水平方向位移增大 35.5% ~ 35.7%,竖向位移增大 9.7% ~ 312.5%;由外向里,4 层软弱夹层的水平方向最大位移分别增大 33.9%、34.6%、34.7% 和 33.8%,竖向最大位移分别增大 29.6%、33.0%、33.6% 和 16.7%。第四层软弱夹层是岸坡潜在的最危险的滑动面,岸坡沿不同软弱夹层破坏时的最危险剪出高程分别在 145.0 m、125.0 m、101.5 m 和 101.5 m 附近。

参考文献:

- [1] 张年学,盛祝平,孙广忠,等. 长江三峡工程库区顺层岸坡研究[M]. 北京:地震出版社,1993.
- [2] 刘钧. 顺层边坡弯曲破坏的力学分析[J]. 工程地质学报,1997,5(4):335-339.
- [3] 李云鹏,杨治林,王芝银. 顺层边坡岩体结构稳定性位移理论[J]. 岩石力学与工程学报,2000,19(6):747-750.
- [4] 柴贺军,陈谦应,石豫川. 缓倾角顺层边坡变形的破坏机制及其防治的优化设计[J]. 广西交通科技,2002,(3):11-14.
- [5] 刘小丽,周德培. 有软弱夹层岩体边坡的稳定性评价[J]. 西南交通大学学报,2002,(4):382-386.
- [6] 郑颖人,时卫民,唐伯明. 重庆三峡库区滑坡勘察工作中的一些问题[J]. 重庆建筑,2003,(1):6-10.

(下转第 136 页)

Study on the Terzaghi Ultimate Bearing Capacity of Foundation Based on the Unified Strength Theory

ZHOU Xiao-ping, ZHANG Yong-xing

(College of Civil Engineering Chongqing University, Chongqing 400030, China)

Abstract: The ultimate bearing capacity of foundation based on Mohr – Coulomb strength criterion did not analyze effect of intermediate principal stress on yield and failure of soil so that the disparity between results obtained using Mohr – Coulomb strength criterion and those from experimental data are produced. In the paper, The ultimate bearing capacity of foundation based on unified strength theory is established and a unified solutions are obtained. The corresponding solutions of different materials can be got from it. The unified solution can not only be used to fit the properties of the materials with different tension – pressure strength but also those with equal tension – pressure strength, Results show that ones make full use of the properties of the materials so as to reduce supports, which is of important significance for engineering.

Key words: intermediate principal stress; ultimate bearing capacity; unified strength theory

(编辑 姚 飞)

(上接第 132 页)

Stress and Displacement Numerical Modeling of Bedding Bank Slope Including Weak Interbed

JIN Xiao-guang¹, LI Xiao-hong², LIU Xin-rong¹, GAO Yong¹

(1. College of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400030, China;

2. Key Laboratory for the Exploitation of South West Resources & the Environmental Disaster Control Engineering Under the State Ministry of Education, Chongqing 400030, China)

Abstract: Taking a bedding bank slope including weak interbed in Three Gorges area as an example and through 3D finite element numerical modeling, the influence of weak interbed to bank slope rock mass stress and displacement is studied, is less than as well as displacement characteristics of weak interbed when storage water and storage level 175 m. Numerical modeling results show that: 1) When Three gorges area storage level to 175 m, horizontal displacement will increase 0.097 ~ 0.005 m and vertical displacement will increase by 0.055 ~ 0.025 m of bank slope rock mass. 2) From outside to inside, horizontal displacement of the fourth weak interbed will increase by 0.099 m, 0.097 m, 0.092 m and 0.075 m. Vertical displacement will increase by 0.080 m, 0.079 m, 0.071 m and 0.057 m. 3) Deformation will be concerted of the fourth weak interbed exceptant bank slope rock mass and weak interbed will be potential, the most dangerous failure plane. 4) The most dangerous shear failure level position is about 145 m, 125 m, 101.5 m and 101.5 m when bank slope failure along different weak interbed.

Key words: weak interbed; bedding bank slope; rock mass stress; displacement; numerical modeling

(编辑 姚 飞)