

DOI: 10.11779/CJGE201511010

考虑流固耦合作用的高土石坝动力分析

吴永康, 王翔南, 董威信, 于玉贞*

(清华大学水沙科学与水利水电工程国家重点实验室, 北京 100084)

摘 要: 在土石坝施工、蓄水和遭遇地震时, 流固耦合作用对土石坝的静动力响应有重要影响, 应在计算分析中有所考虑。以糯扎渡高心墙堆石坝为例, 选用莫尔-库仑弹塑性模型来描述坝料的力学性质, 并采用流固耦合的方法对该坝进行了静动力分析。静力分析中模拟了大坝施工和蓄水过程, 然后基于静力分析得到的初始应力场, 采用完全耦合的非线性方法研究了大坝的地震动力响应。该分析方法能够更为合理准确地描述土石坝在地震动作用下残余变形的发展及超静孔压的累积和消散过程。计算结果表明: 超静孔隙水压力随地震过程逐渐累积, 最大值出现在心墙的底部; 由于鞭梢效应, 加速度放大系数在坝顶处达到最大; 水平和竖直方向的永久变形同样都是在坝顶处达到最大值。

关键词: 流固耦合; 土石坝; 动力分析; 初始应力场; 施工; 蓄水

中图分类号: TV641.1

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2015)11-2007-07

作者简介: 吴永康(1988-), 男, 博士研究生, 主要从事高土石坝数值分析方面的工作。E-mail: wuyongkang888@163.com。

Dynamic analyses of a high earth-rockfill dam considering effects of solid-fluid coupling

WU Yong-kang, WANG Xiang-nan, DONG Wei-xin, YU Yu-zhen

(State Key Laboratory of Hydrosience and Engineering, Department of Hydraulic Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China)

Abstract: In the process of construction, impounding or action of earthquake, the solid-fluid coupling has a significant influence on the static and dynamic responses of earth-rockfill dams, which should be considered in the seismic analysis. Taking the Nuozhadu high earth-rockfill dam as an example, static and seismic analyses are conducted by using the solid-fluid coupling method. The Mohr-Coulomb elasto-plastic model is employed to describe the mechanical properties of dam materials. The construction of the dam and the impounding of the reservoir are simulated in the static analysis, then on the basis of the static stress field, the dynamic response of the dam during an earthquake is investigated using the fully-coupled nonlinear method. The evolution of residual deformations and the accumulation and dissipation of excess pore water pressure can be calculated more reasonably. The results show that the excess pore water pressure accumulates gradually with earthquake, and the maximum value occurs at the bottom of core. The acceleration amplification reaches the maximum at the crest as a result of whiplash effect. The horizontal and vertical permanent displacements both reach the maximum values at the dam crest.

Key words: solid-fluid coupling; earth-rockfill dam; dynamic analysis; initial stress field; construction; impoundment

0 引 言

土石坝具有安全性、经济性和良好的适应性等诸多特点。随着社会需求的提高、施工技术的发展和土石坝工程特性理解的不断深入^[1-4], 高土石坝得到了广泛的应用和迅速发展, 已成为非常有竞争力的坝型。随着中国西南部地区水能资源的开发, 在地震活动频繁的喜马拉雅火山地震带上, 有很多已建、在建或筹建中的 200 m 级甚至 300 m 级的高土石坝。

地震袭击是造成土石坝破坏的主要原因之一, 破坏形式大致上分为: 滑坡、液化、纵向开裂、横向开裂、过大变形和管涌等^[5]。土石坝破坏, 特别是 200 m 级以上的高土石坝的破坏将严重威胁人民生命财产安

全, 因此进行合理的高土石坝地震动力响应分析具有重要的意义。

由于土石坝是用堆石和黏性土等多种岩土材料构筑的结构物, 且所处地形、地质条件复杂, 所以分析和预测土石坝在施工、蓄水和地震作用等各种复杂工况下的响应存在诸多困难^[6-7]。因此, 现有的关于土石坝的理论和数值分析方法包含许多简化假设^[8]。

在早期的土石坝地震动力分析中, 拟静力法^[9]曾

基金项目: 国家自然科学基金项目 (51379103, 51179092); 国家重点实验室项目 (2013-KY-4)

收稿日期: 2014-09-08

*通讯作者

被广泛应用。该方法将坝体地震响应进行等效静力处理,具有简单、易于实现的特点。但是,这种方法也存在明显的缺点,如未考虑地震加速度时空分布的不均匀性。随着数值计算方法的发展及其在岩土工程中的应用,土石坝地震动力反应分析的研究取得了长足的进步,但总体上仍处于发展和探索阶段。

基于不同的本构模型,土石坝的动力反应分析方法大体上可分为两大类:一类是基于等价黏弹性模型的等效线性化方法;另一类是基于(黏)弹塑性模型的非线性分析方法。第一类方法概念简单、易于编程实现,故而在土石坝动力分析中得到了广泛应用。但该方法也存在明显的不足,如未考虑流固耦合作用,无法直接计算残余变形和孔压变化等。第二类方法又可分为黏弹塑性模型-非线性分析方法和弹塑性模型-非线性分析方法两种。黏弹性模型-非线性分析方法采用了瞬态剪切模量、开放滞回圈和可移动的骨干曲线,可更好地反映非线性、滞后性和塑性变形^[10]。弹塑性模型-非线性分析方法采用动力弹塑性本构模型,结合真非线性分析方法,并运用动力固结理论,对加速度、残余变形和超静孔压进行实时分析。动力分析过程中不需引入残余应变和超静孔压的经验公式。该方法在理论上更为合理,但由于应用经验较少且计算方法不成熟,目前对实际土石坝工程进行动力分析的主流方法仍然是等效线性化方法。

