

地震模拟振动台的数字仿真及其在龙江拱坝上的应用

张伯艳 李德玉

(中国水利水电科学研究院抗震研究中心 北京 100044)

摘要 通过对地震模拟振动台工作原理的模仿,用计算机技术实现了对地震模拟振动台的数字仿真。在这一“仿真模型”中,黏弹性边界被用来吸收外传的散射波,因此,计入了无限地基辐射阻尼的影响。利用该“仿真模型”计算了龙江拱坝的地震反应,计算结果表明:考虑无限地基辐射阻尼的影响,龙江拱坝的动拱梁应力与无质量地基模型比较均有较大幅度的降低,最大降幅约在 40%~50% 范围内,且导致正常蓄水位和死水位条件下,大坝静动综合的最大主拉、主压应力明显降低。
关键词 振动台;数字仿真;地震波;辐射阻尼;龙江拱坝

中图分类号:TV642.4;TP391.9 文献标识码:A 文章编号:1006-764X(2007)01-0042-04

Numerical simulation of shaking table and its application to Longjiang Arch Dam//ZHANG Bo-yan, LI De-yu(*Earthquake Engineering Research Center, China Institute of Water Resources and Hydropower Research, Beijing 100044, China*)
Abstract: According to the work principle of shaking table for seismic simulation, numerical simulation of shaking table was performed by use of the computer technique. In the simulation model, the visco-elastic boundary was employed to absorb outward-spreading scattering waves; therefore, the influence of infinite foundation radiation damping was taken into account. The calculation of the earthquake response of Longjiang Arch Dam as a case study shows that the infinite foundation radiation damping associated with wave propagation away from the dam decreases the dynamic arch cantilever stress by 40%-50% as compared with massless foundation models and results in obvious decrease of maximal principal tensile stress and maximal principal compressive stress of the dam in static and dynamic composite states under normal water storage level and dead water level.
Key words: shaking table; numerical simulation; seismic wave; radiation damping; Longjiang Arch Dam

要想有效地评估拱坝的抗震能力,需要建立合理的地震输入模型。在早期,人们使用标准的基底输入模型,这一模型的特点是将坝与较大范围的可变形基础划分成有限元网格,假设基础底部是刚性的,直接将地面运动加速度作用于刚性基底。显然,这一模型不能反映地表自由场运动与深部基岩运动的差异。作为改进,后来提出了无质量地基模型^[1],众所周知的 ADAP 程序^[2]使用的就是无质量地基模型。由于地基假设为无质量的,消除了地震波在岩石基础内传播的影响,其结果是坝与基础交接面上受到完全相同的地震动。少量坝址河谷地震动观测记录不支持这一假设。事实上,沿河谷岸坡不同高程处地震动的幅值大小与频谱都不相同。人们已经认识到拱坝的地震输入应能反映地震波在岩石基础内的传播机理,以及坝体与河谷交接面对地震波的反射和折射影响。同时,适量计入无限地基辐射阻尼的影响也已成为工程界的共识。经过众多学者多年的努力,已建立了能反映上述地震波传播机理的拱坝地震输入模型^[3-5],特别是最近提出的人工透射边界^[6]与时域显式有限元相结合的地震动参数模型^[4]和以 LDDA 理论^[7]为基础求解动接触力的基于黏弹性边界条件的地震自由场输入模型^[5],均采用时域显式积分方法,为地震动力问题的求解提供了较大方便。地震动参数模型使用位移波作为基底入射波,一般由加速度时程通过两次积分获得,地震自由场输入模型是将有限元边界上的自由场速度和应力转化为黏弹性边界上的力荷载。这两个拱坝地震输入模型基本反映了地震波在岩石介质内的传播和无限地基辐射阻尼的影响,但其输入运动与设定地震(一般为地表面自由场加速度时程)是不一样的,虽然由加速度转化为速度和位移并不困难。

