

杨鸽, D. V. Griffiths, 朱晟. 考虑堆石料空间变异性的土石坝坝坡地震稳定性随机有限元分析[J]. 地震工程学报, 2019, 41(4): 939-948. doi: 10.3969/j.issn.1000-0844.2019.04.939

YANG Ge, D. V. Griffiths, ZHU Sheng. Seismic Slope Stability Analysis of Earth-Rockfill Dams Considering Spatial Variability of Rockfill Materials via Random Finite Element Method[J]. China Earthquake Engineering Journal, 2019, 41(4): 939-948. doi: 10.3969/j.issn.1000-0844.2019.04.939

## 考虑堆石料空间变异性的土石坝坝坡 地震稳定性随机有限元分析

杨 鸽<sup>1,2,3</sup>, D. V. Griffiths<sup>3</sup>, 朱 晟<sup>2</sup>

(1. 国家能源局大坝安全监察中心, 浙江 杭州 311122; 2. 河海大学水工结构研究所, 江苏 南京 210098;  
3. 科罗拉多矿业大学土木与环境工程学院, 科罗拉多 戈尔登 81401)

**摘要:** 本文探讨了筑坝堆石料的空间变异性对土石坝坝坡动力稳定性的影响。以新疆某在建高面板堆石坝为例, 在蒙特卡洛法的框架下, 采用基于局部平均细分法的随机有限元法模拟考虑筑坝堆石料空间变异性时土石坝的地震响应及坝坡滑移情况, 通过对比随机有限元法和常规确定性有限元法的计算结果, 提出: 在地震动作用下, 考虑筑坝材料空间变异性时, 坝坡滑动体的数量、规模以及滑移量和滑动历时都有不同程度的增大, 因而坝坡整体危险程度显著高于不考虑材料空间变异性的情况。坝坡各项动力安全性指标对筑坝材料空间变异性非常敏感; 因而, 考虑筑坝材料空间变异性时, 各项安全性指标的离散性较大。

**关键词:** 坝坡地震稳定性; 堆石料的空间变异性; 随机有限元法

中图分类号: TU43

文献标志码: A

文章编号: 1000-0844(2019)04-0939-10

DOI: 10.3969/j.issn.1000-0844.2019.04.939

## Seismic Slope Stability Analysis of Earth-Rockfill Dams Considering Spatial Variability of Rockfill Materials via Random Finite Element Method

YANG Ge<sup>1,2,3</sup>, D. V. Griffiths<sup>3</sup>, ZHU Sheng<sup>2</sup>

(1. Large Dam Safety Supervision Center, National Energy Administration, Hangzhou 311122, Zhejiang, China;

2. Institute of Hydraulic Structures, Hohai University, Nanjing 210098, Jiangsu, China;

3. Department of Civil and Environmental Engineering, Colorado School of Mines, Golden 81401, Colorado, USA)

**Abstract:** The influence of spatial variability of rockfill materials on the dynamic stability of dam slope of rockfill dams was studied. Under the framework of Monte Carlo method, the random finite element method (RFEM) based on the local average subdivision method was adopted to simulate the seismic response and analyze the slope stability of a high concrete face rockfill dam in Xinjiang, China. By comparing the calculation results using the RFEM and conventional deterministic finite element method, it is determined that (1) when the spatial variability of the rockfill materials is considered, the number and

收稿日期: 2018-11-01

第一作者简介: 杨 鸽(1987-), 女, 博士后, 主要从事土石坝概率性地震反应分析和风险评估等方面的研究。

E-mail: yanggehhu@163.com。

dimension of sliding bodies, together with sliding movements and duration increased; therefore, the overall risk of the dam slope is significantly higher than that when the spatial variability of rockfill materials is not considered and (2) the dynamic safety indexes of dam slope are sensitive to the spatial variability of rockfill materials and show high degree of discretion consequently.

**Keywords:** seismic stability of dam slope; spatial variability of rockfill materials; random finite element method

## 0 引言

土石坝坝坡的稳定性是评价土石坝地震安全性的重要考察因素。自1965年Newmark提出基于刚塑性假设的坝坡滑移量分析方法<sup>[1]</sup>以来,工程界逐渐接受仅通过安全系数是否小于1判断边坡动力稳定性有欠合理,需在考察边坡滑移量、滑动范围等因素的基础上,综合评估边坡的动力稳定性<sup>[2-4]</sup>。国内也有众多针对土石坝坝坡的稳定性方面的研究,例如孔宪京<sup>[5]</sup>、陈生水<sup>[6]</sup>、赵剑明等<sup>[7]</sup>、刘汉龙等<sup>[8]</sup>、迟世春等<sup>[9-10]</sup>的研究。

另一方面,土石坝由天然岩土材料堆筑而成,虽然施工过程中对筑坝堆石料进行了一定程度的质量控制,但由于国内外现行施工规范中都只对堆石料的干密度以及表征其密实程度的指标给出了较明确的控制标准,而对堆石料的级配和母岩性质等的控制则相当“粗放”<sup>[11-13]</sup>,使得筑坝堆石料的物理力学性质仍存有一定的不确定性。

然而,在目前关于土石坝边坡动力稳定性的分析研究中,仅有极少考虑了岩土材料的随机性。吴再光等<sup>[14]</sup>曾将摄动法与结构动力响应分析的频域法相结合构建有限元格式,求解了堆石料质量、动模量和阻尼具有空间变异性时坝体响应的均值和方差历时曲线,然后分别由均值加速度时程以及均值加速度加上3倍标准差时程求解边坡滑移量的均值和取值范围。Lizarraga<sup>[15]</sup>用Karhune-Loève展开法模拟堆石料及坝基材料强度参数(凝聚力和摩擦角)的二维高斯随机场,然后将其输入至有限差分法(FLAC2D)计算程序中求解了土石坝坝坡的Newmark滑移量。但是,吴再光等<sup>[14]</sup>的研究中将土石坝简化成了水平剪切振动的一维集中质量模型;Lizarraga<sup>[15]</sup>的研究中,仅考虑了材料凝聚力和摩擦角的不确定性,未考虑其他物理力学性质的不确定性。