截至目前,考虑流体和土骨架耦合作用的弹塑性地震动力分析在土石坝安全评价中并没有广泛应用。而且,动力计算所需的初始应力场往往忽略早期施工和水库蓄水的影响。

考虑到流固耦合作用对土石坝的静动力响应产生明显的影响,本文采用了非线性流固耦合方法对糯扎渡高心墙堆石坝的静动力响应进行了研究。该方法不同于用经验公式计算永久位移和超静孔隙水压力的传统等效线性化方法^[11-13],可以直接给出这些结果,能够更为合理准确地描述土石坝在地震作用下残余变形的发展及超静孔压的累积和消散过程。本文首先介绍了坝址和详细设计数据,包括材料分区、施工分级等,然后介绍了所采用的数值分析方法和土石体本构模型参数。在静力分析中,为考虑早期施工和蓄水的影响,采用空单元模型来模拟分级施工。之后,基于静力分析计算得到的初始应力场,采用 El Centro 地震的加速度来模拟地震运动,完成了耦合的非线性动力计算,给出并分析了地震动引起的超静孔隙水压力、加速度响应和永久位移等。从计算结果可以看出,应力、变形、孔压等物理指标的数值大小与实测结果吻合良好,分布情况符合一般规律,说明了本文所采用的分析方法可以较为准确地分析土石坝的静动力响应。

1 研究背景

1.1 工程介绍

糯扎渡水电站位于云南省内澜沧江中下游河段,装机容量 5850 MW,该工程主体挡水结构为 261.5 m 高的心墙堆石坝,如图 1 所示。该坝是目前中国已建成的最高的土石坝。图 2 展示了大坝最大断面上的材料分区和实际的施工过程。心墙底部高程 562.6 m,坝顶高程 824.1 m;坝顶长 630 m,宽 18 m;上游和下游的坡度比分别为 1.9:1 和 1.8:1。大坝于 2008 年开工,2012 年末建成。图 1(c) 展示了坝顶施工现场。

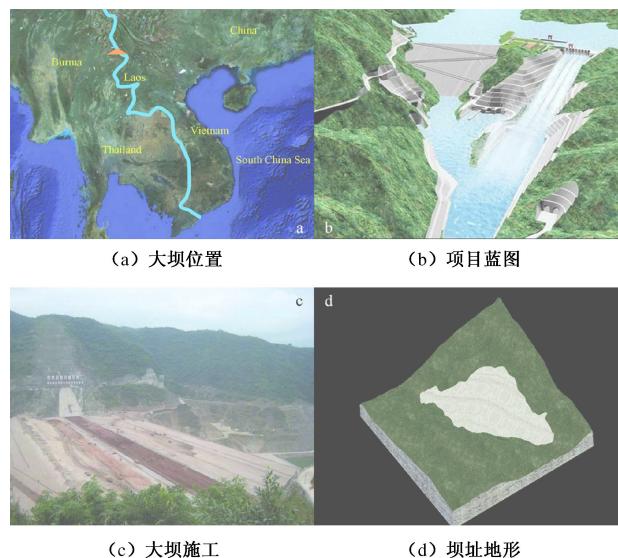


图 1 糯扎渡大坝

Fig. 1 Nuozhadu dam

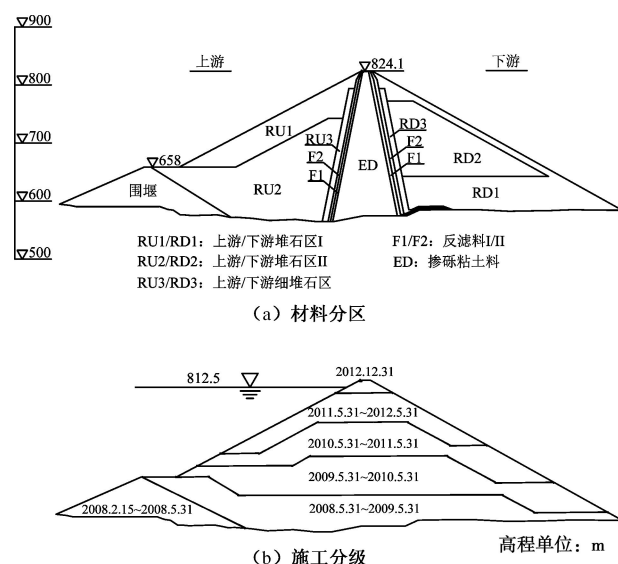


图 2 材料分区和分级施工的最大断面

Fig. 2 Maximum cross section with material zoning and construction stage

1.2 数值分析方法

心墙坝在施工、蓄水和地震过程中会受到流固耦合作用的重要影响,本文拟采用流固耦合的方法进行

静动力计算分析。流固耦合作用包括两个力学效应：一方面，根据有效应力原理，孔隙水压力的变化会影响土颗粒的力学响应；另一方面，土骨架的改变也会影响孔隙水压力的大小。

用来描述土颗粒和水之间相互作用的控制微分方程包括本构方程、平衡方程、运移方程^[14]，分别如下所示。

(1) 本构响应方程

多孔介质的本构响应形式为

$$\dot{\sigma}_{ij} + \alpha \frac{\partial p}{\partial t} \delta_{ij} = H(\sigma_{ij}, \xi_{ij}, \kappa) \quad (1)$$

