

大沙河出海口堤段边坡稳定性评价

缪 翠

(深圳市东江水源工程管理处,广东 深圳 518001)

摘要:通过有限元计算,用强度储备系数法进行大沙河出海口堤段边坡稳定性评价,通过工程实例得出,边坡稳定的强度储备系数法能比较准确地反映边坡变形、失稳的演变过程,是一种非常实用的方法。

关键词:强度储备系数法;边坡稳定性;有限元

中图分类号:TV871;TU432 **文献标识码:**B **文章编号:**1006-7647(2003)02-0042-02

大沙河整治Ⅱ期工程出海口段,全长约 1.2 km,设计洪水为 200 年一遇,设计洪峰流量为 792 m³/s,设计河底纵坡为 1/1 000.河道采用梯形复式断面,在施工中河床在靠近堤脚处采取了抛石挤淤,河道两侧内边坡用厚 20 cm 混凝土预制块砌筑,河堤一级边坡为 1:1.25,高 3.3 m,二级边坡为 1:2,高 1.7 m,中间平台宽 2.5 m.河床地层结构以淤泥和砾砂层为主,根据钻孔资料,自上而下地层分布如下:人工填土层,含泥质砂层,淤泥质砂层,含砾中粗砂层,砾质粉质粘土层.

深圳市水利规划设计院采用圆弧滑动法进行了复核分析,计算表明有 6 个钻孔部位断面的边坡抗滑稳定安全系数在施工期和地震期均小于 1.0,但大沙河河堤建成至今已有 1 年多的时间,未出现边坡失稳现象.为了进一步深入探讨其真实安全性,本文采用非线性有限元计算和强度储备系数法对大沙河工程出海口堤段边坡稳定性进行分析.

1 大沙河工程出海口堤段边坡稳定性分析

根据本工程的具体情况,结构所承受的主要荷载是自重和地震惯性力,超载的可能性比较小,因此这里采用强度储备系数法进行计算.

1.1 计算模型和地质参数

计算断面取自大沙河施工图设计标准横断面.本工程的结构材料主要为岩土材料,其相应的本构模型采用 Drucker-Prager 模型,河堤基础各地层的物理力学指标见表 1.

根据大沙河整治Ⅱ期工程的初设和技施设计阶段工程地勘报告资料,在本次有限元计算中,本着既

保证计算精度又不至于过多增加计算量的原则,河堤的计算范围按如下取值:从堤顶向堤内取 10 m,从堤脚向河床中部取 10 m.图 1 为计算范围和材料分区,其中 A1 为淤泥,A2 为抛石体,A3 和 A4 均为含泥质砾砂.

表 1 各地层物理力学指标建议值

地层类别	天然容重 /(kN·m ⁻³)	饱和容重 /(kN·m ⁻³)	压缩模量 /kPa	凝聚力 /kPa	摩擦角 /(°)
人工填土	19.5	19.7	3.5	15.0	15.0
含泥质砾砂	20.0	20.8	6.0	2.0	25.0
淤泥质砂	19.3	19.7	3.5	10.0	20.0
淤 泥	16.0	16.1	1.7	12.0	3.0
含砾中粗砂	20.1	20.8	10.0	0.0	25.0
砾质粉粘土	19.3	19.5	7.0	20.0	2.0

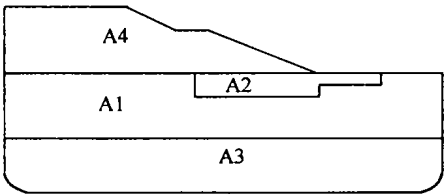


图 1 大沙河出海口堤段断面及材料分区

1.2 计算成果及分析

1.2.1 应力应变状况

由于本工程的河堤地基中含有抗剪强度低、压缩性大的淤泥层,内摩擦角仅为 3°,因此,整个结构的变形主要是由于淤泥层不能承受上部填土的自重荷载而引起的.计算结果表明,由于堤顶处填土从垂直方向来看是最厚的,相应填土的自重荷载也最大,因此靠近堤身处的淤泥层被挤压的程度亦最大,其变形也就最大.随着淤泥层上部的填土厚度从堤顶向堤脚逐渐减小,淤泥所承受荷载也在逐渐减小,其

作者简介:缪翠(1962—),男,福建宁德人,高级工程师,硕士,主要从事水工结构研究.

变形也随之减小.从位移云图来看(以 32 号断面为例),对垂直位移来讲,堤顶处位移值最大(由于没有模拟分层加载,荷载是一次性加上去的,因此 y 方向的位移在堤的顶部最大),方向向下,堤脚处最小,接近于零,有的断面还表现出有大的方向向上的位移;对水平位移来讲,由于堤脚处抛石体夯实作用,阻碍了淤泥向河床方向的移动,因此,河堤平台下部的淤泥体位移最大,而两侧的位移逐渐减小.

由于填土的挤压作用,河堤断面的应力状态主要表现为压应力.另外淤泥层下部的砾质粉粘土层的强度参数比淤泥层大,导致两者的变形不一致.因此,这些部位的应力最大.对 x 方向来说,堤脚处下部地基中的砾质粉粘土层与淤泥层的交界处压应力最大;对 y 方向来说,堤身处地基中砾质粉粘土层与淤泥层的交界处压应力最大.

