

# 基于累积损伤理论的土石坝地震永久变形分析

方火浪<sup>1</sup>, 高原<sup>1</sup>, 银 鸽<sup>1</sup>, 山口嘉一<sup>2</sup>, 佐藤弘行<sup>2</sup>

(1. 浙江大学防灾工程研究所, 浙江 杭州 310058; 2. 日本土木研究所, 筑波 305-8516)

**摘 要:** 以龙冈的在不规则荷载作用下土体应变的累积损伤理论为基础, 提出了基于累积损伤理论的土石坝地震永久变形分析方法。采用大型静力和动力三轴仪, 对某土石坝筑坝材料的静动变形特性进行了试验研究, 确定了筑坝材料的静力和动力应力应变关系、累积应变模型和相应的材料参数。利用该方法, 分别对在日本 2008 年 6 月 14 日岩手—宫城内陆 M7.2 级地震作用下该土石坝的在建坝体和竣工后坝体的地震永久变形特性进行了研究。结果表明: 在建坝体的坝内沉降计算值与现场实测值基本吻合, 并且通过与其它土石坝实测值的比较, 说明竣工后坝体的坝顶沉降预测值在合理范围之内。

**关键词:** 累积损伤理论; 土石坝; 地震; 永久变形

中图分类号: TU435

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2013)04-0627-08

**作者简介:** 方火浪(1962-), 男, 博士, 研究员, 主要从事防灾减灾的教学和科研工作。E-mail: fanghuolang@zju.edu.cn。

## Earthquake-induced permanent deformation of rockfill dams based on cumulative damage theory

FANG Huo-lang<sup>1</sup>, GAO Yuan<sup>1</sup>, YIN Ge<sup>1</sup>, YAMAGUCHI Yoshikazu<sup>2</sup>, SATOH Hiroyuki<sup>2</sup>

(1. Institute of Disaster Prevention Engineering, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China; 2. Public Works Research Institute, Ibaraki-ken 305-851, Japan)

**Abstract:** Based on the Tatsuoka's cumulative damage theory of soil strains under irregular loadings, a numerical analysis method for the earthquake-induced permanent deformation of rockfill dams is proposed. The mechanical experiments of the rockfill materials are carried out by use of the large static and dynamic triaxial apparatus, and the material parameters related to the stress-strain relationship and cumulative strain model are determined. By use of the proposed method, the earthquake-induced permanent deformation characteristics of the rockfill dam under construction and after completion are studied respectively for the Iwate-Miyagi Nairiku earthquake of M7.2 on 14 June 2008 in Japan. The results show that the earthquake-induced settlement computed by the proposed method is basically consistent with the measured one under the construction of the dam. Moreover, the predicted value of the earthquake-induced settlement at the crest after the completion of the dam is within the reasonable range by comparison of the measured data of the other similar dams.

**Key words:** cumulative damage theory; rockfill dam; earthquake; permanent deformation

## 0 引 言

土石坝因其结构简单、施工效率高、工程经济而广受欢迎并被普遍使用。随着中国水电建设的快速发展, 土石坝的建造数量有着明显的上升趋势, 高度也在不断增加, 最高已达到300 m以上。中国80%的水力资源集中在西部, 西部地区地质条件复杂且多位于强震区, 这些坝体是否能够抵御强震冲击以及它们在地震作用下的抗震性能如何, 是人们十分关心的重大工程问题。

土石坝地震永久变形是当前高土石坝抗震研究中的一个重要课题, 其计算方法主要有滑动体变形分析法、整体变形分析法和弹塑性动力有限元法。滑动体

变形分析法基于Newmark<sup>[1]</sup>的刚体滑块假设和屈服加速度概念, 假定土石坝的永久变形是由地震过程中坝坡瞬态失稳引起滑动体位移的, 很多坝体的震后沉降数据证明了该法的局限性。整体分析法基于连续介质力学理论, 利用有限元动力反应分析结果, 结合筑坝材料试验得出的累积或残余应变结果, 加以简化求出坝体整体永久变形, 其中Serff等<sup>[2]</sup>提出的应变势概念的计算方法得到了较大发展<sup>[3-9]</sup>。弹塑性动力有限元法是利用弹塑性本构模型和动力有限元法直接计算坝体的塑性变形<sup>[10]</sup>, 现阶段这种方法的本构模型及其参数

确定仍不够成熟。因此，整体地震变形分析法仍然是今后一定时期内重点应用和发展的计算方法。

由于地震荷载是不规则的随机荷载，在整体地震永久变形分析法中，如何把由规则荷载作用下的循环三轴试验结果合理地应用到地震永久变形分析中去，是工程界和学术界一直都没有很好解决的问题。本文以龙冈<sup>[11]</sup>的在不规则荷载作用下土体应变的累积损伤理论为基础，提出了基于累积损伤理论的土石坝地震永久变形分析方法，较好地解决了室内试验中的规则荷载与地震随机荷载之间的转化问题。作为实际工程应用，对日本2008年6月14日岩手—宫城内陆M7.2级地震作用下某土石坝的在建坝体和竣工后坝体的地震永久变形特性进行了研究，为今后将累积损伤理论应用于高土石坝抗震设计及安全性分析提供依据。

1 计算理论

1.1 基于累积损伤理论的应变分析方法

在整体地震永久变形分析中，首先要建立筑坝材料的累积或残余应变、动剪应力比和振动次数等之间的定量关系，即累积或残余应变关系式<sup>[12-15]</sup>。目前，累积或残余应变关系式一般是通过规则荷载作用下的室内循环三轴试验来确定。为了解决室内试验中的规则荷载与地震随机荷载之间的转化问题，龙冈在分析不规则荷载作用下砂土和黏土的不排水循环三轴试验结果的基础上，提出了基于累积损伤理论的应变分析方法。具体过程如下：

