

# 水布垭混凝土面板堆石坝地震永久变形分析

郭兴文<sup>1</sup>, 王德信<sup>1</sup>, 燕立群<sup>1</sup>, 谢能刚<sup>1</sup>, 于玉莽<sup>2</sup>

(1. 河海大学土木工程学院, 江苏 南京 210098; 2. 徐州市水利局, 江苏 徐州 221002)

**摘要:** 以水布垭混凝土面板堆石坝为研究对象, 采用考虑残余体积应变与残余剪应变的计算模型进行整体永久变形分析, 得出了动力变形量及其分布特征, 以及永久变形对高面板堆石坝防渗系统的影响。结果表明, 在地震作用下高坝上部面板与垫层间的动位移存在相位差, 使面板动应力在上部产生明显的变化, 需要给予重视。高混凝土面板堆石坝在 0.1 g 峰值加速度地震作用下产生的永久变形, 对于 300 m 级高的混凝土堆石坝结构的影响不显著。

**关键词:** 面板堆石坝; 永久变形; 相位差

**中图分类号:** TV641.4      **文献标识码:** A      **文章编号:** 1000-1980(2001)06-0056-05

在地震作用下, 混凝土面板堆石坝坝体产生不可恢复的永久变形给坝体及面板防渗结构体系带来的不利影响要慎重对待。对大坝结构地震永久变形作出合理预测, 用于判断大坝的安全性, 并为抗震预留坝高提供依据, 是面板堆石坝抗震设计中一个很重要的研究课题。

水布垭混凝土面板堆石坝坝高 234 m, 为目前世界上处于设计阶段的最高的混凝土面板堆石坝。本文以该坝为研究对象, 进行三维有限元整体永久变形分析, 得出大坝结构的永久变形量及其分布特征, 以及永久变形对高面板堆石坝防渗系统的影响, 提出了一些有意义的新见解, 为设计提供一定的参考依据。

## 1 地震永久变形计算模型及方法

地震永久变形的计算方法一般分为三类, 文献 [1, 2] 对此做过分析。由于混凝土面板堆石坝结构方面的特点, 在地震永久变形分析中, 为了能直接考察坝体的永久变形对防渗结构的影响, 采用以等效结点力法为基础建立的整体计算方法比较合理。该法认为地震引起的永久变形等价于某种等效结点力作用下所产生的附加变形。方法是直接将结点加速度历时曲线转化为等效的结点力, 加到原静荷载上, 然后由试验确定的动应力-残余应变关系曲线进行迭代计算, 求永久位移。它不仅考虑了地震惯性力的作用, 而且将一种不规则的随机动荷载转化为等效的静荷载, 给计算带来很大方便。

工程界对永久变形预测中是否同时计入残余体积应变存有异议。若不考虑残余体积应变引起的永久变形, 则其相应的计算结果是地震后下游坝坡大量向外鼓出, 坝顶的沉降小于水平位移。这样的结果与已建坝的实测资料不太符合。如墨西哥英菲尔尼罗坝坝顶沉陷和水平位移分别为 13.0 cm 和 4.5 cm。我国陡河水库大坝在唐山地震后坝顶沉陷 164.0 cm, 水平位移 51.0 cm。这两个坝的水平位移显著小于坝顶沉降<sup>[1]</sup>。本文考虑上述情况, 采用能同时考虑残余体积应变与残余剪应变的计算模型。残余体应变与残余剪应变随振次的增量关系为<sup>[1]</sup>

$$\Delta \epsilon_{pv} = c_1 \gamma_d^c \exp(-c_3 S_l^2) \frac{\Delta N}{1 + N} \tag{1}$$

$$\Delta \gamma_p = c_4 \gamma_d^c S_l^2 \frac{\Delta N}{1 + N} \tag{2}$$

式中:  $\Delta \epsilon_{pv}$ ——残余体应变增量;  $\Delta \gamma_p$ ——残余剪应变增量;  $\gamma_d$ ——动应变幅值;  $S_l$ ——剪应力比,  $S_l = \tau / \tau_f$ ;  $N$ ,  $\Delta N$ ——振动次数及其增量;  $c_1, c_2, c_3, c_4, c_5$ ——试验参数。