对拱坝抗震能力进行评估的另一有效途径是在地震模拟振动台上进行模型试验。显然,大型地震模拟振动台较好地再现了模型坝及其基础系统中地震

波的传播机制。尽管模型试验费用较高,但由于直观,模型试验受到工程界的普遍欢迎。通过现代计算机技术模拟振动台的工作原理,从而实现地震模拟振动台的数字仿真,对拱坝地基系统进行仿真计算分析显然是拱坝地震输入模型的一种可能的选择。

本文用计算机程序仿真大型地震模拟振动台,并将其应用于龙江拱坝的抗震分析中。

1 地震模拟振动台的数字仿真

地震模拟振动台一般由台面及支承系统、激振系统、电控系统、液压源系统、动力电系统和基础6个部分组成。其工作原理是:当计算机中储存的地震波信号送入闭环伺服控制系统时,输出信号推动电液伺服阀,由此控制高压油液进入激振器中,激振器推动地震模拟振动台台面运动。台面的运动经控制用加速度传感器将信号反馈到闭环控制系统,这样可使台面按照预定的加速度波形进行运动。

从上述工作原理可知,振动台的输入运动是台面运动,即拱坝地基系统的底部边界为固定的加速度运动。对于拱坝一类的水工建筑物,其几何尺寸都远大于振动台台面尺寸,因此,试验模型都要按几何比尺缩小,相应地,密度、弹性模量、时间、频率、应变、应力等都要满足相似律的各项要求。对振动台试验,无限地基辐射阻尼的模拟可在模型四周加黏滞液来实现。

用计算机模拟振动台的工作,关键要做到:①基底运动为设定加速度时程;②有限元模型四周为吸能边界;③能体现波从基底向上传播。为此,首先应对坝和足够范围的基础进行有限元网格剖分,在模型四周边界上施加弹簧阻尼器,建立接触问题的有限元方程,对有限元方程用中心差分离散,可得递推公式^[5]:

$$u_{t+\Delta t} = \frac{\Delta t^2}{2} M^{-1} (F_t - Ku_t - C\dot{u}_t) + u_t + \Delta t \dot{u}_t + \frac{\Delta t^2}{2} M^{-1} GA_t \quad (1)$$

式中: M 、 C 、 K 分别为系统的质量矩阵、阻尼矩阵和刚度矩阵; $\dot{u}_t$ 、 u_t 分别为 t 时刻总体速度向量和总体位移向量; F_t 为 t 时刻静力荷载向量; A_t 为 t 时刻拉格朗日乘子向量; G 矩阵包含接触面局部坐标系到总体坐标系的变换矩阵、主乘子点的投影点所在负面的接触面单元的各个节点的位移选择矩阵、主乘子点的位移选择矩阵和主乘子的乘子向量的选择矩阵; Δt 为时间间隔。

对于非接触问题的整体坝分析,拉格朗日乘子向量为 0 。这时式(1)成为

$$u_{t+\Delta t} = \frac{\Delta t^2}{2} M^{-1} (F_t - Ku_t - C\dot{u}_t) + u_t + \Delta t \dot{u}_t \quad (2)$$

由式(1)和式(2)可知,已知当前时刻的位移、速度和拉格朗日乘子向量,就可求出下一时步的位移向量。

为了在有限元模型的底部输入固定加速度,可将基底节点的集中质量放大 10^6 倍。基底加速度通过地表加速度反演获得,本文的反演计算使用了黏性边界条件下时域显式有限元数值解^[5]。这时,公式(2)中第1项括号内,应增加 $M_b a_{bt}$ 项,则式(2)成为

$$u_{t+\Delta t} = \frac{\Delta t^2}{2} M^{-1} (F_t + M_b a_{bt} - Ku_t - C\dot{u}_t) + u_t + \Delta t \dot{u}_t \quad (3)$$

式中: M_b 为基底集中质量矩阵; a_{bt} 为 t 时刻基底输入加速度向量。

需要指出的是,文献[1]也曾认为,经过反演的岩体基底运动可加在三维坝与地基体系的基底上,其中地基岩体假定具有正常的质量和刚度特性(有别于无质量地基),这时,在地基岩体中将形成波的传播机制,并能反映波动受到坝体和河谷交接面的反射和折射的影响而产生的改变,比较符合真实情况。