(1) 如图1所示，按半脉冲原理，计算动剪应力比脉冲的时间变化过程， $SR_{d1}$ ， $SR_{d2}$ ， $\cdots$ ， $SR_{di}$ ， $\cdots$ ，其中， $SR_d$ 表示动剪应力比脉冲，下标*i*表示时间序列。 $SR_d$  定义为

$$SR_d = (\sigma_{d1} - \sigma_{d3}) / (2\sigma'_{mc}) \quad (1)$$

式中  $\sigma_{d1}$  为大动主应力； $\sigma_{d3}$  为小动主应力； $\sigma'_{mc}$  为初始平均有效应力。

(2) 计算由第1个动剪应力比脉冲  $SR_{d1}$  产生的主应变  $(\epsilon_1)_1$ ，此时振动次数  $N_e = 0.5$ （见图2（a））。

(3) 计算由第2个动剪应力比脉冲  $SR_{d2}$  产生的主应变  $(\epsilon_1)_2$ 。

a) 根据损伤度（变形系数的倒数）定义，在  $SR_{d1}$  作用下土体的损伤度为

$$D_1 = (\epsilon_1)_1 / SR_{d1} \quad (2)$$

式中， $D_1$  为第1个动剪应力比脉冲产生的损伤度。

b) 设相邻动剪应力比脉冲的损伤度相等(线性  $SR_d - \epsilon_1$  关系，见图2（b）），则动剪应力比脉冲  $SR_{d2}$  在振动次数  $N_e = 0.5$  的情况下产生的主应变  $(\epsilon_1)_{20}$  为

$$(\epsilon_1)_{20} = SR_{d2} \times (\epsilon_1)_1 / SR_{d1} \quad (3)$$

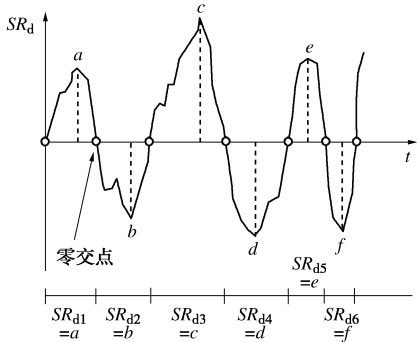
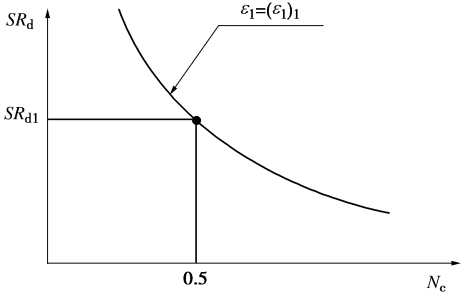
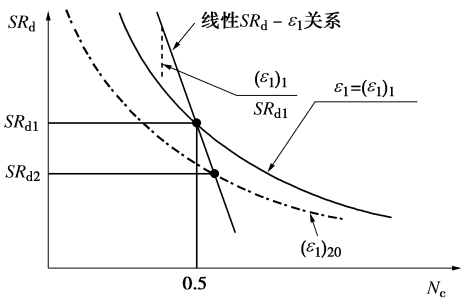


图1 半脉冲示意图

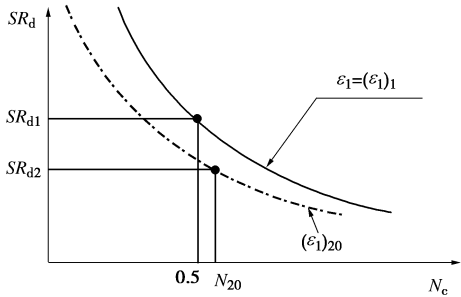
Fig. 1 Schematic diagram of half pulse



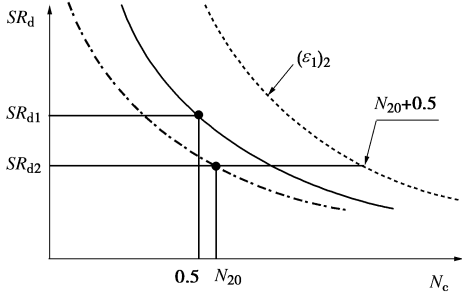
(a) 过程1



(b) 过程2



(c) 过程3



(d) 过程4

图2 累积损伤示意图

Fig. 2 Schematic diagram of cumulative damage

c) 假定动剪应力比脉冲  $SR_{d2}$  是从初始状态开始, 根据累积应变关系式可确定产生主应变  $(\varepsilon_1)_{20}$  所需的振动次数  $N_{20}$  (见图2(c))。

d) 由于  $SR_{d2}$  作用时,  $SR_{d1}$  已作用了0.5次, 所以实际上此时的振动次数为  $N_c = N_{20} + 0.5$  (见图2(d))。根据累积应变关系式可确定  $SR_{d2}$  产生的主应变  $(\varepsilon_1)_2$ 。