收稿日期: 2000-11-24  
基金项目: 九五 国家科技攻关资助项目(96-221-02-02)  
作者简介: 郭兴文(1969—)男, 甘肃民勤人, 讲师, 博士, 主要从事水工结构研究。

通过静力、动力分析和循环三轴试验,计算出坝体各单元地震过程中的残余应变增量后,将残余应变增量换算成直角坐标系下的应变,换算的原则是,残余应变主轴与静力状态应力主轴方向一致,就是永久变形沿最大剪应力面发展.在此假定下,得相应的转换关系为<sup>[2]</sup>

$$\{\Delta \epsilon_p\} = \begin{Bmatrix} \Delta \epsilon_x \\ \Delta \epsilon_y \\ \Delta \epsilon_z \\ \Delta \gamma_{xy} \\ \Delta \gamma_{yz} \\ \Delta \gamma_{zx} \end{Bmatrix} = \frac{1}{3} \Delta \epsilon_{vp} \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} + \frac{1}{2} \frac{\Delta \gamma_p}{\tau_{oct}} \begin{Bmatrix} \sigma_x - p \\ \sigma_y - p \\ \sigma_z - p \\ 2\tau_{xy} \\ 2\tau_{yz} \\ 2\tau_{zx} \end{Bmatrix} \tag{3}$$

式中:  $\tau_{oct}$ ——八面体剪应力;  $p$ ——平均主应力.

得到直角坐标下的残余应变增量后,则等效结点力为

$$\{\Delta F\} = \iiint \mathbf{B}^T \mathbf{D} \{\Delta \epsilon_p\} dV \tag{4}$$

式中:  $\mathbf{B}$ ——应变转换矩阵;  $\mathbf{D}$ ——弹性矩阵;  $\{\Delta \epsilon_p\}$ ——直角坐标下的残余应变增量.

求出等效结点力,重新进行静力分析,得地震引起的永久变形增量,直到地震结束,则累计位移就是坝体的永久变形.

## 2 水布垭面板堆石坝地震永久变形分析

### 2.1 网格划分

沿坝轴向考虑面板分缝情况共设置 26 个剖面.其中堆石体及趾板单元 1 535 个,面板单元 152 个,接触面单元 152 个,周边缝接缝单元 25 个,面板缝接缝单元 143 个,总单元数为 2 007 个.面板剖分如图 1 所示,典型剖面 +235 剖面的剖分如图 2.

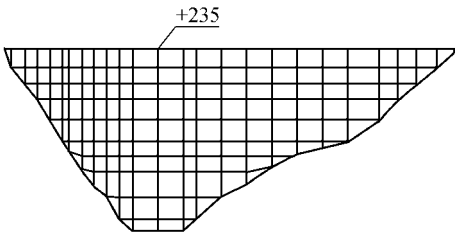


图 1 面板剖分  
Fig.1 Meshes of face slab

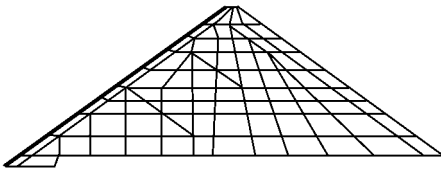


图 2 +235 剖面的网格剖分  
Fig.2 Meshes of +235 section

### 2.2 计算模型

静力分析的本构关系,坝体堆石料采用 DUNCAN E-B 模型,动力分析采用 Hardin-Drnevich 模型,永久变形计算采用沈珠江院士提出的模型,其它有关接触面、接缝的动静力模型参见文献[2].有关参数见表 1,表 2.