式中， $\dot{\sigma}_{ij}$ 为同轴应力率， p 为孔隙水压力， H 为本构关系的函数形式， κ 为历史参数， δ_{ij} 为克罗内克函数， α 为比奥系数， ξ_{ij} 为应变率。

孔隙流体的本构关系与孔隙水压力 p 、饱和度 s 、体应变 ε 随时间的变化量有关：

$$\frac{1}{M} \frac{\partial p}{\partial t} + \frac{n}{s} \frac{\partial s}{\partial t} = \frac{1}{s} \frac{\partial \zeta}{\partial t} - \alpha \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} \quad (2)$$

式中， M 为比奥模量， n 为孔隙率， ζ 为孔隙流体的体积变化量。

(2) 流体运移方程

流体的运移遵循达西定律。对于密度恒定流体和均质各向同性固体情况，该定律可以写成如下形式：

$$q_i = -k_{ij} \hat{k}(s) [p - \rho_f x_j g_j]_{,i} \quad (3)$$

式中， q_i 为指定方向的流出量， k 为渗透系数张量， $\hat{k}(s)$ 为相对渗透系数， ρ_f 为液体密度， g_j 为重力矢量指定方向的分量。

(3) 平衡方程

平衡方程包含两部分，质量平衡方程（即连续方程）和动量平衡方程（即运动方程）。流体的质量平衡可以表示为

$$-q_{i,i} + q_v = \frac{\partial \zeta}{\partial t} \quad (4)$$

式中， q_v 为流体单位时间流入量。

动量平衡方程的形式为

$$\sigma_{ij,j} + \rho g_i = \rho \frac{dv_i}{dt} \quad (5)$$

式中， $\rho = (1-n)\rho_s + ns\rho_f$ 为单元体的密度， ρ_s 为固体介质的密度。

1.3 静动力本构模型

从算法角度来看，静力分析与动力分析的实质都是求解动力方程。静力分析可看作动力分析的特例，通过采用特定的阻尼达到进行静力分析的目的。在进行静力分析和动力分析时，采用了统一的本构模型来描述单元的应力-应变关系。莫尔-库仑弹塑性模型是一种用于反映岩土体剪切破坏的传统模型，该本构模型能够比较容易地模拟坝体地震时发生的塑性剪切变

形^[15]。以下对该模型进行简要介绍。

(1) 弹性增量方程

该模型的弹性增量方程采用胡克定律的增量表达式：

$$\begin{cases} \Delta \sigma_1 = \alpha_1 \Delta \varepsilon_1^e + \alpha_2 (\Delta \varepsilon_2^e + \Delta \varepsilon_3^e), \\ \Delta \sigma_2 = \alpha_1 \Delta \varepsilon_2^e + \alpha_2 (\Delta \varepsilon_1^e + \Delta \varepsilon_3^e), \\ \Delta \sigma_3 = \alpha_1 \Delta \varepsilon_3^e + \alpha_2 (\Delta \varepsilon_1^e + \Delta \varepsilon_2^e), \end{cases} \quad (6)$$

式中， $\alpha_1 = K + 4G/3$ ， $\alpha_2 = K - 2G/3$ ，为由剪切模量和体积模量定义的材料参数。

(2) 破坏准则

该模型的破坏准则是含有抗拉强度的莫尔-库仑准则，可以在 $\sigma_1 - \sigma_3$ 平面上反映出来^[14]，如图 3 所示。

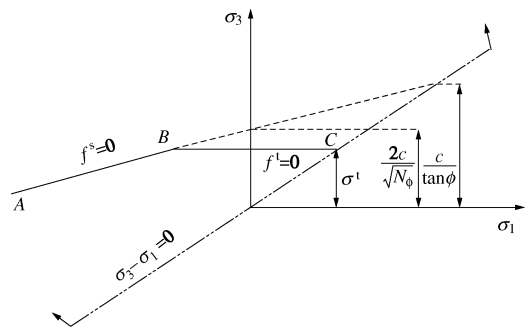


图 3 莫尔-库仑破坏准则

Fig. 3 Mohr-Coulomb failure criterion

强度包线 $f(\sigma_1, \sigma_3) = 0$ 从 A 点到 B 点是根据莫尔-库仑强度准则由传统形式 $\tau_f = \sigma \tan \phi + c$ 推得 $f^s = 0$ ，从 B 点到 C 点是根据抗拉强度准则 $f^t = 0$ 来定义的：

