

文章编号:1007-2993(2011)02-0075-06

# 卡拉水电站田三滑坡体风险分析

马 聪<sup>1</sup> 谭跃虎<sup>1</sup> 何世海<sup>2</sup>

(1. 解放军理工大学工程兵工程学院, 江苏南京 210007; 2. 中国水电顾问集团华东勘测设计研究院, 浙江杭州 310014)

**【摘要】** 滑坡体的风险分析是决定坝址比选的控制性因素之一。通过对卡拉水电站田三滑坡体现场勘察和数据分  
析, 建立滑坡风险分析模型; 利用 Bayes 优化法以及蒙特卡罗 (Monte-Carlo) 统计方法确定计算参数; 考虑暴雨、蓄水、地震等  
工况组合, 对田三滑坡体进行了稳定性、涌浪以及堵江分析。田三滑坡体风险分析结果为该地区滑坡失稳探讨提供借鉴, 进  
而为坝址选择提供决策依据。

**【关键词】** 滑坡体; 水电站; 风险分析; 稳定性

**【中图分类号】** TV-139.2 **【文献标识码】** A

doi:10.3969/j.issn.1007-2993.2011.02.006

## Risk Analysis of Tiansan Landslide in Kala Hydropower Station

Ma Cong<sup>1</sup> Tan Yuehu<sup>1</sup> He Shihai<sup>2</sup>

(1. Engineering institute of Engineering corps, PLA Univ. of Sci. & Tech, Nanjing 210007, Jiang su, China;

2. East China Investigation and Design Institute, China Hydropower Engineering Consulting Group Co, Hangzhou 310014, Zhejiang, China)

**【Abstract】** Risk analysis of landslide is one of the critical factors for the selection of dam site. Through field investigation  
and data analysis of Tiansan landslide in Kala hydropower station, risk analysis model is established. With Bayes statistical  
methods and Monte Carlo method to determine the parameters, considering the combination of rainstorm state, water-storage  
conditions, earthquake and other conditions, the analysis of stability, surge and river blockage of Tiansan landslide are done.  
Risk analysis of Tiansan landslide provides experience for failure mechanism in the region, which will facilitate the determining  
of the dam site selection.

**【Key words】** landslide; hydropower; risk analysis; stability

### 0 引 言

卡拉水电站工程区位于四川省凉山彝族自治州木  
里藏族自治县境内的雅砻江干流中游河段上, 为雅砻  
江干流两河口至江口段梯级开发 11 级中的第 6 级。  
上游与杨房沟水电站衔接, 下游与锦屏一级水电站毗  
邻。电站初拟水库正常蓄水位 1986 m, 坝顶高程约

1991 m, 最大坝高约 128 m, 初拟总装机容量约  
1080 MW, 总库容约 2.34 亿 m<sup>3</sup>, 调节库容约 0.37 亿 m<sup>3</sup>。

卡拉水电站工程区两岸冲沟较发育, 地形较零  
乱, 分布有一江、周家、八通、上田镇、下田镇、田三  
等九个滑坡体, 各滑坡体与坝址位置分布关系见图 1。  
因工程区内滑坡体规模巨大, 加之地质条件复杂, 一