表 1 坝料 E-B 模型参数

Table 1 Parameters of dam materials for E-B model

| 坝料类型 | $\gamma_d/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$ | $K$   | $n$  | $R_f$ | $K_b$ | $m$  | $\varphi_0/(\text{^\circ})$ | $\Delta\varphi/(\text{^\circ})$ | $K_w$ |
|------|------------------------------------------|-------|------|-------|-------|------|-----------------------------|---------------------------------|-------|
| 主堆石  | 21.5                                     | 1 100 | 0.35 | 0.82  | 600   | 0.10 | 52                          | 8.5                             | 2 200 |
| 次堆石  | 21.5                                     | 850   | 0.25 | 0.80  | 400   | 0.05 | 50                          | 8.4                             | 1 700 |
| 垫层   | 22.0                                     | 1 200 | 0.45 | 0.78  | 750   | 0.20 | 56                          | 8.6                             | 2 400 |
| 过渡层  | 21.8                                     | 1000  | 0.40 | 0.85  | 450   | 0.15 | 54                          | 10.5                            | 2 000 |

表 2 坝料动力参数

Table 2 Dynamic parameters of dam materials

| 坝料类型 | $A$   | $\gamma_r$ | $\lambda_{\max}$ | $c_1$  | $c_2$ | $c_3$ | $c_4$ | $c_5$ |
|------|-------|------------|------------------|--------|-------|-------|-------|-------|
| 主堆石  | 22080 | 0.0004     | 0.28             | 0.0008 | 0.75  | 0.0   | 0.20  | 1.0   |
| 次堆石  | 20000 | 0.0003     | 0.28             | 0.0010 | 0.75  | 0.0   | 0.30  | 1.0   |
| 垫 层  | 23000 | 0.0004     | 0.28             | 0.0008 | 0.75  | 0.0   | 0.15  | 1.0   |
| 过渡层  | 24500 | 0.0004     | 0.28             | 0.0007 | 0.75  | 0.0   | 0.15  | 1.0   |

混凝土材料： $\gamma_d = 24.5 \text{ kN/m}^3$ ，静弹性模量取  $2.0 \times 10^7 \text{ kPa}$ ，动弹模取  $2.4 \times 10^7 \text{ kPa}$ ，泊松比取 0.167，阻尼比 0.05，接触面参数： $K = 4800$ ， $n = 0.56$ ， $R_f = 0.74$ ， $\varphi = 36.6^\circ$ ， $\lambda_{\max} = 0.20$ ，接缝单元阻尼比 0.20。

2.3 输入地震加速度

采用三向地震输入，地震历时 8 s，卓越周期为 0.2 s，上下游方向最大加速度为  $0.980 \text{ m/s}^2$ ，竖直向最大加速度为  $0.657 \text{ m/s}^2$ ，横河向最大加速度为  $0.980 \text{ m/s}^2$ ，输入曲线由上下游向通过分段组合得到，输入地震曲线如图 3 所示。

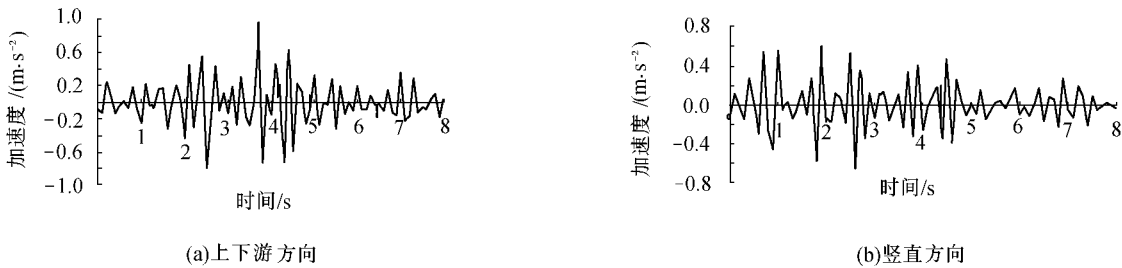


图 3 输入地震加速度时程线

Fig.3 Inputted seismic acceleration-time curve

2.4 结果与分析

静力分析中模拟了施工及蓄水的复杂加载过程<sup>[3]</sup>，在大坝完建期，库水位已比较高，因此，动力分析只考虑满库情况，库水压力通过附加质量矩阵方式考虑。

