

仇建春, 龙长林, 郑东健, 等. 拱坝振动台动力破坏模型试验及其结构动力特性[J]. 南水北调与水利科技(中英文), 2024, 22(1): 175-185. QIU J C, LONG C L, ZHENG D J, et al. Experimental testing of arch dam model on shaking table and its structural dynamic characteristics[J]. South-to-North Water Transfers and Water Science & Technology, 2024, 22(1): 175-185. (in Chinese)

拱坝振动台动力破坏模型试验及其结构动力特性

仇建春¹, 龙长林¹, 郑东健^{2,3,4}, 吴昊⁵, 丁跃⁶, 张海龙⁷, 徐鹏程¹, 陈星巧^{2,3,4}, 袁聪⁶

(1. 扬州大学水利科学与工程学院, 江苏 扬州 225100; 2. 河海大学水利水电学院, 南京 210098; 3. 河海大学水资源高效利用与工程安全国家工程研究中心, 南京 210098; 4. 河海大学水文水资源与水利工程科学国家重点实验室, 南京 210098; 5. 江苏省水利建设工程有限公司, 江苏 扬州 225002; 6. 江苏省淮沭新河管理处, 江苏 淮安 223001; 7. 中国长江三峡集团有限公司流域枢纽运行管理中心, 湖北 宜昌 443134)

摘要: 研究拱坝结构抗震性能及破坏形态的重要手段为拱坝振动台动力模型试验, 试验配制一种以重晶砂、重晶石粉和水泥为主要成分的模型材料, 结合选用的振动台所具备的条件及模型材料的力学性能, 设计拱坝振动台试验模型, 并测试和获取其在不同地震荷载下的动力响应。选择某一工况进行分析, 该工况下结构开始出现明显裂缝损伤并逐渐发展。通过分析该工况下结构动应变响应, 分析其损伤出现的时间, 由此将该工况分为 4 个时段。通过计算分析不同时段多个加速度响应测点的加速度放大系数, 并引入模态参数辨识的数值子空间辨识算法和 ARX 模型辨识法, 计算不同时段+拱坝模型的自振频率和阻尼比, 并将其与损伤发展情况相对比, 以分析拱坝模型损伤发展情况及其结构动力特性。研究结果可为拱坝振动台试验制作和结果分析提供价值性参考, 并可为拱坝结构动力特性参数识别和损伤诊断方法提供验证素材。

关键词: 拱坝; 振动台; 动力响应; 频率; 阻尼比

中图分类号: TV31 **文献标志码:** A **DOI:** 10.13476/j.cnki.nsbdkq.2024.0018

我国已相继建成数量众多的拱坝工程, 如锦屏一级(坝高 305.0 m)、小湾(坝高 292.0 m)、白鹤滩拱坝(坝高 289.0 m)和溪洛渡(坝高 285.5 m)等工程, 这些工程在防洪、发电、航运和供水等方面发挥了巨大效益^[1-4]。随着拱坝运行时间的推移, 大坝可能存在不同程度的材料与结构老化、裂缝、渗漏和结构病变等问题^[5-7]。拱坝工程运行环境复杂, 部分处于高烈度地震带, 一旦遭受强震破坏, 将对下游人民的生命和财产安全造成巨大威胁^[8]。拱坝的抗震安全性是评价其结构安全的重要方面^[9]。振动台动力模型试验是研究拱坝抗震性能及破坏形态的重要手段, 通过模型试验并获取结构动力响应, 可以实现拱坝模型的动力特性参数识别, 并可直观地观察到模型损伤位置, 进而根据相似关系还原到原型结构^[10-12]。

为探究拱坝结构在强震作用下的薄弱部位与损伤形态, 已有一些学者开展了拱坝结构的振动台模

型试验。张宇等^[13]考虑库水与坝体之间的相互作用, 采用天然水模拟库水, 研制一种考虑材料率相关性的脆性模型材料并模拟横缝, 开展了拱坝-库水相互作用的振动台破坏模型试验, 研究拱坝的超载能力与失效模式。黄朝刚等^[14]以溪洛渡水电站为研究背景, 设计制作拱坝振动台试验模型, 研究其在 3 种不同地震荷载作用下的动力特性与破坏模式。熊堃等^[15]以乌东德拱坝为研究对象, 设计制作拱坝振动台模型试验, 对强震作用下乌东德拱坝的破坏形态和破坏过程进行了研究。Kadhim 等^[16]设计制作 4 种缩比的拱坝振动台模型试验, 各拱坝模型含有不同的曲率, 且各模型设置一裂缝, 由此研究并比较了地震荷载作用下不同曲率带缝拱坝的结构性能。Xu 等^[17]研制了一种合适的仿真混凝土材料, 该材料在弹性阶段、裂缝出现阶段和裂缝扩展阶段与原型材料具有良好的比例关系, 将其作为模型材料, 进而制作拱坝振动台模型, 由此开展了拱坝振