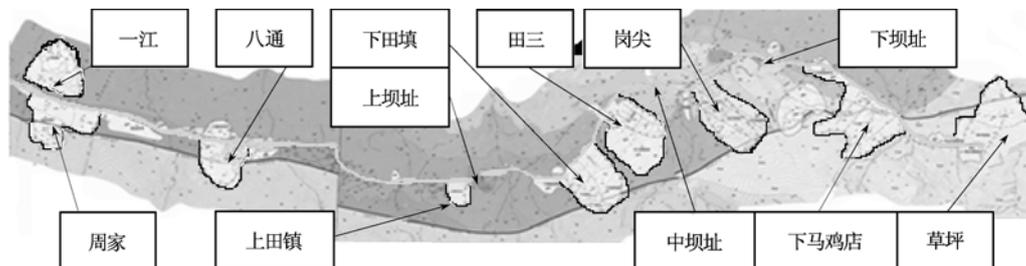


图 1 卡拉水电站初选坝址与各滑坡体位置关系

**作者简介:** 马 聪, 1988 年生, 男, 汉族, 河南南阳人, 硕士研究生。主要从事岩土工程的研究与设计工作。E-mail: ma\_cong0301@126.com

且失稳,将危及大坝及下游安全。根据勘察报告,田三滑坡体可能失稳体积最大。本文通过建立及求解风险分析模型,对田三滑坡体失稳机理及失稳后果进行分析,查明滑坡稳定性及失稳对坝址的危害程度,以期为该地区滑坡失稳探讨提供借鉴,进而为坝址选择提供决策依据<sup>[1-5]</sup>。

## 1 田三滑坡体工程概况

### 1.1 滑坡体基本特征

田三滑坡体近东西向展布,西侧以基岩山坡为界,东侧基本以冲沟为界,长约 640 m。滑坡体总体地形前陡后缓,坡面略有起伏,发育有多个缓坡台地。该滑坡体组成物质较复杂,据钻孔平洞揭露,物质组成主要由残坡积物、崩坡积物及中部滑坡堆积物、底部滑带等组成,其中滑坡堆积层根据破碎程度可细分为两个亚层:粉质粘土夹碎石层和块石层。滑坡体物质组成前后差别较大,前部以碎石土层为主,颗粒组成为粗、细粒;中后部以粗、巨为主,多由块石、大块石组成,原岩结构保持较完整,层理多较清晰,块石棱角明显,岩石保持原岩结构较好。前部地形可见有较多变形破坏现象,稳定性较差,中后部稳定性较好,未发现有破坏现象,居住有常住居民。

### 1.2 局部稳定性分析

由于滑坡体前后物质组成、地形、稳定性及成因存在明显差异,为便于滑坡体分析研究,依据滑坡体的不同区段稳定性、物质组成及地形差异将滑坡体上下分为三个区,基本以台地前缘为界,上下分为 A 区、B 区和 C 区,具体划分见图 2。

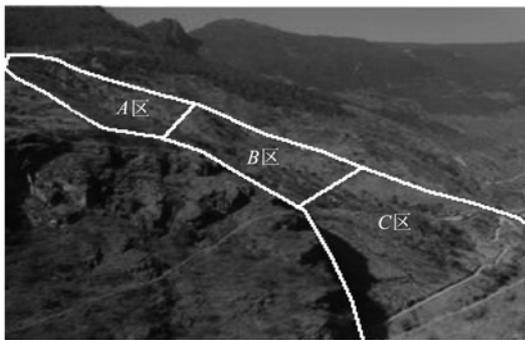


图 2 田三滑坡体全貌及分区

**A 区稳定性** 该段地形较平缓,为  $10^{\circ}\sim 20^{\circ}$ ,与 B 区较为连续;滑坡堆积物为碎块石夹粉砂土层与块碎石层和残坡积粉质粘土夹碎石层,底部有滑坡形成时产生的滑动带,由粉质粘土夹砾石组成,力学性质尚好;无较大地表水侵蚀破坏。该区前缘区域 B 区目前处于稳定状态,起到阻滑作用,在 B 区未发生大型整体失稳情况下, A 区不会产生较大失稳

破坏,稳定性好。

**B 区稳定性** 该段地形较缓,为  $20^{\circ}\sim 25^{\circ}$ ,无大的起伏变化;滑坡堆积物为碎块石夹粉砂土层与块碎石层,力学性质较好;表层覆盖有崩坡积粉质粘土层,透水性较弱,大气降雨下渗量较小,探洞内未发现有渗水现象。因此 B 区不会孤立地产生较大失稳破坏。但该区发育有多层软弱夹层,是潜在的不利滑面,在 C 区整体失稳出现临空情况下,会使其产生牵引式整体失稳破坏,稳定性受 C 区的失稳破坏情况控制。