$$f^s = \sigma_1 - \sigma_3 N_\phi + 2c \sqrt{N_\phi} \quad (7)$$

$$f^t = \sigma_3 - \sigma^t \quad (8)$$

其中， ϕ 为内摩擦角， c 为黏聚力， σ^t 为抗拉强度，且有 $N_\phi = (1 + \sin \phi) / (1 - \sin \phi)$ 。

(3) 流动法则

势函数用两个函数来描述： g^s 和 g^t 分别对应剪切塑性流动和张拉塑性流动。函数 g^s 符合不相适应的流动法则，形式如下：

$$g^s = \sigma_1 - \sigma_3 N_\psi \quad (9)$$

式中， ψ 是剪胀角，且有 $N_\psi = (1 + \sin \psi) / (1 - \sin \psi)$ 。

函数 g^t 符合相适应的流动法则，形式如下：

$$g^t = -\sigma_3 \quad (10)$$

1.4 计算模型与参数

本文拟按照平面应变问题对糯扎渡大坝的静动力流固耦合问题进行求解。图 4 展示了坝体最大断面处的二维计算网格，该网格根据坝体的材料分区和施工分级（见图 2）进行划分，共有 648 个单元（含四边形单元和三角形单元）、682 个节点。

土石坝的各材料分区的土力学参数如表 1 所示。其中，干密度 ρ_d 、渗透系数 k 为设计参数，内摩擦角 ϕ 、黏聚力 c 和杨氏模量 E 通过三轴试验测定，泊松

比 ν 近似取经验值 0.3, 剪胀角 ψ 按经验公式 $\psi=\varphi-25^{\circ}$ 进行估算。

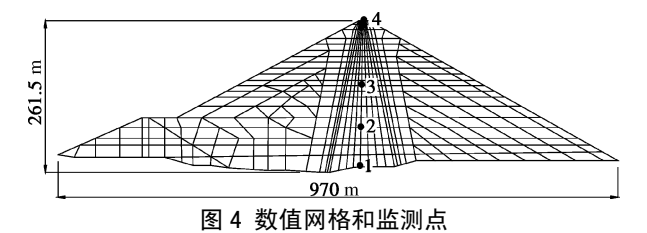


图 4 数值网格和监测点

表 1 大坝土料的物理力学性质

Table 1 Material properties of earth dam soils

参数	RD1/ RU1	RD2/ RU2	RD3/ RU3	F1	F2	黏土
干密度/($\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$)	2190	2310	2170	2000	2050	2120
杨氏模量/MPa	100	100	100	80	80	25
泊松比	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
黏聚力/kPa	141	114	106	127	105	73
内摩擦角/($^{\circ}$)	40.8	39.0	42.8	40.2	39.4	27.1
剪胀角/($^{\circ}$)	15.8	14.0	17.8	15.2	14.4	2.1
渗透系数/($\text{cm}\cdot\text{s}^{-1}$)	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	1.0×10^{-6}

本研究中,地震加速度采用 El Centro 地震的水平向地震加速度, 竖直向地震加速度取为水平向地震加速度的 2/3。峰值加速度出现在第 2.3 s, 大小为 0.36g。通过对加速度积分可以得到速度和位移过程 (见图 5)。动力模拟中, 阻尼项采用局部阻尼, 取值为 0.05。

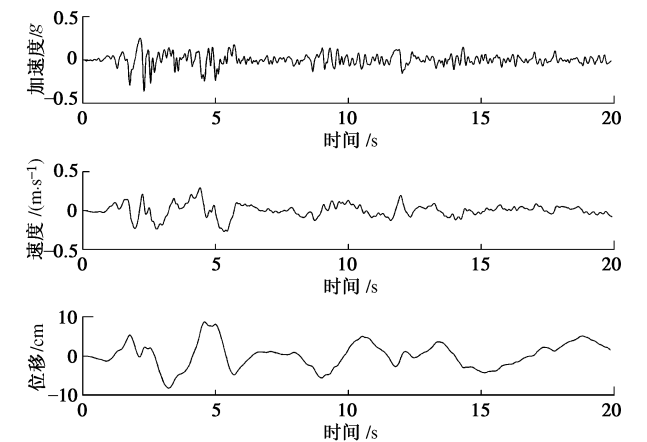


图 5 地震波时程曲线

2 静力分析

坝体内部的初始应力场是进行动力分析的基础。本研究中,采用莫尔-库仑模型进行静力固结分析得到初始应力场。准确的初始应力场对大坝的抗震性能有重要影响。

2.1 施工阶段

在静力分析中,根据糯扎渡大坝从 2008 年到 2012 年间的实际施工过程, 将计算模型划分为 45 个施工级。图 6 展示了大坝在不同施工阶段的坝体内部竖直位移的分布情况, 可以看到在各个阶段最大竖直位移