为此,本文将采用基于局部平均细分法的随机有限元法(Random Finite Element Method, RFEM)研究筑坝堆石料的空间变异性对土石坝坝坡动力稳定性的影响。现以新疆在建高面板堆石坝

A为例,在蒙特卡洛法的框架下,采用RFEM模拟考虑筑坝堆石料空间变异性时土石坝的地震响应及坝坡滑移情况,然后通过对比随机有限元法和常规确定性有限元法的计算结果,探讨筑坝堆石料的空间变异性对土石坝坝坡稳定性的影响。由于在本文所采用的RFEM中有限元分析与随机场模拟是相对独立的过程,因而并不需要对结构的有限元模型做过多的简化。此外,尽量采用包含材料物理指标的力学模型描述筑坝岩土材料的力学性质,本研究中将能够考虑材料静动力变形特性的不确定性。

## 1 坝坡动力稳定性随机有限元分析方法

### 1.1 基本流程

本文采用基于局部平均细分法的随机有限元法模拟土石坝的地震响应。由于局部平均细分法能够模拟材料性质随机场,该方法可描述堆石料的空间变异性,从而更加真实的反映堆石料的空间分布情况。

采用随机有限元法分析土石坝坝坡动力稳定性的基本流程如图1所示。首先,采用局部平均细分法生成一组具有空间变异性的材料随机场。然后,采用“逐单元法”将材料随机场映射至有限元网格,使每个网格单元都找到相应的材料参数取值。之后,调用有限元静力分析模块,模拟坝体材料为该组随机场时坝体的应力、变形等。随后,输入地震动荷载,调用动力有限元分析模块,采用Wilson- $\theta$ 法逐步求解动力平衡方程,计算每个小时步内的动力加速度响应以及动应力;在此基础上,采用“块体旋滑法”计算潜在滑动体在每个时步的滑移量。最后,累加各个潜在滑动体在各时段内的滑移量,得到该滑动体的累积滑移量等坝坡安全性指标,即完成了一次随机有限元分析、得到了一个随机样本。在蒙特卡罗法的框架下,重复上述步骤多次,直至计算得到的随机样本达到统计稳定后,即可通过对随机样本的统计分析,估计大坝坝坡动力稳定性的统计特性。

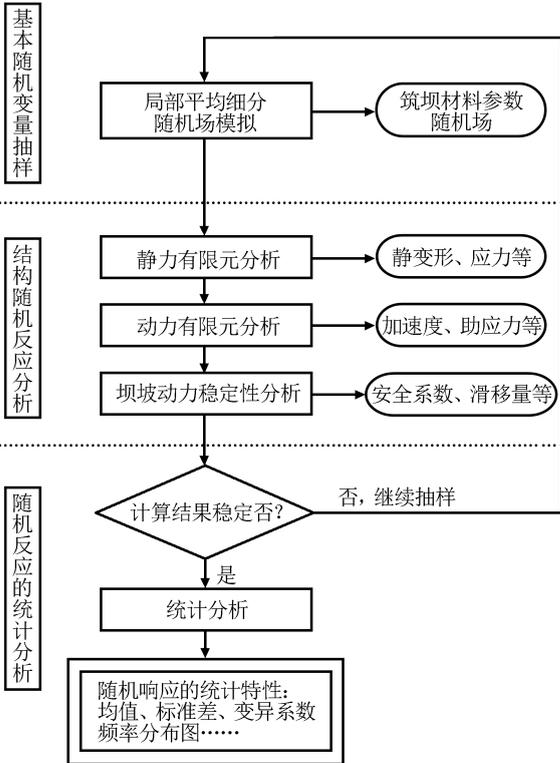


图 1 随机有限元分析土石坝随机地震反应的基本流程

Fig.1 Basic flow of random seismic performance analysis of rockfill dams using the RFEM

局部平均细分法的原理见文献[16]以及 Fenton<sup>[17]</sup>和 Vanmarcke<sup>[18]</sup>的研究。TSDA 静动力有限元分析模块的原理见顾淦臣等人<sup>[19]</sup>的介绍。

### 1.2 块体旋滑法

本文采用块体旋滑法<sup>[19-20]</sup>对坝坡的动力稳定性进行分析。对于图 2 所示的旋滑块体,地震过程中,沿滑弧的抗滑力  $N_s$  和滑动力  $N_r$  随坝体内应力状态的变化而变化,具体由下式计算:

$$N_s(t) = \sum_{i=1}^n [\tau_{d,i}(t) + \tau_i] A_i \quad (1)$$

$$N_r(t) = \sum_{i=1}^n [\sigma_{d,i}(t) + \sigma_i] A_i \tan \phi \quad (2)$$

式中:  $\tau_{d,i}(t)$  和  $\sigma_{d,i}(t)$  分别为  $t$  时刻滑弧上第  $i$  个单元的动剪应力和动正应力;  $\tau_i(t)$  和  $\sigma_i(t)$  为相应单元上的静剪应力和静正应力;  $A_i$  为滑弧上  $i$  单元的面积(或弧长);  $n$  为滑弧穿过的单元总数。

滑动体的安全系数则为:

$$F_s(t) = \frac{N_r(t)}{N_s(t)} \quad (3)$$

当安全系数  $F_s(t) \geq 1.0$  时,认为坝坡稳定,滑

移量为 0;而当  $F_s(t) < 1.0$  时,则认为坝坡此刻失稳,滑动体的滑动加速度  $\delta(t)$  与沿滑弧的抗滑力  $N_s$  和滑动力  $N_r$  有如下关系:

$$\delta(t) = \frac{d^2 s}{dt^2} = (N_r - N_s) \frac{R^2}{I} \quad (4)$$

式中:  $I$  为转动惯量,  $I = \int \rho^2 dA$ 。得到滑动加速度  $\delta(t)$  后可对其进行数值积分得到滑动速度  $\dot{\delta}(t)$ ,进而得到滑动位移  $\delta(t)$ 。