**C 区稳定性** 为田三滑坡体出现的变形破坏的主要区域,地形略呈凸型,总体坡度  $27^{\circ}\sim 33^{\circ}$ ,前缘坡度较陡,坡度  $35^{\circ}\sim 45^{\circ}$ ,易产生应力集中,不利于边坡稳定,前缘多处可见坍塌现象。中部发育规模巨大的纵向深切冲沟,呈“V”字型,这种深切沟谷致使滑坡体一侧出现临空,侧向约束解除,阻滑力消失,降低了该区整体稳定性,也为侧向失稳提供了边界条件。C 区滑坡体前陡后缓,滑坡堆积物为力学性质差的碎块石夹粉砂土层,下部存在不利软弱滑带,在强降雨影响下,现已发生明显的蠕滑变形破坏,因此,在天然状态下处于欠稳定状态。

## 2 稳定性计算

### 2.1 模型建立

根据现场勘探结果,确定各勘探剖面在滑坡体中的位置,考虑滑坡体实际情况确定典型计算剖面。依据田三滑坡体不同区段的物质组成及地形差异,将该滑坡体分为 3 个区进行稳定性计算,计算剖面见图 3。

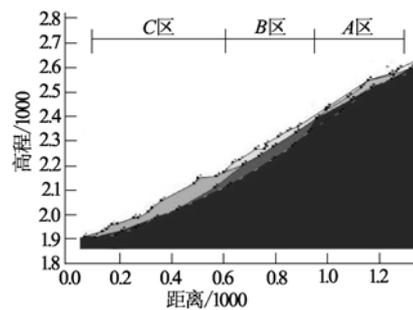


图 3 田三滑坡体典型剖面计算模型图

### 2.2 参数确定

在本工程的实际现场勘察中,通过试验获取了一定数量的样本数据,但因样本有限,加之滑坡体巨大、地质情况复杂,从统计意义来说样本数量远不能满足要求,同时复杂的土工试验本身包含有误差,直接使用这些试验成果往往存在不完全反映实际情况的较大变异系数。基于以上原因,本工程以碎石粉

质粘土层容重计算为例,阐述了基于 Bayes 优化法的物理参数确定过程<sup>[6-9]</sup>。通过对一定数量的工程区滑坡体物理参数进行统计,获得概率分布函数,以此函数作为先验分布函数;以田三滑坡体自身试验样本重度概率分布函数为似然函数,通过研究两种函数之间的关系确定 Bayes 优化方法,最终通过优化获得后验函数,即稳定性计算的参数取值。

### 2.2.1 先验函数计算

通过对卡拉水电站工程区滑坡体物理力学参数(见表1)的研究,结合工程类比数据进行统计分析,利用 $\chi^2$ 检验法进行拟合确定整体分布特征。研究表明:碎石粉质粘土层重度服从正态分布 $N(21.47, 1.80^2)$ 。在进行参数估计时,可用此结果作为先验分布。

表1 卡拉地区碎石粉质粘土层容重数据表

序号	重度 $\gamma/$ ( $\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$ )	序号	重度 $\gamma/$ ( $\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$ )	序号	重度 $\gamma/$ ( $\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$ )	序号	重度 $\gamma/$ ( $\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$ )	序号	重度 $\gamma/$ ( $\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$ )
1	22.12	9	19.70	17	21.13	25	23.32	33	22.65
2	22.17	10	23.28	18	19.60	26	25.48	34	23.60
3	19.51	11	23.22	19	24.48	27	20.75	35	20.93
4	23.59	12	21.11	20	17.59	28	18.90	36	17.59
5	23.44	13	20.49	21	20.88	29	21.63	37	19.97
6	20.19	14	21.40	22	22.24	30	21.70	38	22.87
7	21.88	15	18.91	23	23.97	31	22.33	39	21.7
8	19.73	16	20.51	24	24.00	32	21.55	40	19.62