(4) 根据以上方法, 计算其后各动剪应力比脉冲  $SR_{d3}$ ,  $SR_{d4}$ , ... 作用下产生的主应变。

## 1.2 坝体永久变形分析方法

基于累积损伤理论的坝体永久变形分析方法的计算流程如图3所示, 具体分以下5个步骤进行。

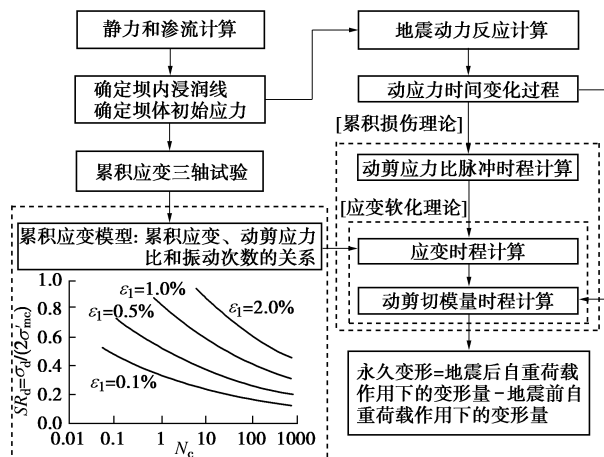


图3 永久变形分析流程

Fig. 3 Flow chart of permanent deformation analysis

(1) 初始应力计算。采用非线性本构模型或其它本构模型对坝体进行有限元静力计算以及渗流计算, 确定坝体初始应力和坝内浸润线。

(2) 累积应变关系式。根据坝体情况, 确定筑坝材料累积应变试验的条件, 进行室内动三轴试验, 建立筑坝材料的累积应变、动剪应力比和振动次数之间的关系式, 确定相应的材料参数。

(3) 地震动力反应计算。根据初始应力计算结果, 计算坝体各单元的初始最大动剪切模量; 采用非线性本构模型或其它动力本构模型对坝体进行地震动力反应分析, 确定坝体各单元的动应力时间变化过程。

(4) 动剪切模量时程计算。根据初始应力和地震动力反应分析结果, 确定坝体各单元的动剪应力比脉冲的时间变化过程; 利用累积损伤理论和筑坝材料的累积应变关系式, 计算坝体各单元的主应变(应变势), 确定坝体各单元动剪切模量的时间变化过程。动剪切模量按下式计算:

$$G_d = \sigma'_{mc} SR_d / [(1 + \nu_d) \varepsilon_1] \quad (4)$$

式中,  $G_d$  为动剪切模量,  $\nu_d$  为动泊松比。这里的动剪切模量是由不考虑单元间相互约束影响的主应变求得的, 因此并不是地震过程中坝体各单元的实际模量。

(5) 永久变形计算。根据动剪切模量的时间变化

过程, 确定坝体各单元地震前后的动剪切模量; 利用地震前后的动剪切模量, 分别进行坝体自重荷载作用下的静力计算, 求出地震后与地震前的变形差, 即为坝体地震永久变形。

## 2 工程实例

### 2.1 大坝概况和有限元分析模型

某土石坝位于日本岩手县, 为中央心墙堆石坝, 最大坝高132.0 m, 坝顶高程364.0 m, 坝顶长度723.0 m, 上游坝坡1:2.7, 下游坝坡1:2, 正常蓄水位346.5 m, 设计洪水位361.0 m, 总库容  $1.43 \times 10^8 \text{ m}^3$ 。大坝典型横断面见图4所示。

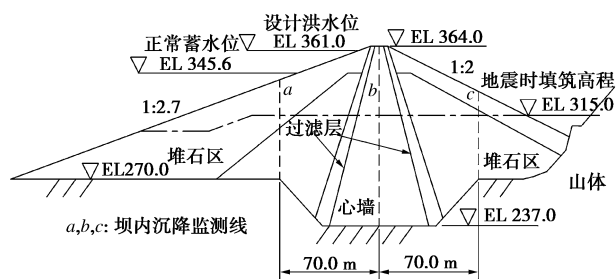


图4 典型横断面

Fig. 4 Typical cross section

2008年6月14日, 当填筑到高程315.0 m时, 坝体遭受到岩手—宫城内陆M7.2级地震的冲击, 使坝体产生了一定程度的永久变形, 心墙内部测点最大沉降达43.2 cm, 地震导致了心墙和过滤层不同程度的开裂。

在进行地震动力反应分析前, 必须先进行坝体填筑和蓄水过程等模拟计算, 以确定地震前的坝体初始应力状态。考虑到坝基对初始应力有一定的影响, 以坝基+坝体作为静力分析有限元模型, 限于篇幅, 模型图省略。图5为坝体地震动力反应分析和永久变形分析的有限元模型, 图中红线表示2008年6月14日岩手—宫城内陆M7.2级地震时的坝体填筑高度。坝体共划分2753个单元, 2775个节点。

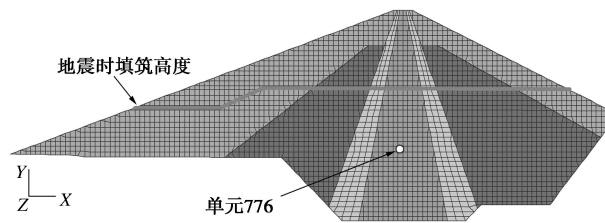


图5 有限元模型

Fig. 5 Finite element model

### 2.2 筑坝材料的变形与强度特性

采用高精度的大型静力和动力三轴仪, 分别对筑坝材料进行了静力变形与强度特性试验、动剪切模量与阻尼比试验、累积变形特性试验。试样尺寸为直径300 mm, 高600 mm。考虑到坝体在蓄水状态下同时

表 1 静力计算材料参数

Table 1 Material parameters for static analysis

名称	密度		Duncan-Chang模型参数						强度	
	湿润/(t·m <sup>-3</sup> )	饱和/(t·m <sup>-3</sup> )	<i>k</i>	<i>n</i>	<i>R<sub>f</sub></i>	<i>G</i>	<i>F</i>	<i>D</i>	<i>c</i> /kPa	<i>φ</i> /(°)
心墙	2.07	2.10	282	0.56	0.79	0.34	0.10	8.30	15.5	36.0
过滤层	2.08	2.15	947	0.32	1.00	0.30	0.34	7.21	24.0	37.0
堆石区	2.01	2.11	1074	0.13	0.74	0.24	0.18	10.68	66.0	41.5
基础	<i>E</i> =4400 MPa, <i>ν</i> =0.25									