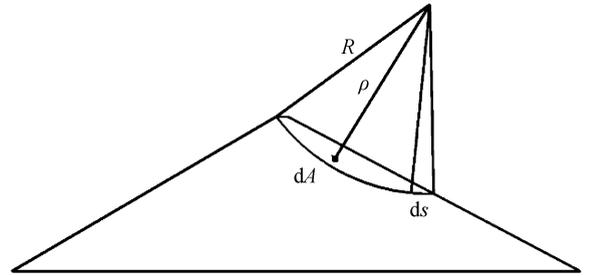


图 2 块体旋滑法示意图

Fig.2 Schematic diagram of rotation-slip method

## 2 工程概况

A 工程位于叶尔羌河下游,挡水建筑物为钢筋混凝土面板堆石坝,最大坝高 164.8 m,坝址河床存在约 93 m 厚的覆盖层。根据该工程的场地地震安全性评价报告,大坝抗震设计烈度为Ⅷ度,基岩地震加速度峰值为 320.6 gal,对应场地加速度反应谱如图 3 所示。

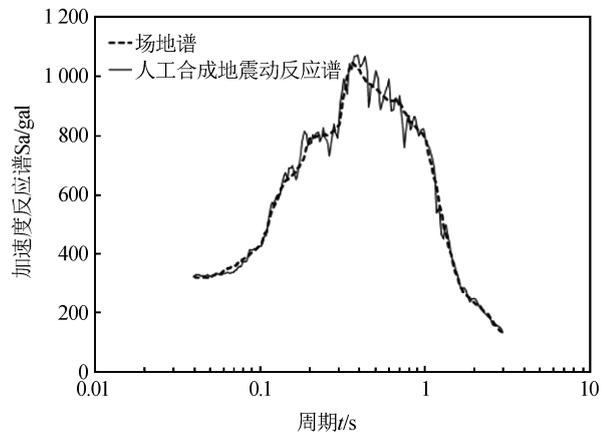


图 3 场地谱及人工合成地震动对应反应谱

Fig.3 Site response spectrum and response spectrum of synthesized ground motion

采用如图 4 所示的有限元计算模型。静力分析模拟坝体的填筑和蓄水过程,地基、坝体和土荷载分别分 10 级、40 级和 3 级施加。采用 SIMQKE 程序

根据设计峰值加速度和场地谱人工合成加速度时程<sup>[21-22]</sup>,如图5所示,其对应反应谱如图3中实线所示。考虑到覆盖层较厚,对得到的加速度时程进行折减使峰值为原设计值的50%,再将其作为水平向输入加速度;竖向加速度时程为水平向的2/3。

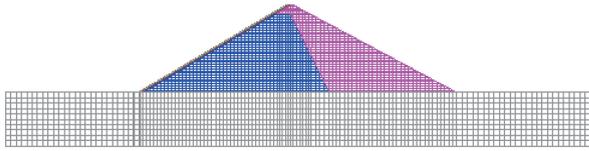


图4 面板堆石坝有限元计算模型

Fig.4 Finite element model of the concrete-faced rockfill dam

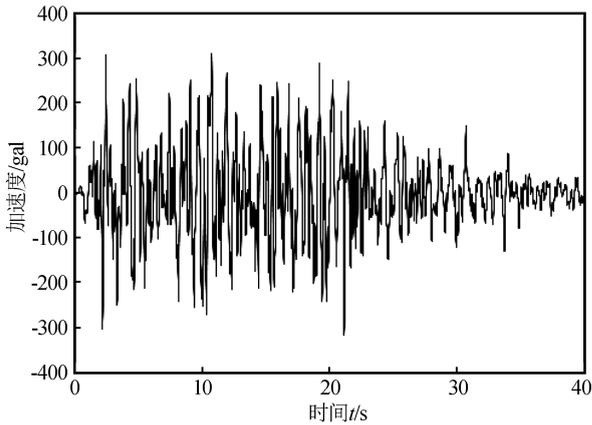


图5 人工合成地震动加速度时程(水平向)

Fig.5 Acceleration time history of artificial ground motion (horizontal)

### 3 堆石料力学性质的不确定性

筑坝堆石料的物理力学性质都具有一定程度的不确定性以及空间变异性。为了解堆石料力学性质(特别是变形特性)的不确定性,需要对大量的力学试验结果进行统计分析,成本极高。受此影响,目前对岩土材料不确定性的研究多集中在其物理性质上,只有少数研究涉及到了材料的强度特性和变形特性;而在考察材料不确定性对结构反应的影响的研究中,一般只考虑材料物理性质或强度特性的不确定性,极少研究涉及到材料变形特性不确定性<sup>[17,23-24]</sup>。特别值得注意的是,在几乎所有考察岩土材料力学特性不确定性对结构反应影响的研究中,描述力学特性不确定性的统计参数都是作者根据有限的已发表的文献中的数据“拟定”而来,而非根据对具体研究对象的试验测量结果获得。

相比于力学性质参数,岩土材料物理性质参数的统计特性则通常更容易获得。为此,笔者提出<sup>[16]</sup>

采用包含材料物理指标的力学模型描述筑坝岩土材料的力学性质,如此一来便可通过材料物理参数的统计特征推算出材料力学特性的统计特征,从而大大降低获取材料力学参数统计特性的成本,使岩土结构概率性分析中材料参数统计特性的获取方法更加可靠。

#### 3.1 动力本构模型

堆石料动力性质方面,将采用 Menq<sup>[25]</sup>提出的包含堆石料孔隙比、不均匀系数、平均粒径的动本构模型,并将上述物理参数设置为具有空间变异性的随机场。具体地,最大动剪模量  $G_{\max}$  与堆石料孔隙比  $e$ 、不均匀系数  $C_u$ 、平均有效应力  $\sigma_0$  存在以下关系:

$$G_{\max} = K_G \times C_u^{-0.2} \times e^x \times \left( \frac{\sigma_0}{Pa} \right)^{n_G} \quad (5)$$