2.4.1 自振频率

表 3 为坝体在地震过程中的一阶自振频率。自振频率在地震过程开始部分时段是逐渐减小，说明坝体在地震过程中有一定的软化，但当三个方向的峰值加速度过后，坝体基频基本保持不变。

表 3 坝体一阶自振频率

| Table 3 First order vibration frequency of dam body |      |      |      |      |      |      |      |      |
|-----------------------------------------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| 时段/s                                                | 1    | 2    | 3    | 4    | 5    | 6    | 7    | 8    |
| 频率/Hz                                               | 1.01 | 0.95 | 0.86 | 0.84 | 0.82 | 0.82 | 0.81 | 0.82 |

2.4.2 加速度反应特性

从加速度反应看，加速度反应由坝顶向坝底减小，上游部位的加速度反应要小于下游部位加速度的反应，与低坝相比没有特别的差异，符合一般规律。但值得注意的是高坝的“鞭梢”效应非常显著，坝顶三个方向的最大加速度最大值为：上下游方向  $8.80 \text{ m/s}^2$ ，竖直方向  $6.4 \text{ m/s}^2$ ，坝轴向  $8.0 \text{ m/s}^2$ 。

2.4.3 面板动位移与动应力

从图 4、5 可见，面板动位移量值不大，面板有较大的动应力，说明面板最大动位移与垫层间的最大动位移并不同步，即存在相位差。当面板与垫层之间产生一定的沉降差后，就会引起面板有较大的动应力。面板坡向动应力最大值发生在面板上部，分布形态与最大动位移相一致，形成两个大值区。因此，在高混凝土面板堆石坝中，这种由于相位差引起的面板应力状态的改变是较为显著的，须引起足够的重视。

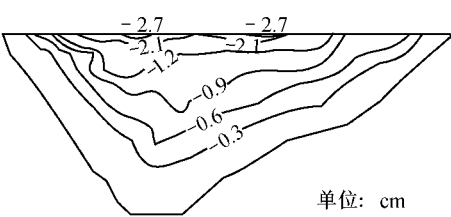


图 4 地震过程中面板向下最大动位移等值线  
Fig.4 Isolines of maximum dynamic displacement of slab during earthquake

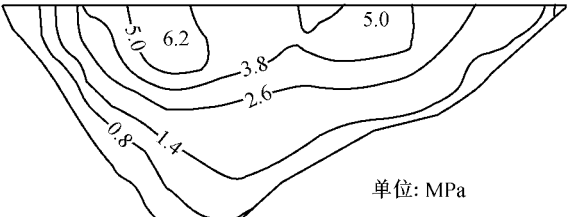


图 5 面板顺坡向最大动压应力等值线  
Fig.5 Isolines of maximum dynamic pressure stress of slab during earthquake

2.4.4 接缝动位移

面板缝最大动张开位移为 2.60 cm ,最大压紧位移为 2.64 cm ,周边缝最大错动动位移 1.65 cm ,最大沉降动位移 0.24 cm ,最大张开动位移 2.2 cm .

2.4.5 永久变形

地震过程中 ,坝体产生的上下游方向的永久位移最大值为 6.2 cm ,位于下游坝坡 1/2 坝高处 ,垂直向下最大永久位移为 7.1 cm ,位于坝顶 ,见图 6.最大永久变形量值是较小的 ,不会由于地震过程中产生的永久变形造成防渗体系的损坏.