表 2 动力计算材料参数

Table 2 Material parameters for dynamic analysis

名称		初始剪切模量 /MPa	剪切模量比 <i>G<sub>e</sub></i> / <i>G<sub>0</sub></i> = 1 / (1 + <i>γ</i> / <i>γ<sub>r</sub></i> )	动泊松比	阻尼比 <i>h</i> = <i>h<sub>m</sub></i> / (1 - <i>G<sub>e</sub></i> / <i>G<sub>0</sub></i> )
心墙	饱和	<i>G<sub>0</sub></i> = 335 <i>σ<sub>mc</sub></i> <sup>0.50</sup>	<i>γ<sub>r</sub></i> = 6.52 × 10 <sup>-4</sup>	泽 田 公 式	<i>h<sub>m</sub></i> = 0.17
	非饱和	<i>G<sub>0</sub></i> = 295 <i>σ<sub>mc</sub></i> <sup>0.44</sup>	<i>γ<sub>r</sub></i> = 1.06 × 10 <sup>-3</sup>		<i>h<sub>m</sub></i> = 0.18
过滤层	饱和	<i>G<sub>0</sub></i> = 523 <i>σ<sub>mc</sub></i> <sup>0.58</sup>	<i>γ<sub>r</sub></i> = 4.20 × 10 <sup>-4</sup>		<i>h<sub>m</sub></i> = 0.16
	非饱和	<i>G<sub>0</sub></i> = 628 <i>σ<sub>mc</sub></i> <sup>0.67</sup>	<i>γ<sub>r</sub></i> = 4.74 × 10 <sup>-4</sup>		<i>h<sub>m</sub></i> = 0.16
堆石区	饱和	<i>G<sub>0</sub></i> = 474 <i>σ<sub>mc</sub></i> <sup>0.48</sup>	<i>γ<sub>r</sub></i> = 4.45 × 10 <sup>-4</sup>		<i>h<sub>m</sub></i> = 0.14
	非饱和	<i>G<sub>0</sub></i> = 737 <i>σ<sub>mc</sub></i> <sup>0.68</sup>	<i>γ<sub>r</sub></i> = 4.80 × 10 <sup>-4</sup>		<i>h<sub>m</sub></i> = 0.14

表 3 累积应变模型参数

Table 3 Parameters of cumulative strain model

名称	拟合公式	<i>A</i> = <i>a</i> 1 × <i>ε<sub>i</sub></i> <sup>a2</sup>		<i>B</i> = <i>b</i> 1 × <i>ε<sub>i</sub></i> <sup>b2</sup>		<i>C</i> = <i>c</i> 1 × <i>ε<sub>i</sub></i> <sup>c2</sup>	
		<i>a</i> 1	<i>a</i> 2	<i>b</i> 1	<i>b</i> 2	<i>c</i> 1	<i>c</i> 2
心墙	饱和	0.23	0.60	-0.40	0.33	0.19	0.21
	非饱和	2.15	0.90	-0.51	0.08	0.19	0.25
过滤层	饱和	0.22	0.87	-0.45	0.09	0.21	0.15
	非饱和	<i>A</i> × <i>N<sub>c</sub></i> <sup><i>B</i></sup> - <i>C</i>	0.44	0.07	-0.17	0.00	1.46
堆石区	饱和	0.57	2.01	-0.96	0.17	0.38	0.03
	非饱和	0.47	0.07	-0.17	0.00	0.37	1.46

存在饱和与非饱和区域，动力试验分别在饱和与非饱和条件下进行，激振波形采用正弦波，激振频率为0.1 Hz。

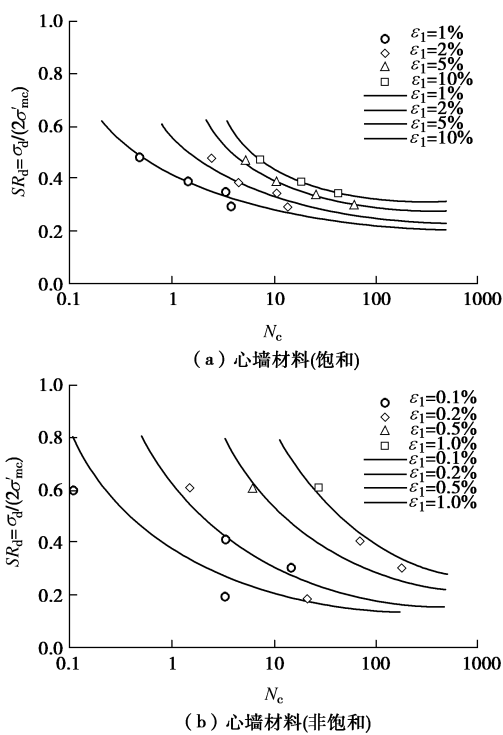
表1为根据静三轴试验结果得到的筑坝材料的静力计算参数，静力应力应变关系用Duncan-Chang模型来模拟。表2为根据动剪切模量与阻尼比的动三轴试验结果得到的动力计算材料参数，动剪切模量与阻尼比特性可用Hardin-Drnevich模型来拟合，表中 *G<sub>e</sub>* 为割线剪切模量，*G<sub>0</sub>* 为初始剪切模量，*γ<sub>r</sub>* 为参考剪应变，*h<sub>m</sub>* 为阻尼比的最大值，动泊松比由泽田公式确定。