围压指数又与不均匀系数  $C_u$  有如下关系:

$$n_G = 0.48 \times C_u^{0.09} \quad (6)$$

而孔隙比  $e$  的指数  $x$  与平均粒径  $D_{50}$  的关系可表示为:

$$x = -1.482 - 0.594 \lg(D_{50}) \quad (7)$$

参数  $K_G$  需通过对材料动力试验曲线拟合得到。

得到最大动剪模量  $G_{\max}$  后,可通过式(8)计算不同动剪应变  $\gamma$  对应的动剪模量  $G$ :

$$G = \frac{G_{\max}}{1 + \left( \frac{\gamma}{\gamma_r} \right)^a} \quad (8)$$

式中:参考应变  $\gamma_r$  与不均匀系数  $C_u$  和平均有效应力  $\sigma_0$  有如下关系:

$$\gamma_r = K_1 \times C_u^{-n_r} \times \left( \frac{\sigma_0}{Pa} \right)^{0.5} \quad (9)$$

而指数  $a$  也与平均有效应力  $\sigma_0$  有关:

$$a = K_2 + 0.1 \times \lg \left( \frac{\sigma_0}{Pa} \right) \quad (10)$$

材料的阻尼特性方面,由于 Menq 给出的计算公式形式过于复杂,本文将采用公式(11)计算阻尼比:

$$\ln \left( \frac{\lambda}{\lambda_r} \right) = K_5 \left( 1 - \frac{G}{G_{\max}} \right) + K_6 \quad (11)$$

式中:参考阻尼比  $\lambda_r$  为:

$$\lambda_r = K_3 \left( \frac{\sigma_0}{Pa} \right) + K_4 \quad (12)$$

结合室内试验土料的物理指标,对 A 工程堆石料动力三轴试验结果进行拟合,得到 Menq 模型的拟合参数模型参数见表 1 所列。

表 1 静本构模型拟合参数

Table 1 Fitting parameters of static constitutive model

材料	$K$	$n$	$R_f$	$\varphi_0$	$\Delta\varphi$	$K_b$	$m$
主堆区	955	0.71	0.68	51.6	9.7	921	0.40
次堆区	1 122	0.76	0.86	50.8	8.5	1 003	0.24
垫层料	708	0.75	0.72	48.8	11.0	851	0.14
过渡料	909	0.59	0.69	50.7	9.4	906	0.37
覆盖层	600	0.76	0.86	50.8	8.5	1 003	0.24

### 3.2 静力本构模型

材料的静力本构模型方面,由于目前暂时尚未有描述堆石料物理指标与静应力-应变关系的模型被发表,本文将继续沿用在土石坝有限元分析中常用的 Duncan-Chang E-B 模型,并参考以往经验将对结构反应影响较大的参数——模量系数  $K$  和初

始摩擦角  $\varphi_0$ ——设置为随机场。对 A 工程堆石料静三轴试验结果进行拟合,得到 Duncan-Chang E-B 模型参数见表 2 所列。

此外,土体干密度决定了静力分析阶段的自重荷载以及动力分析阶段的惯性力,因而也被设置为随机场。

表 2 动本构模型拟合参数

Table 2 Fitting parameters of dynamic constitutive model

材料	$K_G$	$n_r$	$K_1$	$K_2$	$K_3$	$K_4$	$K_5$	$K_6$
主堆区	100	0.48	0.12	0.585	-0.195	18.58	1.948	-1.838 0
次堆区	160	0.51	0.12	0.860	-0.465	19.87	1.773	-1.766 0
垫层料	86	0.45	0.12	0.860	-0.537	20.02	1.890	-1.762 4
过渡料	90	0.42	0.12	0.688	-0.290	20.17	1.946	-1.763 7
覆盖层	60	0.48	0.12	0.585	-0.195	18.58	1.948	-1.838 0

### 3.3 随机物理力学参数的统计特性

如前文所述,随机有限元分析中将考虑孔隙比、不均匀系数、平均粒径、干密度、E-B 模型的模量系数  $K$  以及初始摩擦角  $\varphi_0$  的空间变异性。由于示例工程尚未建成,并无法通过对坝体材料的检验确定

上述随机变量的统计特性,因而本文将参考现有填筑标准、相似工程现场检测资料以及相关研究成果综合估计上述随机参数的统计特性。统计参数的具体拟定过程见文献<sup>[16]</sup>,此处不赘述,拟定结果见表 3 所列。

表 3 材料随机参数的统计特性

Table 3 Statistic parameters of random properties

物理性质	干密度 ( $\text{g} \cdot \text{cm}^{-3}$ )	孔隙率 /%	不均匀 系数	平均粒径 /mm	初始 摩擦角	模量 系数	
覆盖层料	均值	2.25	20	202	65	50.8	600
	变异系数/%	10	10	40	40	15	15
主堆石区	均值	2.26	20	202	65	55.6	955
	变异系数/%	5	5	40	40	10	10
次堆石区	均值	2.17	20	33	157	50.8	1 122
	变异系数%	5	5	40	40	10	10

随机场内不同位置对应的变量间的相关性强弱用相关距离  $\theta$  描述。目前仅有少量针对天然土层的相关距离的研究成果<sup>[26-30]</sup>,而并没有针对土石坝工程的研究成果。为此,本研究参考天然土层的相关距离取值,将各个参数随机场的水平和垂直相关距离分别设定为 150 m 和 50 m,坝基覆盖层各指标的水平 and 垂直相关距离设定为 100 m 和 50 m。

## 4 坝坡动力安全性评价方法

坝坡动力安全性评价方面,早年国内多数单位

在对有限元时程法计算结果进行评价时都以滑移量和安全系数小于 1 的历时作为标准;但近年来,越来越多的研究者提出,除了考虑滑动体的滑移量和滑动历时,滑动体的规模也应作为考察因素<sup>[6,31-32]</sup>。显然,规模大的滑动体即使滑移量略小,造成危害也极可能比小规模滑动体滑移量较大时严重。

因此,为了使不同蒙特卡洛模拟计算得出的坝坡安全性评价结果之间的比较更有意义,本研究在评价坝坡的安全性时对规模不同的滑动体提出了不

同的危险性评价指标。具体地,将按表 4 所列的标准根据滑动体的体积对其进行分类,然后对不同类别的滑动体采用表 5 所列的不同的评价标准划分其破坏等级。

#### 4.1 滑动体分类

滑动体分类方面,一类至四类滑动体的分类标准分别为其体积为小于  $0.125\% \sim 0.5\%$  的坝体总体积,见表 4 所列。本研究中拟进行平面分析计算,所以以剖面面积代替体积。