### 2.2.2 似然函数计算

通过对田三滑坡体平洞内碎石粉质粘土层进行现场重度及颗分实验,实验结果见表2。研究田三滑坡体小容量参数表明该区重度分布符合正态分布: $N(21.74, 1.47^2)$ 。

表2 田三滑坡体碎石粉质粘土层重度数据表

序号	样本深度 /m	重度 $\gamma$ ( $\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$ )	均值	方差
1	10.0	18.91		
2	33.0	20.88		
3	3.0	20.75		
4	9.0	22.65		
5	19.0	23.59	21.74	1.47 <sup>2</sup>
6	26.0	22.87		
7	0	23.28		
8	6.0	20.51		
9	12.0	22.24		

### 2.2.3 后验函数计算<sup>[10]</sup>

研究表明:如果先验分布函数与似然分布函数概型一致,先验分布函数、似然分布函数和后验分布函数之间存在以下关系:

$$u'' = \frac{u^* (\sigma')^2 + u' (\sigma^*)^2}{(\sigma')^2 + (\sigma^*)^2} \quad (1)$$

$$(\sigma'')^2 = \frac{(\sigma' \sigma^*)^2}{(\sigma')^2 + (\sigma^*)^2} \quad (2)$$

式中: $u^*$ 、 $u'$ 、 $u''$ 分别为似然函数、先验函数和后验函数的均值; $(\sigma^*)^2$ 、 $(\sigma')^2$ 、 $(\sigma'')^2$ 分别为似然函数、先验函数和后验函数的方差。

利用 Bayes 统计方法对该滑坡体小样本参数进行优化;通过参数优化,得到田三滑坡体重度计算参数的后验分布服从 $N(21.63, 1.14^2)$ 。田三滑坡体其它各个土层的物理力学参数以相似方法进行计算,计算参数取值见表3。

表3 田三滑坡体计算参数取值表

土层类别	重度 $\gamma$ ( $\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$ )		内摩擦角 $\varphi$ ( $^\circ$ )		粘聚力 $c$ /kPa		
	均值	方差	均值	方差	均值	方差	
滑体土	碎石粉质粘土层	21.63	1.14 <sup>2</sup>	33.57	1.38 <sup>2</sup>	85.27	8.56 <sup>2</sup>
	块石层	24.49	0.27 <sup>2</sup>	36.68	1.33 <sup>2</sup>	144.05	38.02 <sup>2</sup>
滑带土	A区	21.38	0.73 <sup>2</sup>	26.97	1.11 <sup>2</sup>	156.96	16.51 <sup>2</sup>
	B区	21.38	0.73 <sup>2</sup>	27.30	0.78 <sup>2</sup>	150.55	10.65 <sup>2</sup>
	C区	21.38	0.73 <sup>2</sup>	26.39	1.94 <sup>2</sup>	114.82	24.07 <sup>2</sup>

2.3 计算工况及荷载组合

根据水库运营实际,滑坡体具有规模大、地形条件及运行环境复杂的特点,滑坡体出现失稳的可能性较大。在工程实际运行过程中,水位上升(蓄水)、暴雨、水位骤降、地震等外部因素对滑坡体的稳定性

具有显著影响。因此在滑坡体的风险分析中需要考虑外部因素及其组合(不同工况)的影响。在田三滑坡体的稳定性计算中,主要考虑持久状况、短暂状况和偶然状况下的失稳情况。计算工况及荷载组合见表4。

表4 计算工况及荷载组合

组合状况	类别	工况编号	工况	荷载组合
正常运营	持久状况	1	天然	自重+地下水+正常水位
		2	蓄水	自重+地下水+蓄水水位
特殊组合I	短暂状况	3	正常水位+暴雨	自重+地下水+正常水位+暴雨
		4	蓄水+暴雨	自重+地下水+蓄水水位+暴雨
特殊组合II	偶然状况	5	正常水位+地震	自重+地下水+正常水位+地震
		6	蓄水+地震	自重+地下水+蓄水水位+地震
特殊组合III	短暂状况	7	水位骤降	自重+地下水+骤降水位