根据累积变形特性的三轴试验结果，筑坝材料的累积应变、动剪应力比和振动次数之间的关系可表示为

$$SR_d = A \times N_c^B + C \quad , \quad (5)$$

式中，*A*，*B*，*C* 为依赖于累积主应变 *ε<sub>i</sub>* 的材料参数。将试验中的数据依式（5）进行最小二乘法拟合，得到了材料参数 *A*，*B*，*C* 的关系式，见表3，其中非饱和和过滤层材料的参数值由饱和和过滤层材料和堆石料的参数值来推算。图6为筑坝材料的累积应变、动剪应力比和振动次数之间的关系，图中数据标记为试验值，曲线为拟合值。从图可以看出，得到的拟合关系式与

饱和材料的试验数据吻合较好，但与非饱和材料的试验数据吻合要差些，这可能与非饱和材料累积应变试验的精度较低也有一定关系。



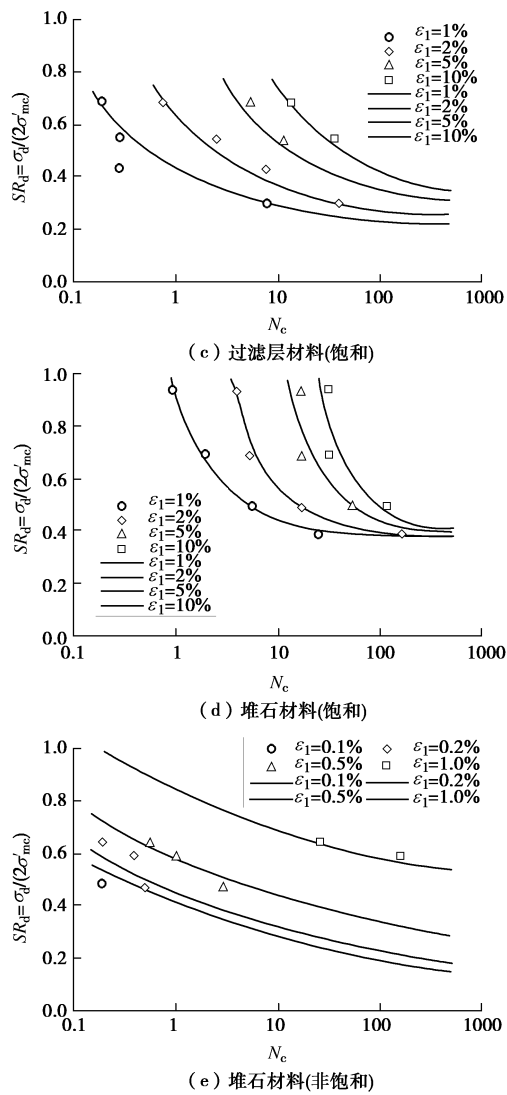


图 6 累积应变、剪应力比和振动次数之间的关系

Fig. 6 Relationship among cumulative strain, shear stress ratio and cycle number

2.3 输入地震波

2008年6月14日岩手—宫城内陆M7.2级地震发生时, 该土石坝正在填筑中, 尚未布置强震仪, 因此没有坝址基岩的实测加速度记录。但是, 在位于该土石坝上游约2 km处的某混凝土面板堆石坝的坝顶和右岸坝肩基岩处设有强震仪, 并测得了这次地震的加速度时程。根据距离衰减关系, 由该混凝土面板堆石坝右岸坝肩基岩处的实测地震加速度记录推求了本文土石坝坝址的基岩输入加速度时程, 结果见图7, 水平和垂直方向的峰值加速度分别为465gal和621gal。

2.4 在建坝体的永久变形分析

首先, 利用静力计算材料参数对在建坝体进行填筑过程的模拟计算。图8为坝内3条沉降监测线的计算结果与实测值的比较图, 监测线位置如图4所示, a线和c线位于堆石区, b线位于心墙中心线处。从图可以看出, 计算值与实测值吻合较好。

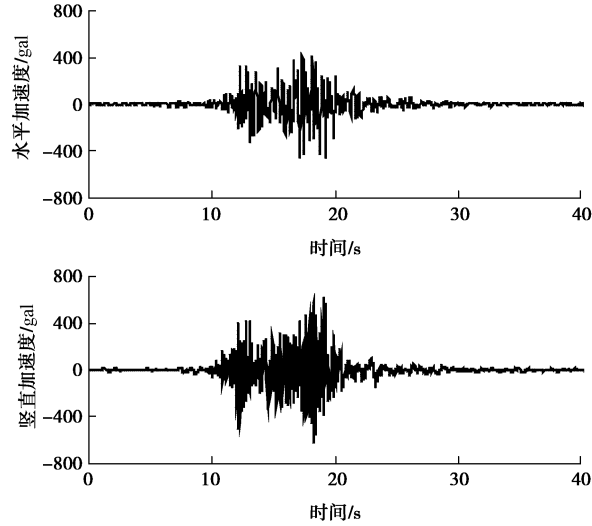


图 7 输入地震波时程

Fig. 7 Time histories of input earthquake waves

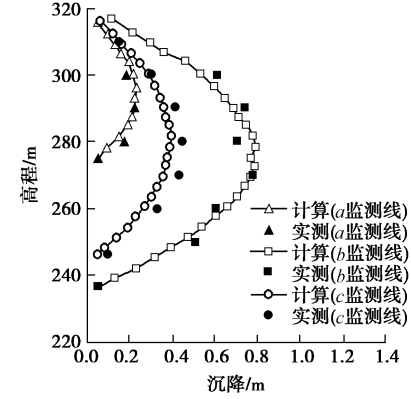


图 8 沉降计算值与实测值的比较

Fig. 8 Comparison between computed and measured settlements

其次, 根据初始应力计算结果和动力计算材料参数, 采用基于频率域复反应分析的等价线性方法, 对在建坝体遭受2008年6月14日岩手—宫城内陆M7.2级地震时的动力反应进行计算。考虑到震前坝体的实际情况, 计算中心墙采用饱和状态的参数, 过滤层和堆石采用非饱和状态的参数。图9为坝体的水平向和垂直向最大反应加速度的分布图, 坝体表面加速度增幅较小。