均发生在心墙中部。

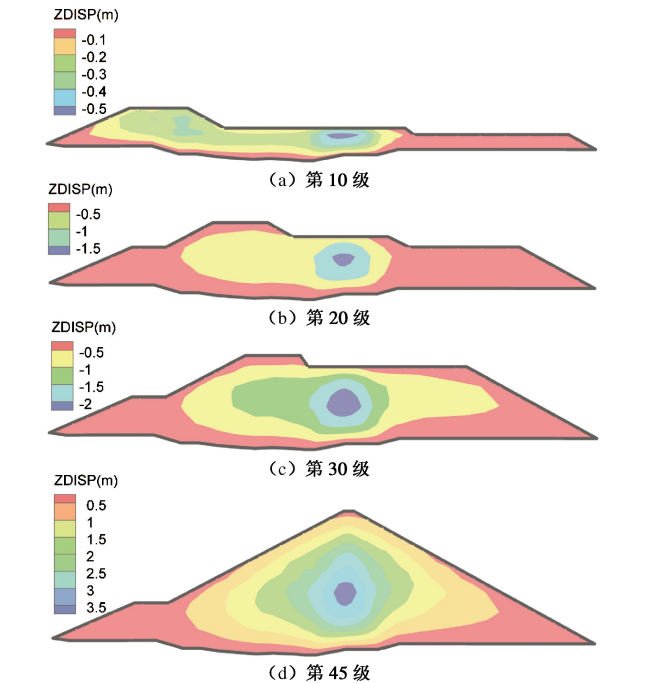


图 6 分级施工的沉降量

图 7 展示了大坝完工时的位移和应力分布。坝体最大沉降发生在心墙中部, 为 3.72 m, 大于实测的 3.55 m, 原因可能是实际工程中存在三维效应, 两岸坝坡会对坝体的沉降起到一定的约束作用。最大水平位移约 0.35 m, 发生在上下游坝壳中。由于坝壳料和黏土料模量的巨大差异, 心墙中存在明显的拱效应, 如图 7 (c) 所示。

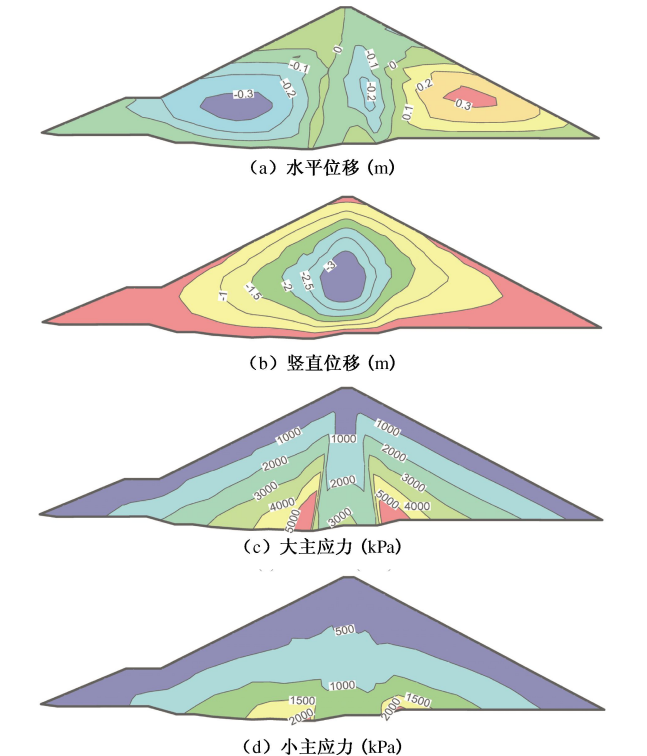


图 7 位移和主应力的等值线

Fig. 7 Contour lines of displacements and principal stresses

2.2 水库蓄水过程

在对大坝进行流固耦合计算分析时,模拟了水库的蓄水过程。图 8 给出了上游蓄水位达到正常蓄水位 812.5 m 时心墙内部孔隙水压力的分布情况。计算结果显示,坝体内孔隙水压力的等值线在心墙处骤降,表明心墙发挥了有效的防渗作用。

图 9 展示了水库蓄水后的坝体的位移分布。与施工完成时的分布情况相比,水压作用在上游坝壳和心墙,使得水平位移向下游发展。此外,土体受到水的浮力作用,在不考虑堆石料湿化变形的情况下,使得沉降量有所减小。

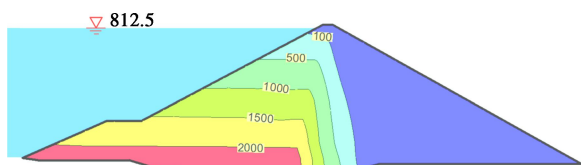
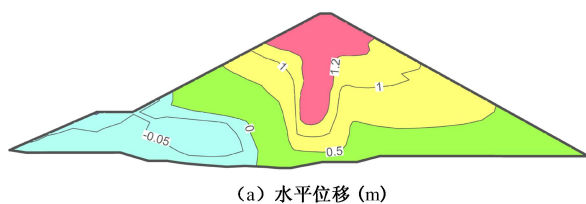
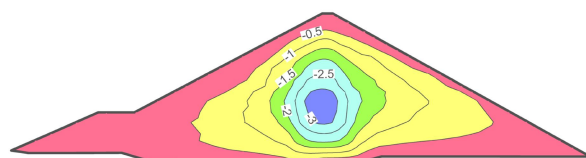


图 8 水库水位和孔隙水压力 (kPa) 等值线

Fig. 8 Reservoir water level and contour lines of pore water pressure (kPa)



(a) 水平位移 (m)



(b) 竖直位移 (m)

图 9 位移等值线

Fig. 9 Contour lines of displacements

3 动力分析

流固耦合动力分析基于前文静力计算得到的初应力场。动力分析采用非线性耦合计算方法,该方法不同于用经验公式计算永久变形和超静孔隙水压力的等效线性化方法^[16-17],可直接得到这些结果。