2.4 计算结果及稳定性分析

由于边坡工程复杂,且岩土参数离散性较大,为有效模拟出边坡实际情况,根据滑坡体参数后验分布概率函数,通过@risk软件,采用蒙特卡罗(Monte-Carlo)方法随机抽取10000组数据,同时对各个土层抽取样本随机组合,以随机组合数据进行滑坡整体稳定性计算。计算方法以Bishop法和M-P法为基础,以安全系数为直观反映,计算由GEO-SLOPE软件进行。为解决10000组抽样数据带来的输入难题,利

用自编对接程序Edit And Run将随机抽样的10000组数据导入GEO-SLOPE软件,结合不同的工况以及荷载组合进行计算。通过分析结果,分别统计出安全系数大于1,1.05,1.1,1.15的数据在总数据中所占的百分比,以安全系数小于1的组合为失稳组合,统计出失稳组合在10000组数据中所占的百分比,得到了滑坡体在该工况下的失稳概率,计算结果见表5。表5中“/”部分表示安全系数大于1.1或者1.15的百分比为0。

表5 滑坡体计算成果汇总表

类别	工况	计算方法	安全系数		安全系数百分比				失稳概率
			均值	方差	>1	>1.05	>1.1	>1.15	
持久状况	天然	Bishop	1.43	0.09 <sup>2</sup>	100%	100%	100%	100%	0
		M-P	1.45	0.10 <sup>2</sup>	100%	100%	100%	100%	0
	蓄水	Bishop	1.39	0.03 <sup>2</sup>	100%	100%	100%	100%	0
		M-P	1.33	0.03 <sup>2</sup>	100%	100%	100%	100%	0
短暂状况	正常水位+暴雨	Bishop	1.29	0.09 <sup>2</sup>	100%	99.82%	99.45%	/	0
		M-P	1.29	0.12 <sup>2</sup>	100%	99.89%	99.71%	/	0
	蓄水+暴雨	Bishop	1.11	0.07 <sup>2</sup>	95.11%	95.11%	59.25%	/	4.89%
		M-P	1.20	0.06 <sup>2</sup>	99.83%	99.83%	94.80%	/	0.17%
偶然状况	正常水位+地震	Bishop	1.28	0.09 <sup>2</sup>	99.47%	98.40%	95.71%	/	0.53%
		M-P	1.26	0.09 <sup>2</sup>	99.38%	98.04%	94.76%	/	0.62%
	蓄水+地震	Bishop	1.16	0.09 <sup>2</sup>	94.90%	87.31%	/	/	5.10%
		M-P	1.16	0.09 <sup>2</sup>	94.64%	86.73%	/	/	5.36%
短暂状况	水位骤降	Bishop	1.04	0.09 <sup>2</sup>	69.04%	69.04%	/	/	30.96%
		M-P	1.04	0.09 <sup>2</sup>	68.07%	68.07%	/	/	31.93%

通过对安全系数小于1的均值安全系数所对应参数进行局部稳定性分析,确定最危险滑面及断面面积,估算失稳体积。局部失稳体积计算结果见表6。

表6 滑坡体失稳体积

工况	天然	蓄水	暴雨	蓄水暴雨	水位骤降	地震	蓄水地震
失稳体积 /10 <sup>4</sup> m <sup>3</sup>	0	0	0	152.45	479.19	55.73	173.51

## 2.5 库区涌浪分析

研究表明,影响滑坡涌浪的关键因素是滑坡体体积和速度。而影响滑坡体下滑入江方的影响因素很多,而迄今尚无一个比较精确的计算公式。依据三峡地区滑坡入江体积估算,一般取滑坡体失稳入江体积为总体积的1/10<sup>[11]</sup>,速度计算取美国土木工程师协会建议推算法。针对涌浪传递本文采用根据大量的涌浪试验资料 and 实际观测成果而总结得出的改进水科院公式<sup>[12]</sup>计算最大涌浪高度和传递至坝前涌浪高度。