2 数字仿真模型在龙江拱坝上的应用

2.1 龙江拱坝计算条件

龙江水利枢纽位于云南省德宏傣族景颇族自治州潞西县城境内的龙江干流上,是以发电、防洪为主,兼顾灌溉、水产养殖、供水及改善环境、发展旅游等的综合性水利水电枢纽工程。大坝设计采用椭圆形双曲拱坝,预可研阶段水库总库容 $12.44 \times 10^8 \text{ m}^3$,电站总装机容量240 MW。

龙江拱坝最大坝高115.0 m,工程属一等工程,大坝为一级水工建筑物。拟建坝址距近代地震频繁的龙陵—瑞丽活动断裂带仅2 km。根据国家质量技术监督局2001年8月1日出版的1/4 000 000《中国地震动参数区划图》,本工程区地震基本烈度为Ⅷ度,相应的震动峰值加速度为 $0.2 g$ 。根据现行的DL5073—2000《水工建筑物抗震设计规范》的有关规定,大坝抗震设防标准应根据专门的地震危险性分析结果,按100年2%超越概率水平的设计地震动峰值加速度确定。根据地震部门进行的地震危险性分析结果,相应于上述设防标准的设计基岩水平峰值加速度为 $0.358 g$,相应的竖向峰值加速度代表值取为水平向的2/3,即 $0.239 g$ 。设计反应谱取规范标准谱,其拓征周期 $T_g = 0.2 \text{ s}$,设计反应谱最大值的代表值 $\beta_{\max} = 2.5$ 。对此设计反应谱用时域法^[8]拟合了横河向、顺河向和竖向3个分量25 s人工波(见图1)。

龙江工程挡水建筑物设计采用椭圆形双曲拱坝。大坝最低建基面高程760 m,坝顶高程875 m,最

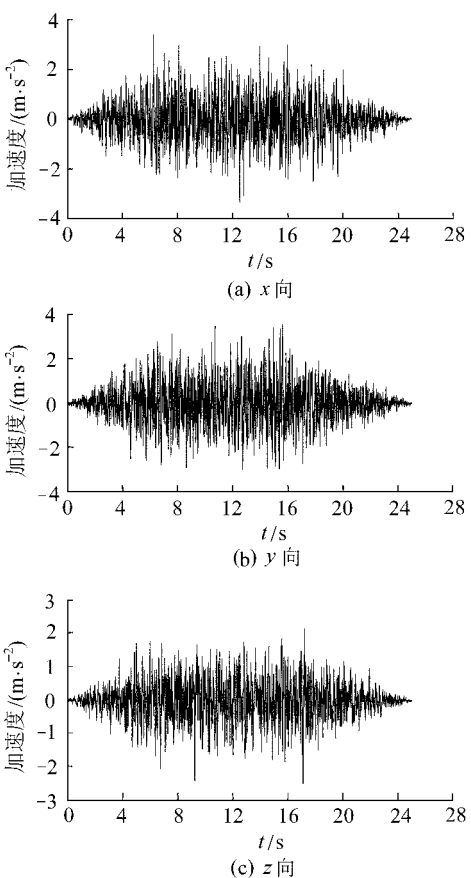


图1 龙江拱坝设计反应谱拟合地震波

大坝高 115 m。顶拱拱冠处厚 6 m,拱冠梁底厚 27.98 m, 宽高比 0.241。坝顶中心线弦长 382.53 m, 弦高比 3.298。

坝体混凝土静弹性模量 20.0 GPa, 根据现行抗震规范规定, 动弹性模量为静弹性模量的 1.3 倍。泊松比 0.167, 密度 2.4 t/m³, 线胀系数 8 × 10⁻⁶/℃。

各拱圈高程基岩静变形模量 5.0 ~ 7.0 GPa, 泊松比 0.25 ~ 0.35, 密度 2.65 t/m³。可见, 基岩的变形模量约为坝体混凝土弹性模量的 1/3 ~ 1/4。基岩的动变形模量参照坝体混凝土的取值原则, 同样取静态的 1.3 倍。