3.1 地震波输入验证

如图 5 所示,选取了 1940 年 El Centro 地震历时 20 s 的法向和切向震动分量。地震波沿顺河向输入,竖直方向取水平向的 2/3。为了核实地震波输入的正确性,记录了计算加速度的时程曲线,并与输入地震波的加速度时程曲线进行了比较,如图 10 (a) 所示。此外,在图 10 (b) 中对计算的加速度反应谱与输入地震波的加速度反应谱进行了比较。从图中可以看到,计算加速度非常接近输入加速度。

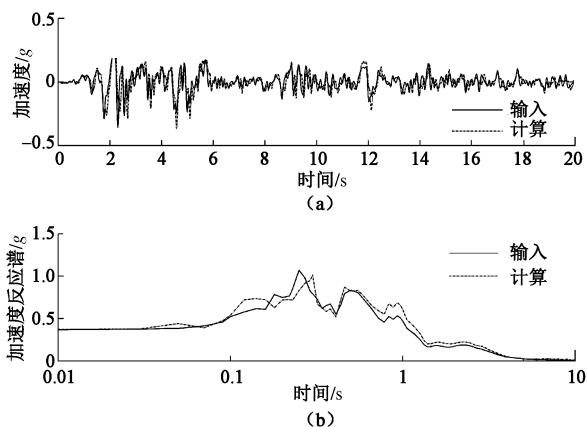


图 10 加速度和反应谱

Fig. 10 Accelerations and spectra

3.2 结果分析

由于心墙的渗透系数较小,导致心墙内部孔隙水压力在地震过程中无法消散。流固耦合分析可以得到超静孔隙水压力累积的过程。图 11 和图 12 分别展示了心墙内不同高度处的超静孔隙水压力(监测点位置见图 4)和不同时刻的超静孔隙水压力分布。

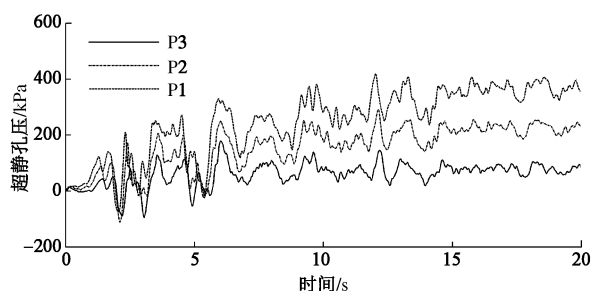
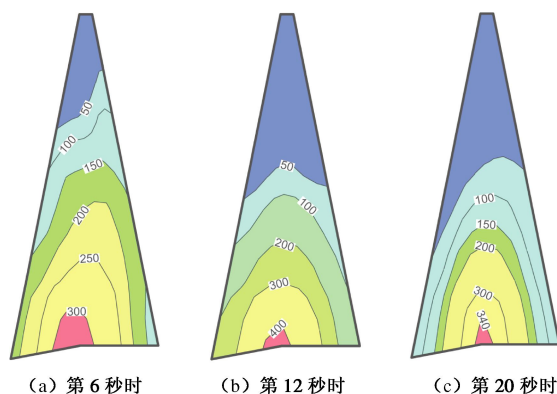


图 11 不同高度处的超静孔隙水压力

Fig. 11 Excess pore water pressures at different elevations

如图 11 所示,随着地震动的发生,心墙内超静孔隙水压力逐渐累积。超静孔隙水压力在心墙底部中间位置最难消散,因此最大超静孔隙水压力发生在心墙底部。超静孔隙水压力主要集中分布于心墙中下部,分布随时间发生变化,如图 12 所示。



(a) 第 6 秒时

(b) 第 12 秒时

(c) 第 20 秒时

图 12 地震过程中心墙内不同时刻的超静孔隙水压力分布

Fig. 12 Distribution of excess pore pressures at different time

图 13 展示了加速度放大系数(即计算的最大加速度)与输入的最大加速度比值沿坝轴线方向的分布。

放大系数沿坝高方向增加，竖直加速度放大系数最大值为 2.91，水平加速度放大系数最大值为 1.87。可以看出，由于鞭梢效应^[18]，放大系数在坝顶处急剧增大。

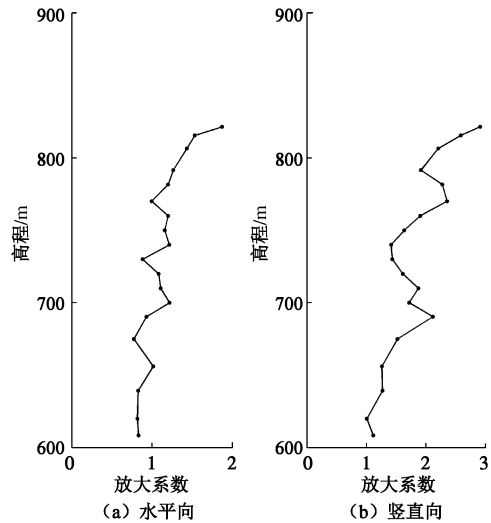


图 13 加速度放大

Fig. 13 Acceleration amplification

图 14, 15 记录了大坝不同高度处的加速度时程（监测点位置见图 4）。可以看出，加速度随高度的增加而增大，并表现出延时效应。各监测点的最大加速度分别出现在 2.1, 5.6, 6.8 s。