1.2.2 塑性区状况及强度储备安全系数

计算结果表明,与变形和应力状况相对应,在河堤顶部、下部地基的塑性区范围最大,包括整个淤泥层及其以下的砾质粉粘土层和部分人工填土层,且塑性应力和应变值相对比较大.沿着淤泥层往河床方向塑性范围逐渐减小,而在荷载相对较小的河床堤脚处,其塑性区范围最小,主要区域是淤泥层.

滨海淤泥软基上的土堤要做到局部不出现任何塑性屈服是不可能的.从施工期和地震期的塑性区分布形态图来看(以 3 号断面为例),在正常的设计工况下(有限元计算采用初设时的参数),河堤断面虽然存在一定的塑性区,但是堤身和堤脚下部的塑性区并未连通起来,形成一个塑性破坏区,说明此时整个河堤结构还有一定的承载潜力和安全裕度.为了从理论上求出安全系数,计算时将组成断面各种材料的强度参数(c, ϕ)同时除以正常的强度储备系数 k (k 值大于 1),然后逐渐增大 k 值.当有限元非线性迭代刚好满足收敛条件或者河堤断面的塑性区刚好连通时,取此时的 k 值作为强度储备安全系数.有限元非线性计算得到的 6 个典型断面的强度储备安全系数,如表 2.计算表明,各工况下强度储备系数均大于 1.25,说明河堤边坡是稳定的.

表 2 土坡稳定安全系数

断面	施工期		地震期	
	圆弧滑动法	强度储备系数法	圆弧滑动法	强度储备系数法
3	0.985	1.35	0.974	1.40
9	0.936	1.40	0.931	1.50
10	0.980	1.35	0.964	1.40
32	0.954	1.45	0.932	1.55
37	0.968	1.25	0.945	1.35
39	0.983	1.45	0.949	1.35

为了更清楚地看出淤泥层对强度储备安全系数

的影响,根据有限元计算结果利用数理统计的方法对淤泥层的厚度与强度储备安全系数的关系进行了数据整理,如图 2 所示.

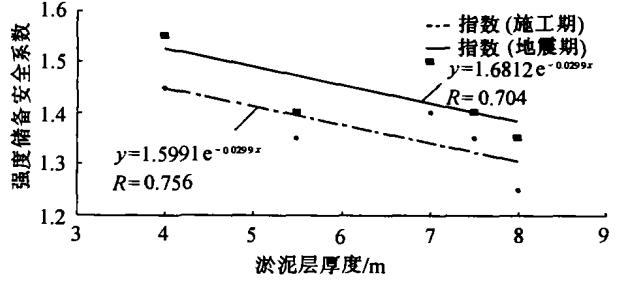


图 2 淤泥层厚度与强度储备安全系数的关系

从图 2 可以看出,河堤中的淤泥层厚度越大,强度储备安全系数越小,河堤的稳定性越差.

1.2.3 渐进破坏过程和失稳形态

图 3 和图 4 清楚地表明了自重作用下 3 号断面在施工期的渐进破坏过程.可以看出,河堤断面首先在堤顶下部地基中的淤泥层处屈服,然后塑应变逐渐增加,塑性区范围不断扩大,并且沿着淤泥层向河床方向发展;同时位于堤脚从抛石区及其下部的淤泥层也开始屈服.最后随着强度储备安全系数的逐渐增大,整个河堤下部的淤泥层最终贯通.从最后的塑性破坏区云图来看,整个塑性区贯通带类似圆弧状.

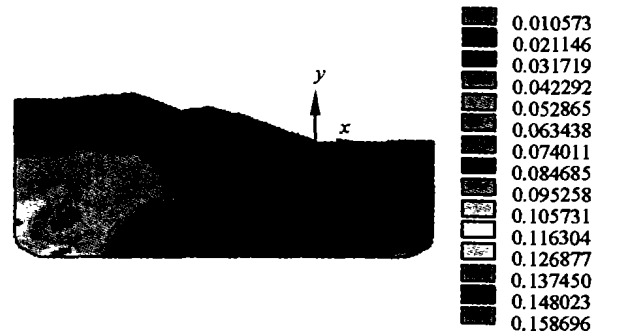


图 3 3 号断面施工期塑性分布形态图 ($k = 1.0$)

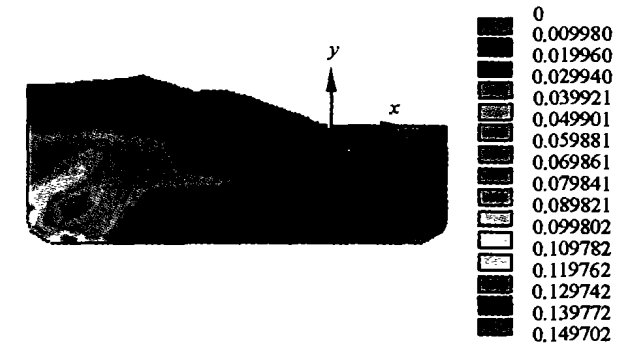


图 4 3 号断面施工期塑性分布形态图 ($k = 1.35$)

从这里可以看出,用有限元强度储备系数法计算出来的塑性区破坏形状与圆弧 (下转第 58 页)

工程学报,1993,12(2):105~114.