表 4 滑动体分类标准

Table 4 Classification criteria of sliding blocks

滑动体分类	滑动体分类定义
一类	$\leq 0.125\%V$
二类	$\leq 0.25\%V$
三类	$\leq 0.5\%V$
四类	$> 0.5\%V$

注:表中  $V$  为坝体总体积,在二维计算中取剖面面积。

表 5 各类滑动体的破坏分级标准

Table 5 Classification criteria of damage of different sliding blocks

破坏标准		一类	二类	三类	四类
I 级	Ts/s	0.5	0.1	0.05	-
	滑移量/m	$[0.5, 0.5\%H]$	$[0.25, 0.25\%H]$	$[0.1, 0.1\%H]$	-
II 级	Ts/s	1.0	0.5	0.1	0.05
	滑移量/m	$[1.0, 1\%H]$	$[0.5, 0.5\%H]$	$[0.25, 0.25\%H]$	$[0.1, 0.1\%H]$
III 级	Ts/s	$\infty$	1.0	0.5	0.1
	滑移量/m	$\infty$	$[1.0, 1\%H]$	$[0.5, 0.5\%H]$	$[0.25, 0.25\%H]$
IV 级	Ts/s	$\infty$	$> 1.0$	$> 0.5$	$> 0.1$
	滑移量/m	$\infty$	$> [1.0, 1\%H]$	$> [0.5, 0.5\%H]$	$> [0.25, 0.25\%H]$

注:Ts 指安全系数小于 1 的累积时间,即滑动历时;符号  $[a, b]$  指取  $a, b$  中较小的值; $H$  为最大坝高。

#### 4.3 潜在滑动体搜索范围

潜在滑动体方面,用起滑点、滑出点以及圆心角控制搜索范围(其定义如图 6 所示)。由于上游坝坡有面板保护,仅验算下游坝坡的稳定性。具体如图 7 所示,起滑点的搜索范围为 A(坝顶上游点)到 B(距坝基 100 m),滑出点的搜索范围为 C(距坝顶 1 m)到 D(坝踵),步长为 3 m,并要求滑出点的高程总是小于起滑点。对于每一对起滑点和滑出点,圆心角的变化范围为  $0^\circ \sim 180^\circ$ ,步长为  $5^\circ$ 。按照上述规则,每次动力分析中对 3 314 个滑动体进行分析,

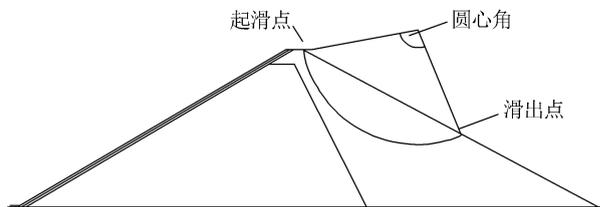


图 6 定义滑动体的物理量

Fig.6 Characterization of sliding blocks

#### 4.2 破坏分级

坝坡破坏等级方面,拟将坝坡破坏的严重程度划分为四个等级: I 级破坏表示坝坡虽然发生了短时间滑动,但坝体并无明显或宏观震害,可以被认为是完好的; II 级破坏大致表示可观察到少量或小规模的滑动,进行较少的修复工作后大坝可继续使用; III 级破坏的含义大致为坝坡发生一定规模滑坡或滑裂,大坝需要经过较大规模的修理工作后才可继续使用; IV 级破坏的含义则为发生了较严重的滑坡。破坏等级的具体划分标准方面,考虑到本文中 III 级破坏的含义与现有多数研究中的极限状态类似;而二类滑动体规模更接近工程中常出现的情况;因此,本文中二类滑动体的 III 级破坏标准参考现有研究中的相关内容确定,其他类型滑动体以及其他等级的破坏标准则在此基础上进行调整得到,具体见表 5 所列。

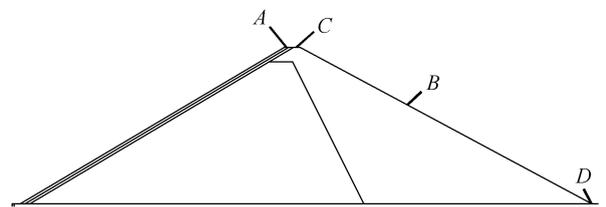


图 7 滑动体搜索范围

Fig.7 Searching range of sliding blocks

其中一类至四类滑动体所占的比例分别为 2.7%、4.8%、17.9%和 74.6%。

#### 5 坝坡随机动力安全性分析结果

在蒙特卡罗法的框架下,利用基于局部平均细分法的随机有限元模拟 A 工程在设计地震作用下的响应,采用块体旋滑法对坝坡的安全性进行分析,最后根据表 4 和表 5 对每次蒙特卡罗模拟中的每个潜在滑动体的危险程度进行分级。

为衡量计算结果的统计代表性,选择若干典型滑动体,计算其滑移距离滑动平均值(Running Average, Run.ava.)以及滑动标准差(Running Standard Deviation, Run.sd.),绘出它们随 RFEM 模拟次数的变化曲线。设第  $i$  次 RFEM 模拟得到的某滑动体的滑动距离为  $x_i$ ,对第  $n$  次模拟,滑动平均值  $Run.ava.(n)$  和滑动标准差  $Run.sd.(n)$  分别定义为

$$Run.ava.(n) = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n}$$

$$Run.sd.(n) = \frac{\sqrt{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}}{n}$$

(13)

如图 8 所示,在进行约 550 次 RFEM 模拟后,典型滑动体滑移距离的  $Run.ava.$  曲线不再发生明显波动。因此,拟进行 600 次蒙特卡洛模拟,认为此时的计算结果已达到统计稳定。