### 1) 最大涌浪高度:

$$h_{\max} = K \frac{u^{1.85}}{2g} V^{0.5} \quad (3)$$

式中:K为综合影响系数,取平均值 $K=0.12$ ;u为滑速,m/s;V为滑体入江体积, $10^4 \text{ m}^3$ ;g为重力加速度。

### 2) 距滑坡不同距离的涌浪高度:

$$h_s = K_1 \frac{u^n}{2g} V^{0.5} \quad (4)$$

$$\text{其中: } K_1 = \begin{cases} 0.5 & (L \leq 35.0) \\ 6.1274L^{-0.5945} & (L > 35.0) \end{cases} \quad (5)$$

式中:K<sub>1</sub>为与L有关的系数;L为距滑坡距离,m;系数n为1.3~1.5,本计算取 $n=1.4$

涌浪计算结果见表7。

表7 滑坡涌浪预测数据表

工 况	滑坡高差/m	库水深度/m	实际滑距/m	入江体积/ $10^4 \text{ m}^3$	最大涌浪 高度/m	传递至 上坝址/m	传递至 中坝址/m	传递至 下坝址/m
蓄水暴雨	92	86.5	194	15.25	11.4	0	1.7	0.8
水位下降	254	86.5	510	47.92	59.1	0	6.7	3.2
地震	550	86.5	867	5.73	39.7	0	3.8	1.8
蓄水地震	629	86.5	125	17.35	9.0	0	1.4	0.7

## 2.6 滑坡堵江分析

结合该段河道的水下地形实测资料,借助水上岸坡地形并参考实地调查资料和有关文献资料,对堵江高程进行估算。雅砻江在工程研究河段水深一般为8~12m,根据计算可知,在平水期最小堵江体积为 $3.0 \times 10^4 \text{ m}^3$ ,在洪水期最小堵江体积为 $12 \times 10^4 \text{ m}^3$ 。由此可分别计算得出田三滑坡体在各工况下的堵江高程,计算结果见表8。

表8 各工况下的可能堵江高程

工况	天然	蓄水	暴雨	蓄水 暴雨	水位 骤降	地震	蓄水 地震
堵江高 程/m	/	/	/	33.3	59.0	20.1	29.0

## 3 结论及建议

1) 计算结果及局部稳定性分析表明:在天然、蓄水、暴雨状态下,滑坡体整体稳定性较好;在蓄水暴雨、地震及蓄水地震工况下,滑坡体稳定有一定影响,C区可能出现局部失稳,但依然处于稳定状态;但在水位骤降工况下失稳概率达31%~32%,对滑坡体稳定性影响很大,需要尤为注意。

2) 滑坡涌浪形成后,初始涌浪及坝前涌浪高度高,特别在水位骤降时需慎重对待。因此需要一方面科学规划枯水期发电时的水位下降速度,在水位下降时做好预警预报工作,对过往船只及渔业工作提出预警,避免在水位骤降阶段在库区内过往或实

施作业;另一方面加强因高强度降雨带来的非正常泄洪情况水位下降时的滑坡体安全监测,为灾害防治及防灾减灾提供预警。

3) 结合本工程坝址比选,上坝址在抗涌浪方面具有空间优势,中下坝址同时受涌浪和库容减小的影响。因此,针对坝址选择建议采用上坝址,但如综合考虑最佳坝址为中下坝址则需要坝顶设置防浪墙,墙高可采用4~6m,墙顶高出坝顶3~3.2m,避免漫顶式涌浪破坏,保证下游的安全。

4) 针对滑坡体入江体积大、堵江高度高的特点,在中下坝址坝体设计时需结合滑坡体最大堵江体积进行大坝排淤设计,避免因堵江造成库容减小,影响正常的发电效益;同时在进行坝址比选时,必须考虑因堵江而带来的清淤损失和发电损失,折算为相应经济指标,使坝址比选方案更具备科学性。