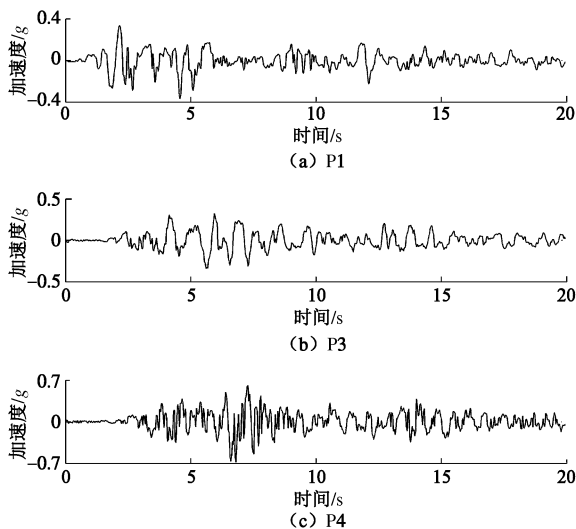


图 14 水平加速度随时间变化

Fig. 14 Time histories of horizontal acceleration

图 16 展示了不同高程处的傅里叶幅值谱，可以看出水平加速度和竖直加速度被放大的部分分别分布在 0.4~2.0 Hz 和 0.4~3.4 Hz，即主要集中于低频段。这表明该部分的输入波的频率与大坝的固有频率接近，由于共振作用而显著放大。

图 17 展示了由地震动产生的水平向永久位移和竖直向永久位移在坝体内的分布情况。图 18 展示了在地震动过程中心墙不同高度处的位移随时间变化的情况。由地震动作用产生的水平方向和竖直方向的永久位移，最大值均出现在坝顶，分别为 0.83 和 0.84 m。

由计算结果可以看出，对于土石坝，特别是像糯扎渡这样的高土石坝，要特别注意坝顶处的抗震设计和施工。

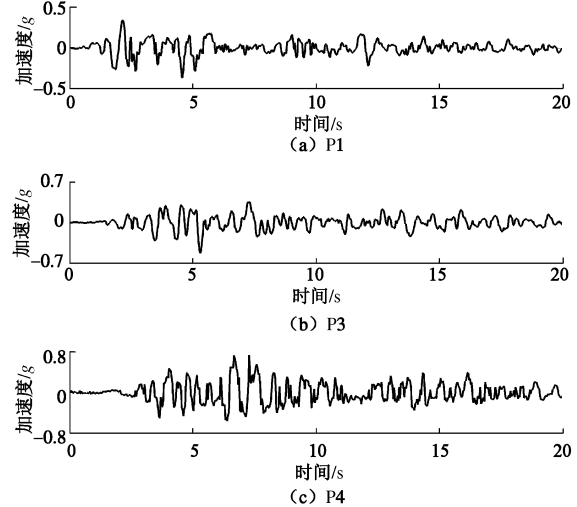


图 15 竖直加速度随时间变化

Fig. 15 Time histories of vertical acceleration

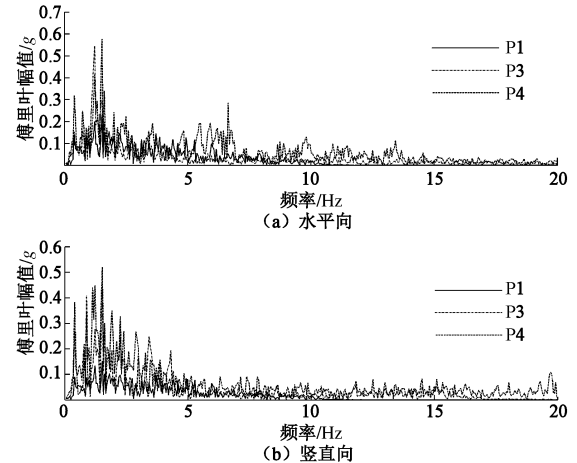


图 16 加速度傅里叶谱

Fig. 16 Fourier spectra of acceleration

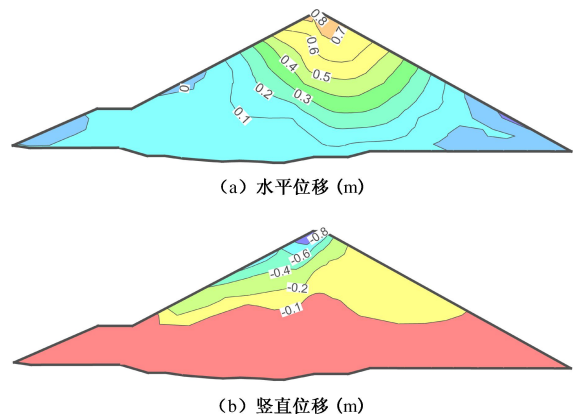
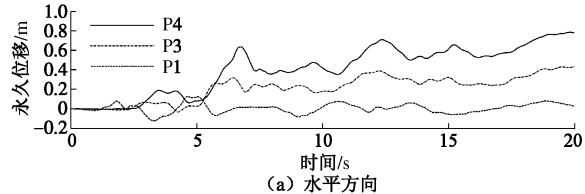