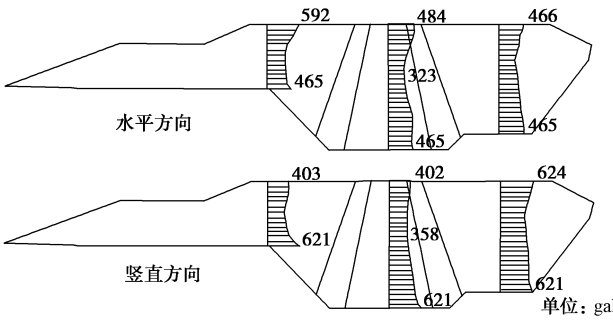


图 9 最大加速度分布

Fig. 9 Maximum acceleration distributions

最后, 利用本文所述方法, 对坝体进行地震永久变形分析。图10为心墙单元776 (见图5) 的动剪应力比、动剪应力比脉冲、主应变和动剪切模量的时程曲线, 图反映了主应变随动剪应力比脉冲的变化过程和动剪切模量的软化过程。

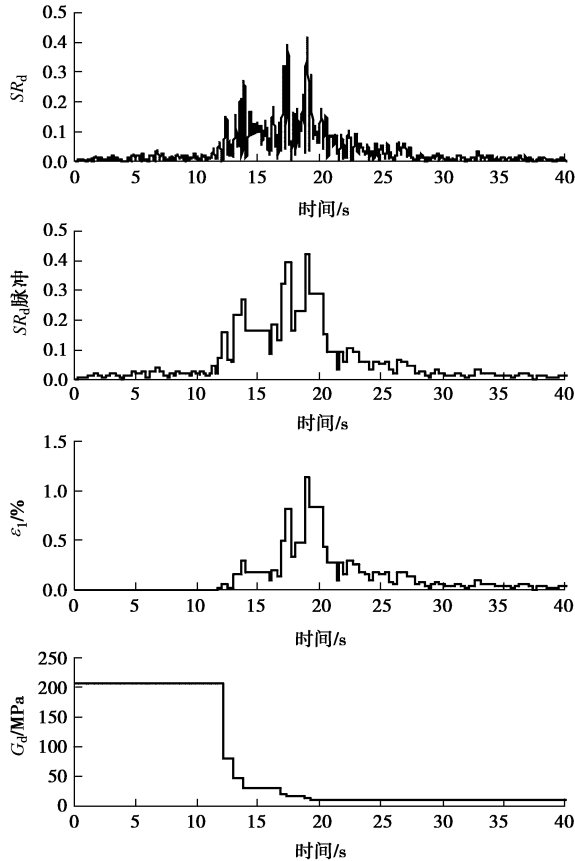


图 10 典型单元特征变量的时程曲线

Fig. 10 Time histories of characteristic variables for a typical element

图11为在建坝体的地震永久变形, 心墙表面沉降最大, 其值为57.7 cm。为了评价本文方法的计算精度, 对坝内沉降仪的监测结果进行了整理, 获得了地震引起的坝体内部沉降值。图12为坝内3条沉降监测线的本文计算结果与实测值的比较图。从图可以看出, *b*线的计算值与实测值吻合较好, *a*线和*c*线的计算值偏小。堆石区 (*a*线和*c*线) 的计算误差较大可能是由于没有考虑非饱和和堆石材料的残余体应变、非饱和材料的试验精度较低等因素所致。

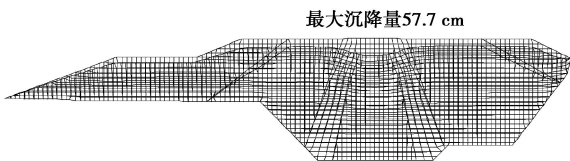


图 11 在建坝体的永久变形

Fig. 11 Permanent deformation under construction of dam

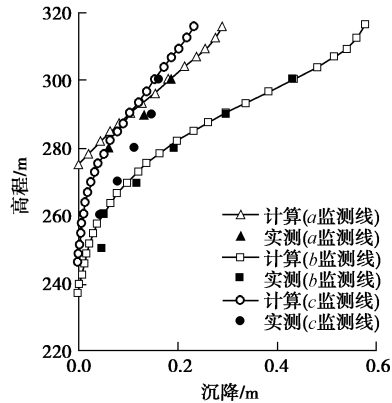


图 12 沉降计算值与实测值的比较

Fig. 12 Comparison between computed and measured settlements

2.5 竣工后坝体的永久变形预测

按同样方法, 首先对竣工后正常蓄水状态下的坝体进行填筑和蓄水过程的模拟计算, 然后对坝体遭受2008年6月14日岩手—宫城内陆M7.2级地震时的动力反应和永久变形进行计算。在计算中, 浸润线以下区域采用饱和状态的参数, 以上区域采用非饱和状态的参数。图13为竣工后坝体的水平向和竖直向最大反应加速度的分布图, 加速度沿坝高方向的分布特征基本上与在建坝体的结果类似。并且, 坝顶反应加速度比坝底加速度小, 这一现象已被同类实际土石坝的实测结果所证实<sup>[16]</sup>, 可以认为其原因与地震动频谱和坝体材料的特性有关。