水库正常蓄水位 872 m, 相应的下游水位 791.7 m, 水体密度 1.0 t/m³, 坝前淤砂高程 816.5 m, 淤砂内摩擦角 31°, 浮密度 1.0 t/m³。水库死水位 845 m, 相应的下游水位 791.7 m。

温度荷载 水库正常蓄水位与设计温降组合, 水库死水位与设计温升组合。

2.2 大坝地基系统有限元网格

根据龙江拱坝坝区地形地质特点和坝区各类基岩材料性质, 应用 MSC PATRAN 有限元网格自动剖分技术, 生成大坝基础系统三维有限元网格, 其中坝体网格与 ADAP 程序的剖分一致, 坝体沿厚度方向布置了 3 层三维块体元。整个分析系统全部由三维块体单元离散, 分析范围顺河向为 640 m, 横河向为

855 m, 竖向为 255 m, 节点总数为 29256, 自由度总数为 86400。拱坝地基系统有限元网格见图 2。在有限元模型四周, 加上弹簧阻尼器, 以吸收外传波。将图 1 所示 3 分量加速度地震波反演至深部基岩, 即获得本文仿真模型的基底输入加速度时程。

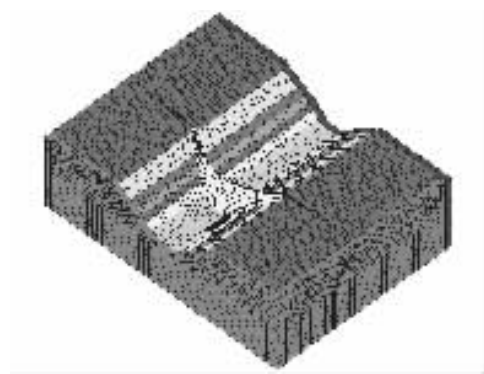


图2 龙江拱坝地基系统有限元网格模型

坝体-库水的动力相互作用是影响大坝动力反应的重要因素。目前工程界普遍接受忽略库水可压缩性的所谓“库水附加质量”的处理方法表征动水压力的影响。本文采用 ADAPCH89 程序计算出库水附加质量, 经对角化后施加于坝面相应节点。

2.3 龙江拱坝计算结果分析

通过仿真模型, 初步计算了龙江拱坝在正常蓄水位和死水位两种工况下的静动力反应, 表 1 给出了坝体动态最大拱梁应力反应最大值及其发生的部位, 表 2 给出了坝体静动综合主应力最大值及其发生的部位, 图 3 和图 4 分别给出了考虑无限地基辐射阻尼和不考虑无限地基辐射阻尼时正常水位人工波作用下整体坝顶拱附近动态拱应力和拱冠梁附近动态梁应力比较。

表1 坝体动态拱梁应力反应最大值

计算条件	应力位置	最大拱应力/MPa	最大拱应力发生部位	最大梁应力/MPa	最大梁应力发生部位
正常蓄水位	上游面	3.97	871 m 高程左拱端	2.45	771 m 高程右拱端
	下游面	2.86	871 m 高程拱冠右侧	1.77	828 m 高程拱冠附近
死水位	上游面	3.55	871 m 高程左拱端	2.25	771 m 高程右拱端
	下游面	2.21	842 m 高程拱冠右侧	1.58	828 m 高程拱冠左侧

表2 坝体静动综合主应力最大值

计算条件	应力位置	最大拱应力/MPa	最大拱应力发生部位	最大梁应力/MPa	最大梁应力发生部位
正常蓄水位	上游面	3.06	760 m 高程坝底右侧	6.81	842 m 高程拱冠附近
	下游面	1.85	842 m 高程拱冠右侧	9.83	771 m 高程右拱端
死水位	上游面	2.76	顶拱拱冠附近	6.29	868 m 高程右拱端
	下游面	2.06	顶拱拱冠附近	7.69	771 m 高程右拱端