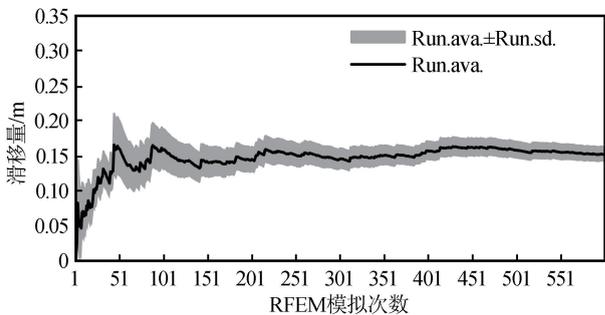


图 8 RFEM 计算结果的稳定性

Fig.8 Stability of calculated results of RFEM

为了便于比较,采用相同的方法和参数计算了不考虑材料空间变异性时坝坡的稳定性,计算结果

见表 6。共有 3 个一类滑动体发生了滑动,对应破坏等级都为 I 级;即只有少量小规模滑动体发生很小的滑移,因而坝坡安全性总体较好。

表 6 确定性有限元分析结果

滑块编号	滑块体积 /m <sup>2</sup> *	滑动历时 /s	最小安全系数	滑移量 /m
1 095	34.08	0.12	0.79	0.071
1 101	44.52	0.06	0.95	0.023
1 263	34.08	0.04	0.97	0.016

\*注:由于是二维计算,滑块体积由滑弧所包围的坝体面积求得。

蒙特卡洛随机有限元模拟的计算结果见图 9~图 11 以及表 7。对比随机有限元法和确定性有限元法坝坡安全性的分析结果,可以发现考虑材料空间变异性时,预测得到的坝坡的危险程度显著增大。具体分析:

(1) 在考虑筑坝材料空间变异性时,发生滑移的滑动体的比例显著增大。图 9 统计了 600 次蒙特卡洛模拟中共计 1 988 400 次·个潜在危险滑动体的破坏等级,共有约 5% 的潜在滑动体发生了滑移。

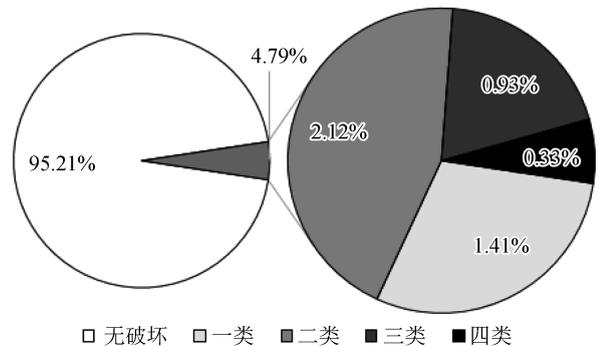


图 9 滑动体分类

Fig.9 Classification of sliding blocks

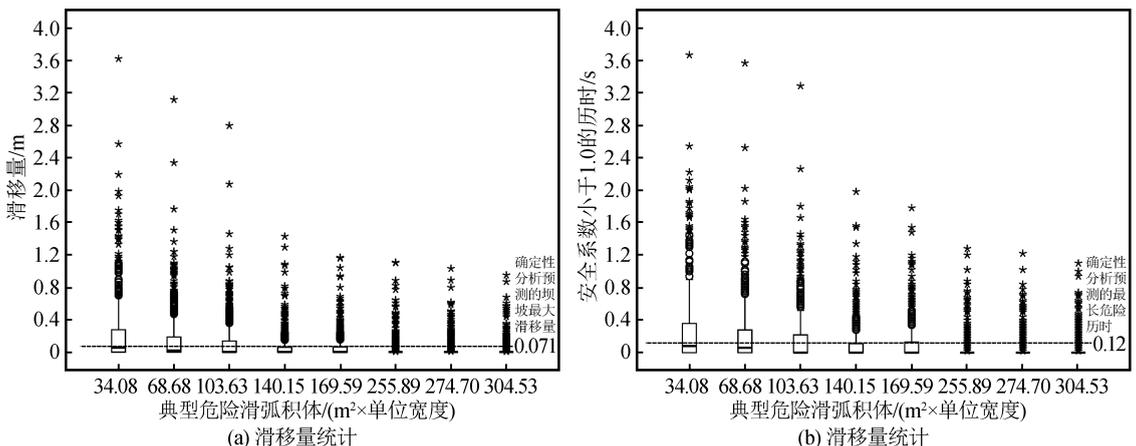


图 10 典型滑动体滑移量及危险历时统计

Fig.10 Statistics of slippage and duration of typical sliding blocks

注:图中四个分位数的计算都以总 MCSFEM 模拟次数 600 作为总样本数,未出现安全系数小于 1.0 的模拟滑移量和历时皆取为 0。

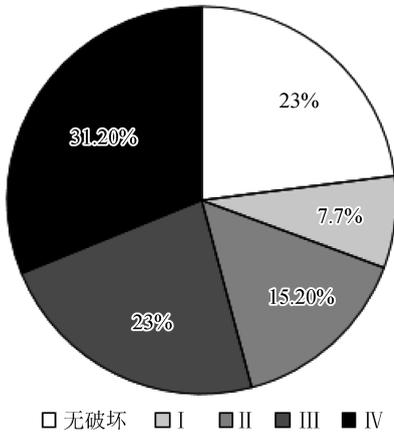


图 11 坝坡危险等级统计

Fig.11 Statistics of damage gradation

表 7 典型滑动体滑移量及滑动历时统计

Table 7 Statistics of slippage and slip duration of typical sliding blocks

滑动体编号	1263	1264	1265	1282	1288	1289	1306	1457
体积/m <sup>3</sup>	34.1	68.7	103.6	140.2	169.6	255.9	274.7	304.5
发生滑动频率	344	323	286	205	206	143	135	121
滑移量	均值/m	0.22	0.16	0.12	0.07	0.06	0.04	0.03
	标准差/m	0.40	0.30	0.25	0.16	0.15	0.13	0.10
	变异系数%	176.1	190.3	207.8	241.2	233.6	286.1	318.7
	极大值/m	3.62	3.12	2.80	1.43	1.17	1.11	0.95
滑动历时	均值/s	0.28	0.23	0.18	0.11	0.11	0.06	0.04
	标准差/s	0.45	0.39	0.34	0.23	0.23	0.16	0.13
	变异系数%	162.6	171.2	186.4	222.3	213.4	263.8	294.8
	极大值/s	3.66	3.56	3.28	1.98	1.78	1.28	1.10