图 17 永久位移的等值线

Fig. 17 Contour lines of permanent displacements



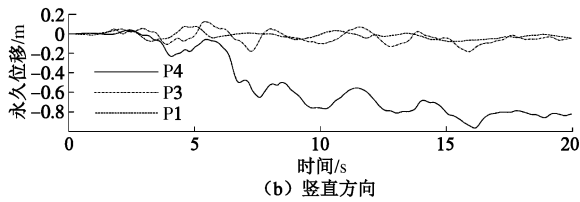


图 18 心墙中心不同高程处位移随时间的变化

Fig. 18 Time histories of displacements at different elevations in core center

4 结 语

本文介绍了一种考虑非线性流固耦合作用影响的静动力分析方法, 并采用莫尔-库仑弹塑性模型来描述坝料的力学性质, 对位于中国西南地区的糯扎渡高心墙堆石坝进行了考虑流固耦合影响的静动力分析。

在静力分析中模拟了坝体的实际施工过程, 并用流固耦合的方法模拟了水库蓄水过程。由于库区水压力的作用, 使得坝体水平位移朝下游发展。另外, 水库蓄水后大坝上游侧坝料受到向上的浮力作用, 使得在不考虑湿化变形的情况下的坝体沉降量较大坝完工时略有减小。

基于静力分析得到的初始静力场, 采用完全耦合的非线性方法研究了大坝的地震动力反应。心墙内部的超静孔隙水压力随地震动变化并逐渐累积, 最大超静孔隙水压力发生在心墙底部。加速度放大系数在坝体中下部变化较小, 但由于鞭梢效应, 在坝体上部尤其是坝顶附近的加速度放大系数增长明显。水平向和竖直向永久位移的最大值均发上在坝顶。因此, 要格外重视高土石坝坝顶部位的抗震设计和施工。

参考文献:

- [1] YASUDA N, MATSUMOTO N. Dynamic deformation characteristics of sands and rockfill materials[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1993; **30**(5): 747 - 757.
- [2] HUNTER G, FELL R. Rockfill modulus and settlement of concrete face rockfill dams[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2003; **129**(10): 909 - 917.
- [3] LI H, MANUEL P, LI T. Application of a generalized plasticity model to ultra-high rockfill dam[C]// Earth & Space 2010 ASCE. Honolulu, 2010: 385 - 398.
- [4] SOROUGH A, JANNATIAGHDAM R. Behavior of rockfill materials in triaxial compression testing[J]. International Journal of Civil Engineering, 2012; **10**(2): 153 - 161.
- [5] CHEN M. Response of an earth dam to spatially varying earthquake ground motion[D]. East Lansing: Civil and Environmental Engineering, Michigan State University, 1995.
- [6] COSTA L, ALONSO E. Predicting the behavior of an earth and rockfill dam under construction[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2009; **135**(7): 851 - 862.
- [7] SEO M W, HA I S. Behavior of concrete-faced rockfill dams during initial impoundment[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2009; **135**(8): 1070 - 1081.
- [8] PREVOST J H, ABDEL-GHAFFAR A M, LACY S J. Nonlinear dynamic analyses of an earth dam[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1985, **111**(7): 882 - 897.
- [9] SEED H B, MARTIN G R. The seismic coefficient in Earth dam design[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 1966, **92** (SM3): 25 - 58.
- [10] 董威信. 高心墙堆石坝流固耦合弹塑性地震动力响应分析[D]. 北京: 清华大学, 2015. (DONG Wei-xin. Elastoplastic fluid-solid coupling analysis of seismic response of high core-wall rockfill dam[D]. Beijing: Tsinghua University, 2015. (in Chinese))
- [11] 齐文浩, 薄景山. 土层地震反应等效线性化方法综述[J]. 世界地震工程, 2007, **23**(4): 221 - 226. (QI Wen-hao, BO Jing-shan. Summarization on equivalent linear method of seismic responses for soil layers[J]. World Earthquake Engineering, 2007, **23**(4): 221 - 226. (in Chinese))
- [12] 沈珠江, 徐 刚. 堆石料的动力变形特性[J]. 水利水运科学研究所, 1996(2): 143 - 150. (SHEN Zhu-jiang, XU Gang. Dynamic deformation characteristics of rockfill[J]. Journal of Nanjing Hydraulic Research Institute, 1996(2): 143 - 150. (in Chinese))
- [13] SCHNABEL P B, LYSMER J, SEED H B. SHAKE: a computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites[R]. Berkeley: Earthquake Engineering Research Center, University of California, 1972.
- [14] Itasca Consulting Group. Fast Lagrangian analysis of continua[M]. Minneapolis: Itasca Consulting Group, 2005.
- [15] 朱亚林, 孔宪京, 邹德高, 等. 高土石坝地震反应和破坏机理分析[J]. 岩土工程学报, 2010, **32**(9): 1362 - 1367. (ZHU Ya-lin, KONG Xian-jing, ZOU De-gao, et al. Dynamic response and failure mechanism of high earth-rockfill dams[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, **32**(9): 1362 - 1367. (in Chinese))
- [16] SEED H B. A method for earthquake resistant design of earth dams[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 1966, **92**(1): 13 - 41.
- [17] FINN W D, MARTIN G R, LEE K W. An effective stress model for liquefaction[J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 1977, **103**(6): 517 - 533.
- [18] GAZETAS G. Seismic response of earth dams: some recent developments[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 1987, **6**(1): 2 - 47.