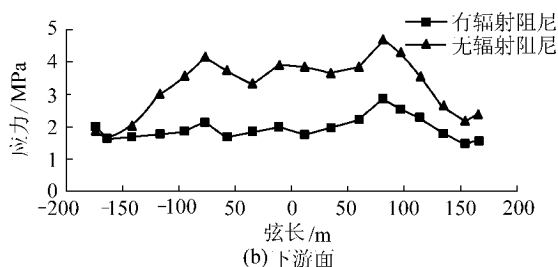
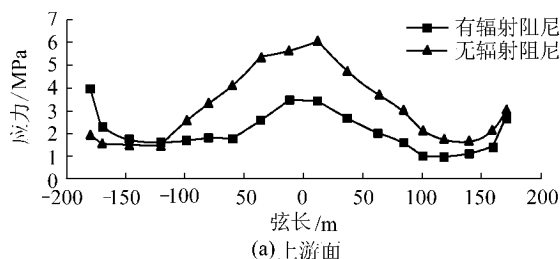


图3 顶拱附近动态拱应力比较

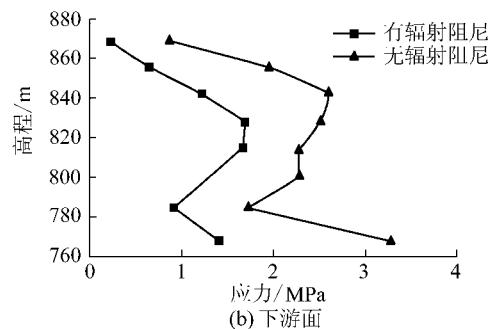
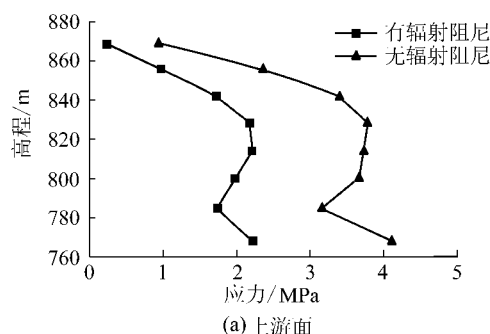


图4 拱冠梁附近动态梁应力比较

从上述计算结果可见：

a. 由于龙江拱坝地基综合变形模量较低,无限地基辐射阻尼对龙江拱坝地震动力反应影响显著。从图3和图4可见,考虑无限地基辐射阻尼的影响,总体上动拱、梁应力都有较大幅度的降低,最大降幅约在40%~50%范围内。

b. 正常水位时,最大拱向上下游面动应力分别为3.97 MPa和2.86 MPa,最大梁向上下游面动应力分别为2.45 MPa和1.77 MPa;死水位最大拱向上下游面动应力分别为3.55 MPa和2.21 MPa,最大梁向上下游面动应力分别为2.25 MPa和1.58 MPa,比正常水位稍小。

c. 由于无限地基辐射阻尼效应大幅度削减了拱坝的动态拱梁应力,导致两种水位条件下的大坝

静动综合的最大主拉、主压应力明显降低。正常水位上、下游面静动综合最大主拉应力依次为3.06 MPa和1.85 MPa,发生于上游坝踵和842 m高程的右1/4拱圈。上游面静动综合最大主压应力为6.81 MPa,下游面则为9.83 MPa,发生于应力集中效应明显的接近坝底的771 m高程拱端。死水位上游面静动综合最大主拉应力为2.76 MPa,发生于顶拱拱冠处。由于死水位时上部高程拱冠附近的静态压应力较小,尽管无限地基辐射阻尼大幅度降低了该部位的动态拱应力,其静动综合的主拉应力水平仍较高。下游面静动综合最大主拉应力为2.06 MPa,亦发生于顶拱拱冠附近,较上游面略小。上、下游面静动综合最小主应力较正常蓄水位时略有降低,上游面为6.29 MPa,发生于顶拱右拱端附近,下游面为7.69 MPa,与正常蓄水位时的发生部位相同。

d. 无限地基辐射阻尼总体上全面降低了大坝的静动综合应力反应,对大坝的抗震安全无疑是一有利因素。从控制性的主拉应力来看,除在正常蓄水位应力集中效应显著的上游坝踵处主拉应力略大于3.0 MPa,处于C25混凝土动态抗拉强度的临界点外,其余部位无大于3.0 MPa的拉应力,可以满足大坝抗震强度安全要求。