注：表中均值、中值以及方差的计算都以总模拟次数 600 作为总样本数，未出现安全系数小于 1.0 的模拟滑移量和历时皆取为 0。

的平均滑移量和平均滑动时间分别为 0.22 m 和 0.28 s,显著大于确定性计算预测的 1095 号滑动体的对应值(0.071 m 和 0.12 s)。事实上,体积大于 1095 号滑动体的 1264 号和 1265 号滑动体的平均滑移量和平均滑动时间也显著大于确定性计算预测的 1095 号滑动体的对应值。而体积显著大于 1095 号滑动体的 1282 号和 1288 号滑动体的平均滑移量和平均滑动历时则与 1095 号的相应量值近似。此外,选取的 3 个四类滑动体也可能发生少量滑动,再次证明考虑筑坝材料空间变异性时可能出现较大规模的滑坡。

此外,坝坡安全状况对筑坝材料空间变异性非常敏感,表现出较高的离散性。见表 7 所列,典型滑动体滑移量和滑动历时的变异系数都大于 100%,甚至高达约 300%;图 10 中箱线图的跨度也较大。对比文献[16]中的分析结果,可以发现筑坝材料的空间变异性对边坡稳定性的影响远大于对坝体加速度响应及永久变形的影响。这是因为坝体加速度响应及永久变形决定于坝体的整体特性;而坝坡稳定

而在确定性分析中,仅有 0.09%(3 个)的滑动体发生了滑移。考虑材料空间变异性时,滑动体比例是忽略材料空间变异性时的约 50 倍。

(2) 考虑筑坝材料空间变异性时,可能出现较大规模的滑动体发生滑移的情况。如图 9 所示,共有 3.38%的二类以上的滑动体发生了滑移,其中还包括 0.33%的体积很大的四类滑动体。而相比之下,在忽略材料空间变异性的确定性分析中则认为不会有一类以上的滑动体发生滑移。

进一步考虑材料空间变异性时,各个滑动体的平均滑移量和平均滑动历时也较大。表 7 和图 10 统计了 8 个不同尺寸的典型滑动体的滑动情况。可以看到,体积与 1095 号滑动体相同的 1263 号滑动体

性既受大坝整体响应的影响,又受到坝坡局部区域材料和应力状况的影响;因而,在考虑材料空间变异性的情况下,即使坝体整体响应仅出现了较低程度的离散性,而各项坝坡安全性指标仍表现了出极高的离散性。

(3) 由于滑动体的数量、规模以及滑移量和滑动历时都有不同程度的增大,考虑筑坝材料空间变异性时,坝坡的整体危险等级显著提升。以每次模拟中所有滑动体的最高危险等级作为该次蒙特卡洛模拟的坝坡危险等级,图 11 统计了所有蒙特卡洛模拟的危险等级分布情况。对比表 6 中确定性有限元分析结果,可以看到,考虑筑坝材料空间变异性时,有 69.3%的概率预测得到的坝坡危险程度高于不考虑材料空间变异性的情况;其中,23.0%的模拟中滑动体最高达到了 III 级破坏,31.2%的模拟中有滑动体达到了 IV 级破坏。

## 6 结论

本文采用基于局部平均细分法的随机有限元法

对一面板堆石坝的坝坡动力稳定性进行了分析,通过对比随机有限元法和确定性有限元法的分析结果,探讨了筑坝堆石料的空间变异性对坝坡动力稳定性的影响。主要结论如下:

(1) 在地震动作用下,考虑筑坝材料空间变异性时,坝坡危险程度显著高于不考虑材料空间变异性的情况。

(2) 考虑材料空间变异性时,滑动体的数量、规模以及滑移量和滑动历时都有不同程度的增大。

(3) 坝坡在地震作用下的安全状况对筑坝材料空间变异性较为敏感;考虑筑坝材料空间变异性时,坝坡的各项安全性指标的离散性较大。

因此,土石坝施工时,应尽量控制材料的筑坝质量,避免出现过大的随机性。此外,对土石坝边坡进行抗震安全性分析时,也应尽量考虑筑坝堆石料的随机性和空间变异性,否则很可能会低估坝坡的危险性。

## 参考文献(References)

- [1] NEWMARK N M. Effects of Earthquakes on Embankments and Dams[J]. *Geotechnique*, 1965, 15(2): 139-160.
- [2] FINN W D L. *Dynamic Analysis in Geotechnical Engineering* [M]//J. L. V. Thun ASCE: Park City, Utah, United States, 1988: 523-591.
- [3] FINN W D L. State-of-the-art of Geotechnical Earthquake Engineering Practice[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2000, 20(1-4): 1-15.
- [4] FINN W D L. Seismic Slope Stability[C]//Geo-Institute of ASCE. *Geo-congress*, 2013: 2262-2288.
- [5] 孔宪京, 邹德高, 邓学晶, 等. 高土石坝综合抗震措施及其效果的验算[J]. *水利学报*, 2006(12): 1489-1495.  
KONG Xianjing, ZOU Degao, DENG Xuejing, et al. Comprehensive Earthquake Resistant Measure of High Earth-rockfill Dams and Effectiveness Verification[J]. *Journal of Hydraulic Engineering*, 2006(12): 1489-1495.
- [6] 陈生水, 李国英, 傅中志. 高土石坝地震安全控制标准与极限抗震能力研究[J]. *岩土工程学报*, 2013(1): 59-65.  
CHEN Shengshui, LI Guoying, FU Zhongzhi. Safety Criteria and Limit Resistance Capacity of High Earth-rock Dams Subjected to Earthquakes[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2013(1): 59-65.
- [7] 赵剑明, 常亚屏, 陈宁. 高心墙堆石坝地震变形与稳定分析[J]. *岩土力学*, 2004(增刊 2): 423-428.  
ZHAO Jianming, CHANG Yaping, CHEN Ning. Study on Earthquake-induced Permanent Deformation and Dynamic Stability of High Core Rockfill Dam[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2004(Supp2): 423-428.
- [8] 刘汉龙, 费康, 高玉峰. 边坡地震稳定性时程分析方法[J]. *岩土力学*, 2003(4): 553-556, 560.