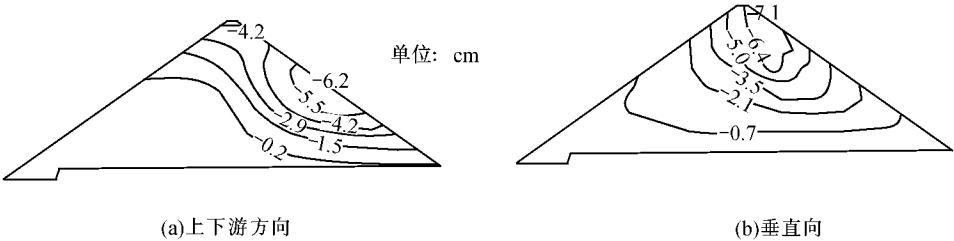


图 6 +235 断面永久位移等值线  
Fig.6 Isolines of permanent displacement of section +235

2.4.6 震后面板应力

地震过程中 ,混凝土面板也产生了一定的永久变形 ,但未使面板与垫层之间产生过大的位移差 .因而 ,地震后面板的应力分布与静力情况下的应力分布无明显差别<sup>[3]</sup> .从计算结果看(图 7) ,面板下部局部区域的拉应力超出混凝土的抗拉强度 ,为安全起见这些局部区域应适当加强配筋.

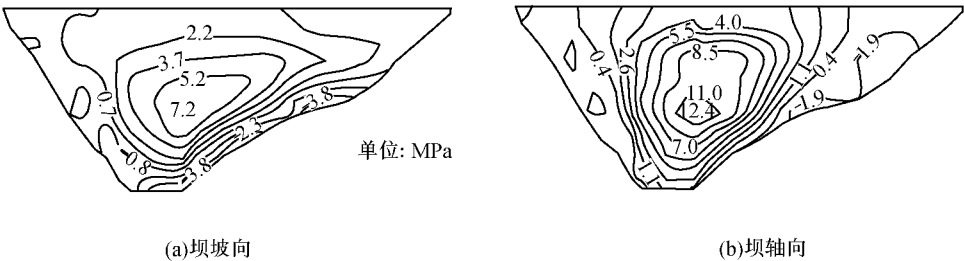


图 7 地震后面板应力等值线  
Fig.7 Isolines of stress of slab after earthquake

3 结 语

通过动力分析及整体永久变形计算分析 ,对高混凝土面板堆石坝的地震反应特性进行了研究 ,得出一些有意义的结论 (a)高面板堆石坝上部面板的动应力反应十分明显 ,主要是在面板动位移与垫层动位移之间存在相位差引起的 ,应给予重视.(b)高面板堆石坝加速度反应明显 ,三个方向加速度反应最大值分别为 :上下游方向  $8.80\text{ m/s}^2$  ,垂直方向  $6.4\text{ m/s}^2$  ,坝轴向  $8.0\text{ m/s}^2$  ,比一般低坝要大.(c)给定输入地震作用下 ,堆石体

及面板产生的永久变形很小. 对水垭混凝土面板堆石坝, 在  $0.1g$  峰值加速度作用下, 无论对于面板应力还是接缝位移, 永久变形给结构带来的影响不显著.

参考文献:

- [1] 沈珠江, 徐刚. 堆石料的动力变形特性[J]. 水利水运科学研究, 1996, (2): 1~6.
- [2] 郭兴文. 混凝土面板堆石坝数值分析与接缝止水试验研究[D]. 南京: 河海大学, 1999.
- [3] 郭兴文, 王德信, 蔡新, 等. 混凝土面板堆石坝流变分析[J]. 水利学报, 1999, (11): 42~47.

## Analysis of Earthquake Induced Permanent Deformation for High Concrete Face Rockfill Dams

GUO Xing-wen<sup>1</sup>, WANG De-xin<sup>1</sup>, YAN Li-qun<sup>1</sup>, XIE Neng-gang<sup>1</sup>, YU Yu-mang<sup>2</sup>

(1. College of Civil Engineering, Hohai Univ., Nanjing 210098, China;

2. Xuzhou Water Conservancy Bureau, Xuzhou 221002, China)

**Abstract:** With the Shuibuya Concrete Face Rockfill Dam as an example, earthquake induced permanent deformation of high concrete face rockfill dams is studied. The results show that the phase difference between dynamic displacements of the upper face slab and the cushion of the high dam leads to a great change in the stress in the upper face slab, thus, the phase difference should be considered carefully. Compared with the impact on low concrete face rockfill dams, the impact of permanent deformation caused by earthquake of  $0.1g$  acceleration on the structure of high dams is not significant.

**Key words:** slab face rockfill dam; permanent deformation; phase difference