无限地基辐射阻尼的模拟是当前水工抗震学科的前沿课题,国内外很多学者采用多种模型针对这一问题开展了深入研究。对小湾、溪洛渡、大岗山等强震区高拱坝的计算结果显示^[9-13],与传统的无质量地基相比,地基辐射阻尼可降低大坝的地震动响应是各类方法所揭示出来的共同规律,因此普遍认为在大坝抗震设计中应予适当计入。但是,由于各种模型中对该问题的处理方法不同,引入的假定各异,又与地震动的输入方式相耦合等复杂问题的存在,各种模型所体现出来的对大坝动力反应影响的程度存在差异。因此,结合龙江拱坝的具体工程特点,考虑到问题的复杂性和不确定因素,在抗震设计中考虑地基辐射阻尼的有利影响时,为确保大坝抗震安全,应适当留有余地。

3 结 论

从龙江拱坝的计算效果可知,本文提出的地震模拟振动台仿真模型具有较好的计算稳定性和较高的计算效率。与拱坝地震自由场输入模型比较,省去了自由场的计算,数据输入较简单,但由于底部边界未计入地基辐射阻尼的影响,其计算结果应比自由场输入模型大。虽然地震模拟振动台仿真模型模拟了振动台的工作原理,但坝与地基的有限元离散

(下转第90页)

[27] 朱伯芳. 国际拱坝学术讨论会综述[J]. 混凝土坝技术, 1987(2) :11-15.

[28] 傅作新, 钱向东. 有限单元法在拱坝设计中的应用[J]. 河海大学学报, 1991, 19(2) :8-15.

[29] 李同春, 温召旺. 拱坝应力分析中的有限元内力法[J]. 水力发电学报, 2000(4) :18-24.

[30] 李同春, 章杭惠. 改进的拱坝等效应力分析方法[J]. 河海大学学报 :自然科学版, 2004, 32(1) :104-107.

[31] 杨仲侯, 杨海霞, 任青文, 等. 高拱坝应力分析与形状优化设计程序系统[C]//姜弘道, 赵光恒, 向大润, 等. 水工结构工程与岩土工程的现代计算方法及程序. 南京 : 河海大学出版社, 1992 :160-173.

[32] 黎展眉. 复形法在拱坝优化中的应用[J]. 计算技术与计算机应用, 1991(2) :7-11.

[33] 孙扬镝, 姜常青, 徐也平, 等. 具有智能的拱坝设计系统[J]. 水利学报, 1995(7) :79-83.

[34] 朱伯芳, 黎展眉. 拱坝的满应力设计[C]//水利水电科学院科学研究论文集. 第 9 集. 北京 : 水电出版社, 1982 :38-42.

[35] 刘德富, 李文正, 刘从新. 拱坝近似优化的人工神经网络方法[J]. 武汉水利电力大学学报, 1998, 31(4) :22-25.

[36] 杨海霞. 基于遗传算法的拱坝优化设计[J]. 水利水电工程学报, 2000(3) :13-17.

[37] 谢能刚, 孙林松, 方浩. 基于进化策略的拱坝体型优化设计[J]. 水利水运工程学报, 2006(1) :24-29.

[38] 孙文俊, 孙林松, 王德信, 等. 拱坝体形的两目标优化设计[J]. 河海大学学报 :自然科学版, 2000, 28(3) :39-43.

[39] 厉易生. 双目标优化的有效点集及拱坝双目标优化[J]. 水力发电, 1998(11) :10-13.