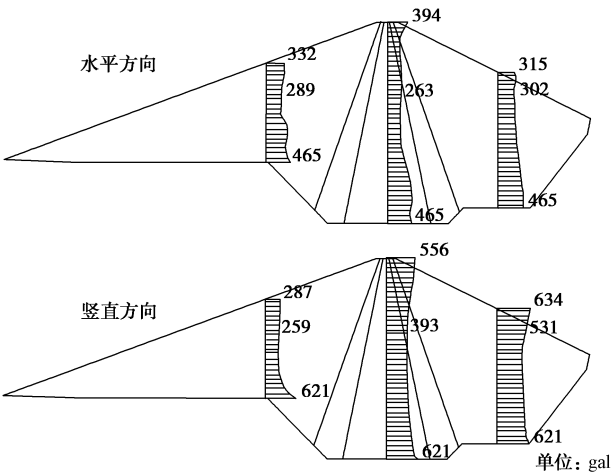


图 13 最大加速度分布

Fig. 13 Maximum acceleration distributions

图14为竣工后坝体的地震永久变形分布, 从图可以看出, 在地震荷载作用下, 大坝坝顶区域变形以沉降为主, 水平位移较小, 坝坡基本上呈朝坝内收缩的变形形态。并且, 由于蓄水的影响, 坝体上游变形比下游变形大。图15和图16分别为竣工后坝体的地震水平永久位移等值线和竖向永久位移等值线。坝体最大水平永久位移为131.5 cm, 发生在上游坝坡中央处。

坝体最大竖向永久位移为67.2 cm, 发生在坝顶附近的上游坝坡上。坝顶最大沉降为60.3 cm, 相对沉降(沉降与坝高之比)为0.45%。图17为不同土石坝的坝顶最大相对沉降实测值与坝基最大水平加速度之间的关系, 图中数据标记为实测值, 曲线为实测值的拟合, 可以看出拟合公式(见图17)在一定程度上反映了两者之间的定量关系。在图17中同时表示了由本文方法求得的该土石坝坝顶最大相对沉降的预测值, 结果表明其值在合理范围之内。

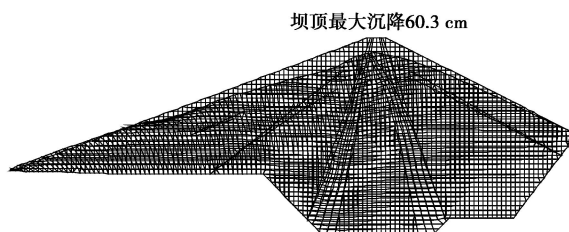


图 14 竣工后的坝体永久变形

Fig. 14 Permanent deformation after construction of dam

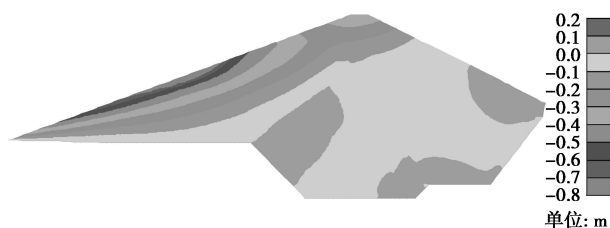


图 15 水平永久位移等值线

Fig. 15 Contour of horizontal permanent displacement

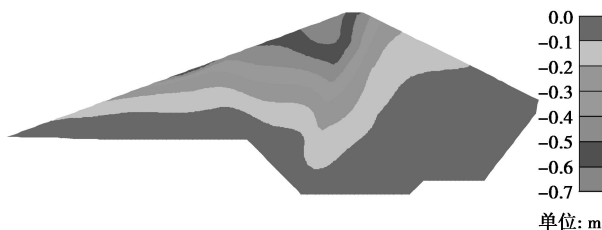


图 16 竖向永久位移等值线

Fig. 16 Contour of vertical permanent displacement

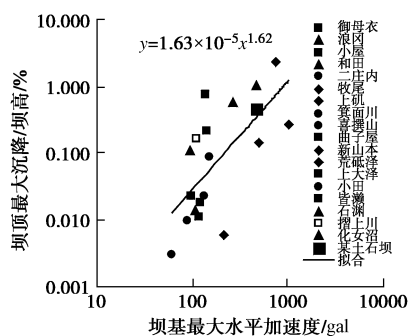


图 17 坝顶最大沉降实测值与坝基最大加速度的关系

Fig. 17 Relationship between settlement and ground acceleration

### 3 结 论

(1)以龙冈的在不规则荷载作用下土体应变的累积损伤理论为基础,提出了基于累积损伤理论的土石坝地震永久变形分析方法,较好地解决了室内试验中的规则荷载与地震随机荷载之间的转化问题。

(2) 采用高精度的大型静力和动力三轴仪,对某土石坝筑坝材料的静动变形特性进行了试验研究,确定了筑坝材料的静力和动力应力应变关系以及累积应变模型。

(3) 采用二维有限元分析方法, 在地震动力反应分析基础上, 应用所建立的地震永久变形分析方法, 对在2008年6月14日岩手—宫城内陆M7.2级地震作用下某土石坝在建状态的地震永久变形进行了计算, 数值计算结果与现场实测值基本吻合, 说明了本文方法具有一定的计算精度。

(4) 对在2008年6月14日岩手—宫城内陆M7.2级地震作用下某土石坝竣工后正常蓄水状态的地震永久变形进行了计算分析。结果表明, 在地震荷载作用下, 大坝坝顶区域变形以沉降为主, 水平位移较小, 坝坡基本上呈朝坝内收缩的变形形态, 并且通过与其它土石坝实测值的比较, 说明竣工后坝体的坝顶沉降预测值在合理范围之内。