- LIU Hanglong, FEI Kang, GAO Yufeng. Time History Analysis Method of Slope Seismic Stability[J]. *Rock And Soil Mechanics*, 2003(4): 553-556, 560.
- [9] 迟世春. 堆石坝坝坡的抗震稳定分析[J]. *世界地震工程*, 2002(4): 11-17.  
CHI Shichun. Seismic Stability Analysis of Downstream Slope on the Rockfill Dams[J]. *World Earthquake Engineering*, 2002(4): 11-17.
- [10] 李红军, 迟世春, 林泉. 基于动强度模式和时程应力分析的 Newmark 滑坎位移法[J]. *岩土力学*, 2006(增刊 2): 1063-1068.  
LI Hongjun, CHI Shichun, LIN Gao. Effects of Dynamic Shear Strength and Time-histories Stress Analysis on Newmark Sliding Block Analyses[J]. *Rock And Soil Mechanics*, 2006(Supp2): 1063-1068.
- [11] 中国水利水电科学研究院. 水工建筑物抗震设计规范: DL5073-2000[S]. 北京: 中国电力出版社, 2001, 3.  
China Institute of Water Resources and Hydropower Research. Specifications for Seismic Design of Hydraulic Structures: DL5073-2000[S]. Beijing: China Electric Powerpress, 2001, 3.
- [12] SHANKLIN D W, RADEMACHER K R, TALBOT J R. Constructing and Controlling Compaction of Earth Fills. Vol. 1384. 2000; ASTM International.
- [13] US Bureau of Reclamation. Embankment dams, in Chapter 10: Embankment Construction[Z]//US Bureau of Reclamation; USA, 2012.
- [14] 吴再光, 韩国城, 林泉. 随机土动力学概论[M]. 大连: 大连理工大学出版社, 1992.  
WU Zaiguang, HAN Guocheng, LIN Gao. Introduction to Stochastic Soil Dynamics[M]. Dalian: Dalian University of Technology Press, 1992.
- [15] LIZARRAGA H S, LAI C G. Effects of Spatial Variability of Soil Properties on the Seismic Response of an Embankment Dam[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2014, 64(9): 113-128.
- [16] 杨鹤, 朱晟. 考虑堆石料空间变异性的土石坝地震反应随机有限元分析[J]. *岩土工程学报*, 2016, 38(10): 1822-1832.  
YANG Ge, ZHU Sheng. Seismic response of Rockfill Dams Considering Spatial Variability of Rockfill Materials Via Random finite Element Method[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2016, 38(10): 1822-1832.
- [17] FENTON G A. Simulation and Analysis of Random Fields, in Department of Civil Engineering and Operations Research. 1990, Princeton University; Princeton, NJ.
- [18] FENTON G A, VANMARCKE E H. Simulation of Random Fields Via Local Average Subdivision[J]. *Journal of Engineering Mechanics*, 1990, 116(8): 1733-1749.
- [19] 顾淦臣, 沈长松, 岑威钧. 土石坝地震工程学[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2009.  
GU Ganchen, SHEN Changsong, CEN Weijun. Seismic Engineering of Earth-Rock Dam[M]. Beijing: China Water Conservancy and hydropower Press, 2009.

- [20] 睦峰.心墙堆石坝的抗震性和抗震安全评价[D].南京:河海大学,1999.  
SUI Feng.Earthquake Resistance and Seismic Safety Assessment of Core Rockfill Dams[D].Nanjing:Hehai University, 1999.
- [21] VANMARCKE E H,ZAVONI E H,FENTON E A.Simqke ii Conditioned Earthquake Ground Motion Simulator; User's Manual, Version 2.1997;Princeton University Press.
- [22] VANMARCKE E H,CORNELL C A,GASPARINI D A,et al.Simqke; A Program for Artificial Motion Generation[J]. Civil Engineering Department, Massachusetts Institute of Technology,1976:94720-1710.
- [23] NOUR A,SLIMANI A,LAOUAMI N.Foundation Settlement Statistics Via Finite Element Analysis[J].Computers and Geotechnics,2002,29(8):641-672.
- [24] FENTON G A,VANMARCKE E H.Spatial Variation in Liquefaction Risk[J].Geotechnique,1998,48(6):819-831.
- [25] MENQ F Y.Dynamic Properties of Sandy And Gravelly Soils. 2003,University of Texas at Austin:Austin,Texas.
- [26] PHOON K K,KULHAWY F H.Evaluation of Geotechnical Property Variability[J].Canadian Geotechnical Journal,1999, 36(4):625-639.
- [27] PHOON K K,KULHAWY F H.Characterization of Geotechnical Variability[J].Canadian Geotechnical Journal,1999,36 (4):612-624.
- [28] DEGROOT D J,BAECHER G B.Estimating Autocovariance of In-situ Soil Properties[J].Journal of Geotechnical Engineering,1993,119(1):147-166.
- [29] LUMB P.The Variability of Natural Soils[J].Canadian Geotechnical Journal,1966,3(2):74-97.
- [30] 李镜培,高大钊.土性指标的变异特性研究[J].中国港湾建设,2001(6):26-29,38.  
LI Jingpei,GAO Dazhao.Study of Variable Behavior of Soil Index[J].China Harbor Engineering,2001(6):26-29,38.
- [31] 田景元,刘汉龙,伍小玉.高土石坝极限抗震能力的评判角度及标准述评[J].防灾减灾工程学报,2013(增刊1):128-131, 137.  
TIAN Jingyuan,LIU Hanlong,WU Xiaoyu.Evaluation Perspectives and Criteria of Maximum Aseismic Capability for High Earth-rock Dam[J].Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering,2013(Supp1):128-131,137.
- [32] 邵磊,迟世春,李红军,等.高心墙堆石坝极限抗震能力初探 [J].岩土力学,2011(12):3827-3832,3838.  
SHAO Lei,CHI Shichun,LI Hongjun,et al.Preliminary Studies of Ultimate Aseismic Capacity of High Core Rockfill Dam [J].Rock and Soil Mechanics,2011(12):3827-3832,3838.