[40] 谢能刚, 孙林松, 王德信. 静力与动力荷载下高拱坝体型多目标优化设计[J]. 水利学报, 2001(10) :8-11.

[41] 孙扬镝. 多目标模糊全局优化设计方法和软件[J]. 水电站设计, 1994, 10(2) :25-30.

[42] PÉRIAUX J, CHEN Hou-qun, MANTEL B, et al. Combining game theory and genetic algorithms with application to DDM-nozzle optimization problems[J]. Finite Elements in Analysis and Design, 2001, 37(5) :417-429.

[43] WANG Jiang-feng, WU Yi-zhao, PÉRIAUX J. Decentralized multi-point optimization algorithms for multi-airfoil design in aerodynamics[J]. Journal of Astronautics, 2003, 24(1) :71-77.

[44] WANG Jiang-feng, WU Yi-zhao, PÉRIAUX J. Genetic algorithms and game theory for high lift design problems in aerodynamics[J]. Transactions of Nanjing University of Aeronautics and Astronautics, 2002, 19(1) :7-13.

[45] 谢能刚, 孙林松, 赵雷, 等. 拱坝拱圈结构的抗震多目标博弈设计[J]. 水利水运工程学报, 2005(4) :36-40.

(收稿日期 2006-03-15 编辑 熊水斌)

(上接第 45 页)

模型的大小并不受振动台台面尺寸的限制, 并不需要满足类似于模型试验的相似律要求, 克服了振动台非线性模型试验中有些物理量不能完全满足相似律要求的缺陷。

总体说来, 地震模拟振动台仿真模型是拱坝地震输入模型的一个可能的选择。今后还应加强这一拱坝地震输入模型与其他模型的比较研究。

参考文献 :

[1] COULGH R W, CHENG K T, CHEN Hou-qun, et al. Dynamic interaction effects in arch dams report No. EERC-85/11[R]. Berkeley :Earthquake Engineering Research Center, University of California, 1985.

[2] COULGH R W, RAPHAEL J M, MOJTAHEDI S. ADAP, a computer program for static and dynamic analysis of arch dams report No. EERC 73/14[R]. Berkeley :Earthquake Engineering Research Center, University of California, 1973.

[3] ZHANG Chu-han, JIN Feng, PEKAU O A. Time domain procedure of FE-BE-IBE coupling for seismic interaction of arch dams and canyons[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1995, 24 :1651-1666.

[4] 涂劲. 有缝界面的混凝土高坝—地基系统非线性地震波

动反应分析[D]. 北京 :中国水利水电科学研究院, 1999.

[5] 张伯艳. 高拱坝坝肩抗震稳定研究[D]. 西安 :西安理工大学, 2005.

[6] 廖振鹏. 工程波动理论导引[M]. 北京 :科学出版社, 1996.

[7] CAI Yong-en, HE Tao, WANG Ren. Numerical simulation of dynamic process of the tangshan earthquake by a new method LDDA[J]. Pure and Applied Geophysics, 2000, 157(11/12) :2083-2104.

[8] 张伯艳, 陈厚群, 胡晓, 等. 用时域法进行人造地震动的谱拟合[J]. 地震工程与工程振动, 1998, 18(1) :147-155.

[9] 陈厚群, 张伯艳, 涂劲. 小湾拱坝坝肩抗震安全评价深化研究[R]. 北京 :中国水利水电科学研究院, 2002.

[10] 涂劲, 李德玉. 溪洛渡水电站双曲拱坝抗震分析及地震作用下的整体安全评价[R]. 北京 :中国水利水电科学研究院, 2005.

[11] 林皋. 大岗山水电站双曲拱坝非线性动力分析与抗震安全评估[R]. 大连 :大连理工大学, 2005.

[12] 李德玉, 张伯艳. 大岗山双曲拱坝抗震安全分析与抗震措施研究[R]. 北京 :中国水利水电科学研究院, 2005.

[13] 张楚汉. 大岗山拱坝非线性动力分析和抗震措施研究[R]. 北京 :清华大学, 2005.

(收稿日期 2006-03-08 编辑 熊水斌)