- [12] 薛琳,鄢玉亭,杨志法.确定流变岩体的参数及地应力的位移反分析法[J].地质科学,1986(4):371~379.
- [13] 杨志法,王芝银.五强溪水电站船闸边坡的粘弹性位移反分析及变形预测[J].岩土工程学报,2000,22(1):66~71.
- [14] 陈胜宏,陈尚法,杨启贵.三峡工程船闸边坡的反馈分析[J].岩石力学与工程学报,2001,20(5):619~626.
- [15] 杨志法.有限元法图谱[M].北京:科学出版社,1988.15~42.
- [16] Feng Jing, Yang Zhifa. Tupa ~ Displacement back analysis method and its application[A]. In: Proc Int Cong on Progress and Innovation in Tunneling [C]. Toronto Ontario, Canada, 1989. 2123~2126.
- [17] 杨林德.岩土工程问题的反演理论与工程实践[M].北京:科学出版社,1996.
- [18] 冯夏庭,张治强,杨成祥.位移反分析的进化神经网络

方法研究[J].岩石力学与工程学报,1999,18(5):529~533.

- [19] 高玮,郑颖人.岩体参数的进化反演[J].水利学报,2000(8):1~5.
- [20] 李立新,王建党,李造鼎.神经网络模型在非线性位移反分析中的应用[J].岩土力学,1997,1(2):62~66.
- [21] 樊琨,刘宇敏,张艳华.基于人工神经网络的岩土工程力学参数反分析[J].河海大学学报,1998,26(4):98~102.
- [22] 李瑞有,李迪,马水山.三峡永久船闸开挖边坡岩体力学参数反分析[J].长江科学院院报,1998,18(2):10~13.
- [23] 袁勇,孙钧.岩体本构模型反演识别理论及其工程应用[J].岩石力学与工程学报,1993,12(3):232~239.
- [24] 刘维宁.岩土工程反分析方法的信息论研究[J].岩石力学与工程学报,1993,12(3):193~205.

(收稿日期:2002-03-22 编辑:张志琴)

(上接第43页)

滑动法所假定的破坏圆弧是接近的,从而从另一个角度说明有限元计算方法可信,其计算结果是可靠的.

2 大沙河工程出海口堤段边坡稳定评价

对大沙河工程出海口堤段边坡的分析计算结果表明:

a. 选取的6个典型断面在施工期和地震期的强度储备系数均大于1.25,说明河堤边坡是稳定的,其稳定安全还有一定的裕度.这个结果也与大沙河堤从建成至今1年多的时间未出现边坡失稳现象相吻合.

b. 大沙河河堤边坡 y 方向最大压应力一般出现在施工期堤顶部和滨海段下部地基的淤泥层下部砾质层中,最大压应力发生在施工期间37号断面,其值为190.617kPa.除淤泥层外,大多数断面的最大压应力值小于该地的承载力标准值,说明除淤泥层外以下的地层是安全的.

c. 由于本次计算没有模拟分层加载,荷载是一次性加上去的,因此位移的计算结果是 y 方向的位移在堤的顶部最大(如果采用分层加载的方式,则 y 方向的最大位移出现在断面的中间部位). y 方向位移最大值在7~11cm之间,这个值一般来说较实测位移要偏大一些.

d. 河堤段的渐进破坏过程及破坏模式符合土堤失稳破坏的一般规律,并且其塑性区破坏形态也与圆弧滑动法所假定的破坏圆弧比较接近,从而从另一个角度说明有限元计算方法可信,其计算结果

是可靠的.

e. 由于河堤淤泥层是该工程主要的软弱层,在施工过程中采用抛石挤淤措施,经过非线性有限元计算分析证明是稳定的.今后随着时间的增长,基础淤泥的固结程度会越来越高,河堤断面的安全程度也会变好.

3 结论及展望

将强度储备系数法、有限元法及破坏概率方法结合在一起,进行边坡稳定性评价,实用效果较好,有如下几点认识:

a. 边坡稳定评价的强度储备系数法能够比较好地反映边坡变形失稳的演变过程,其可行性程度较高,具有很好的推广应用价值.

b. 将有限单元法同强度储备系数结合在一起,进行边坡稳定性评价,拓宽了边坡稳定评价的理论和方法.

c. 本文仅对同比例降强度(c, ϕ)特例作分析,事实上作不同比例降强度分析,用分项强度储备系数进行边坡稳定性评价更符合边坡失稳的实际情况.对边坡分项强度储备系数的安全取值区间,需在今后作进一步研究.

参考文献:

- [1] 加拿大矿物和能源技术中心.边坡工程手册[M].北京:冶金工业出版社,1994.
- [2] 潘家铮.建筑物的抗滑稳和滑坡分析[M].北京:水利出版社,1980.

(收稿日期:2002-09-28 编辑:傅伟群)