(5) 本文提出的方法仅考虑残余剪切变形, 没有考虑残余体应变对坝体永久变形的影响, 其计算结果可能会低估大坝的永久变形。因此, 今后有必要对残余体应变的影响程度进行研究。

## 参考文献:

- [1] NEWMARK N M. Effects of earthquakes on dams and embankments[J]. *Géotechnique*, 1965, **15**(2): 139 – 160.
- [2] SERFF N, SEED H B, MAKDISI F I, et al. Earthquake induced deformations of earth dams[R]. Report No. EERC 7624, Earthquake Engineering Research Centre, University of California, Berkeley, 1976.
- [3] TANIGUCHI E, WHITMAN R V, MARR W A. Prediction of earthquake induced deformation of earth dams[J]. *Soils and Foundations*, 1983, **23**(4): 126 – 132.
- [4] 陈生水, 沈珠江. 钢筋混凝土面板坝的地震永久变形分析[J]. *岩土工程学报*, 1990, **12**(3): 66 – 72. (CHEN Sheng-shui, SHEN Zhu-jiang. Analysis of earthquake-induced deformation of reinforced-concrete face rock-fill dam[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 1990, **12**(3): 66 – 72. (in Chinese))
- [5] KUWANO J, ISHIHARA K, HAYA H. Analysis on

- permanent deformation of embankments caused by earthquakes[J]. Soils and Foundations, 1991, **31**(3): 97-110.
- [6] 刘汉龙, 陆兆溱, 钱家欢. 土石坝地震永久变形分析[J]. 河海大学学报, 1996, **24**(1): 91 - 96. (LIU Han-long, LU Zhao-zhen, QIAN Jia-huan. Earthquake-induced permanent deformation of earth-rock dams[J]. Journal of Hohai University, 1996, **24**(1): 91 - 96. (in Chinese))
- [7] 迟世春, 林 皋, 孔宪京. 堆石料残余体应变对计算面板堆石坝永久变形的影响[J]. 水力发电学报, 1998, **60**(1): 59 - 67. (CHI Shi-chun, LIN Gao, KONG Xian-jing. Influence of residual volumetric strain of rock fill material on calculated permanent deformation of concrete faced rockfill dams[J]. Journal of Hydroelectric Engineering, 1998, **60**(1): 59 - 67. (in Chinese))
- [8] 崔 娟, 沈振中. 高沥青混凝土心墙混合坝地震永久变形特性[J]. 水电能源科学, 2010, **28**(1): 73 - 76. (CUI Juan, SHEN Zhen-zhong. Characteristics of earthquake induced permanent deformation of a high composite dam with asphalt concrete core wall[J]. Water Resources and Power, 2010, **28**(1): 73 - 76. (in Chinese))
- [9] 赵剑明, 刘小生, 刘启旺, 等. 先期震动对土石坝地震永久变形的影响[J]. 世界地震工程, 2011, **27**(1): 28 - 33. (ZHAO Jian-ming, LIU Xiao-sheng, LIU Qi-wang, et al. Study on the effect of pre-vibration on earthquake-induced permanent deformation of an earth-rock fill dam[J]. World Earthquake Engineering, 2011, **27**(1): 28 - 33. (in Chinese))
- [10] 邹德高, 徐 斌, 孔宪京, 等. 基于广义塑性模型的高面板堆石坝静、动力分析[J]. 水力发电学报, 2011, **30**(6): 109 - 116. (ZOU De-gao, XU Bin, KONG Xian-jing, et al. Static and dynamic analysis of high concrete-face rockfill dam based on generalized plastic model[J]. Journal of Hydroelectric Engineering, 2011, **30**(6): 109 - 116. (in Chinese))
- [11] TATSUOKA F, MAEDA S, OCHI K. Prediction of cyclic undrained strength of sand subjected to irregular loadings[J]. Soils and Foundations, 1986, **26**(2): 73 - 90.
- [12] 沈珠江, 徐 刚. 堆石料的动力变形特性[J]. 水利水运科学学报, 1996, **6**(2): 143 - 150. (SHEN Zhu-jiang, XU Gang. Deformation behavior of rock material under cyclic loading[J]. Hydro-Science and Engineering, 1996, **6**(2): 143 - 150. (in Chinese))
- [13] 王昆耀, 常亚屏, 陈 宁. 往返荷载下粗粒土的残余变形特性[J]. 土木工程学报, 2000, **33**(3): 48 - 53. (WANG Kun-yao, CHANG Ya-ping, CHEN Ning. Residual deformation characteristics of coarse-grained soils under cyclic loading[J]. China Civil Engineering Journal, 2000, **33**(3): 48 - 53. (in Chinese))
- [14] 黄茂松, 李进军, 李兴照. 饱和软黏土的不排水循环累积变形特性[J]. 岩土工程学报, 2006, **28**(7): 891 - 895. (HUANG Mao-song, LI Jin-jun, LI Xing-zhao. Cumulative deformation behaviour of soft clay in cyclic undrained tests[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, **28**(7): 891 - 895. (in Chinese))
- [15] 邹德高, 孟凡伟, 孔宪京, 等. 堆石料残余变形特性研究[J]. 岩土工程学报, 2008, **30**(6): 807 - 812. (ZOU De-gao, MENG Fan-wei, KONG Xian-jing, et al. Residual deformation behavior of rock-fill materials[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, **30**(6): 807 - 812. (in Chinese))
- [16] OHMACHI T, TAHARA T. Nonlinear earthquake response characteristics of a central clay core rockfill dam[J]. Soils and Foundations, 2011, **51**(2): 227 - 238.