## 参 考 文 献

- [1] 李守定,李 晓,董艳辉,等. 重庆万州吉安滑坡特征与成因研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(17):3159-3164.
- [2] 王恭先. 滑坡学与滑坡防治技术[M]. 北京:中国铁道出版社,2004.
- [3] 徐邦栋. 滑坡的分析与防治[M]. 北京:中国铁道出版社,2001.
- [4] 王恭先. 滑坡防治中的两个关键技术问题[C]//海峡两岸岩土工程学会论文集. 西安:陕西科学技术出版

- 社,1994:66-76.
- [5] 田 斌,童富果,戴会超. 降雨条件下清江古树包滑坡稳定性有限元分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2005,24(增2):5301-5307.
- [6] 赵 辉,谭跃虎,徐 辉,等. 雅砻江上田边坡可靠性蒙特卡罗方法综合应用[J]. 地下空间与工程学报, 2010,6(5):938-945.
- [7] 盛骤,谢式千,潘承毅. 概率论与数理统计[M]. 北京:高等教育出版社,1989.
- [8] 高大钊. 土力学可靠原理[M]. 北京:中国建筑工业出版社,1989.
- [9] 王俊杰,陈爱玖,姬凤玲,等. 岩土参数的概率分布拟
- 合及 Bayes 方法优化[J]. 华北水利水电学院学报, 2004,25(2):51-54.
- [10] 谭跃虎,李二兵,赵 辉,等. 雅砻江卡拉水电站近坝址区滑坡风险与评价报告[R]. 南京:中国人民解放军理工大学工程兵工程学院,2010.
- [11] 田陵君,王兰生,刘世凯. 长江三峡工程库岸稳定性[M]. 北京:中国科学技术出版社,1992:95-98.
- [12] 钟登华,安娜,李明超. 库岸滑坡体失稳三维动态模拟与分析研究[J]. 岩石力学与工程学报,2007,26(12): 360-367.

收稿日期:2010-12-22

(上接第 74 页)

线的始末段拟合较好,且参数物理意义明确;应变硬化指数理论对应力应变曲线整个过程的预测均较好,且能反映土体的硬化程度。

3)由于吹填软土具有一定的结构性,因此开展考虑结构性的相关模型理论研究更符合工程实际,值得进一步研究。

#### 参 考 文 献

- [1] 袁 静,龚晓楠,益德清. 岩土流变模型的比较研究[J]. 岩石力学与工程学报,2001,20(6):772-779.
- [2] 徐干成,谢定义. 岩土材料弹塑性本构模型研究概况[J]. 岩土力学,1993,14(3):81-93.
- [3] Lade P. Vand Dunnean J M. ElastoPlastic stress-strain theory for cohesionless soil. J GED, ASCE, 1975; 101 (GT10):1037-1053.
- [4] 钱佳欢,殷宗泽. 土工原理与计算[M]. 北京:中国水利水电出版社,1996,54-60
- [5] DUNCAN J M, CHANG C Y. Nonlinear analysis of stress and strain in soils[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 1970, 96 (5):1629-1653.
- [6] 殷德顺,和成亮,陈 文. 岩土应变硬化指数理论及其分数阶微积分理论基础[J]. 岩土工程学报,2010, 32(5):762-766.
- [7] 王立忠,赵志远,李玲玲. 考虑土体结构性的邓肯-张模型[J]. 水利学报,2004,1:83-89.
- [8] Mesri G, Roskhsar A, Bohor B F. Composition and compressibility of typical samples of Mexico City clay [J]. Geotechnique, 1995, 25 (3): 527-554.
- [9] 龚晓南,熊传祥,项可祥,等. 粘土结构性对其力学性质的影响及形成原因分析[J]. 水利学报,2000, 10:43-47.
- [10] HOLLOMON J H. The effect heat treatment and carbon content the work hardening characteristics of several steel [J]. Transactions of ASM. 1994, 32: 123-133.

收稿日期:2011-02-21