收稿日期: 2023-09-25 修回日期: 2023-12-03 网络出版时间: 2024-01-10

网络出版地址: <https://link.cnki.net/urlid/13.1430.TV.20240109.0940.004>

基金项目: 国家自然科学基金项目(52179128; 52079120; 51579085); 扬州市“绿扬金凤”优秀人才项目(137012705)

作者简介: 仇建春(1989—), 男, 江苏扬州人, 博士, 主要从事水工结构领域的研究工作。E-mail: qiujc@yzu.edu.cn

动台模型的损伤模式和结构性能的研究。

在这些拱坝结构振动台动力模型试验中,常需进行结构动力响应监测,监测仪器主要包括加速度传感器、压电陶瓷传感器和应变片,基于实测的结构动力响应,可以实现结构动力特性参数的识别,进而对结构状态进行辨识^[18-21]。模态参数是结构动力特性的重要参数指标,包括固有频率、振型和阻尼比等,反映结构的固有特征,物理意义明确,可为结构损伤状态辨识、模型修正和结构动力特性的优化设计等提供重要参考依据^[22-24]。利用实测的结构动力响应进行结构模态参数识别,已成为结构健康监测领域的一项研究热点。

本文在借鉴以往拱坝振动台动力模型试验基础上,配制由重晶砂、重晶石粉、水泥和水为主要成分浇筑而成的仿真混凝土材料设计制作拱坝振动台试验模型,并布设加速度传感器和应变片,开展拱坝振动台动力破坏模型试验。该拱坝模型在某一工况下出现损伤,基于加速度传感器和应变片测得的结构动力响应,结合数值子空间辨识算法(N4SID)^[25]和 ARX 模型识别法^[26],对其动力特性参数进行分析,并与实际结构损伤发展情况相比较,以分析拱坝模型损伤发展情况及其结构动力特性。

1 拱坝振动台试验模型设计

1.1 模型材料

对于拱坝结构振动台动力模型试验,由于振动台的最大负载和台面尺寸限制了拱坝模型的质量和尺寸,拱坝结构换算的几何相似比尺达到几分之一甚至几百分之一。这样一个关系要求模型材料应具有高密度、低动态弹性模量和适当强度的特性,以确保模型在相对较低的频段内能够激发出前几阶模态并出现裂缝乃至破坏。

近年来,国内外学者对模型材料进行了大量研究,并研制出许多与混凝土力学性能相似的脆性模型材料,如微粒混凝土、水泥砂浆、加铅粉或重橡胶的石膏、加重硫化橡胶等。但这些材料由于动态弹性模量相对较高、强度大或试件较难加工等原因,并不适合应用于动力损伤仿真模型试验中。参考以往模型材料,选定重晶砂、重晶石粉和水泥为模型材料的主要成分,并根据需要添加速凝剂和防冻剂等一些外加剂,配制了一种模型材料。其中:重晶砂和重晶石粉产地来自重庆,其主要成分为硫酸

钡,两种材料密度均达到 $4\ 100 \sim 4\ 200\ \text{kg/m}^3$;重晶砂的颗粒粒径主要集中在 $0.15 \sim 5.00\ \text{mm}$,重晶石粉的颗粒粒径则在 $0 \sim 0.075\ \text{mm}$;水泥采用 325 号的普通硅酸盐水泥,拌和水为当地所用自来水。此外,为加速仿真混凝土的凝结硬化,材料中添加少量速凝剂,即无水氯化钙。

根据结构振动试验设备的能力和试验需要,在考虑材料级配和特性的基础上,为满足模型材料高密度、低动态弹性模量和适当强度的特性,并使得模型试件易于制作和加工,同时为使得拱坝模型在浇筑过程中和吊运至振动台面时能够保持完好,即不出现裂缝等损伤,模型材料的强度不应过低。在进行多种材料配合比选择后,试验选择了表 1 所示的仿真混凝土材料各主要成分的质量配合比,浇筑成型最终干燥后的试件平均密度为 $3\ 175\ \text{kg/m}^3$ 。

表 1 仿真混凝土材料各主要成分质量配合比

Tab. 1 The mass proportion of key constituents in the emulsion concrete material

主要成分	重晶砂	重晶石粉	水泥	水	速凝剂
质量配合比/%	66.25	25.00	0.50	7.70	0.05

为掌握材料的力学性能,按照规范开展仿真混凝土材料的抗拉强度和动态弹性模量的测定试验。通过制作尺寸为 $100\ \text{mm} \times 100\ \text{mm} \times 400\ \text{mm}$ 的梁试件,采用四点弯折试验对仿真混凝土试件进行抗拉强度的测定,见图 1,最后得到其平均抗拉强度为 $68.7\ \text{kPa}$ 。

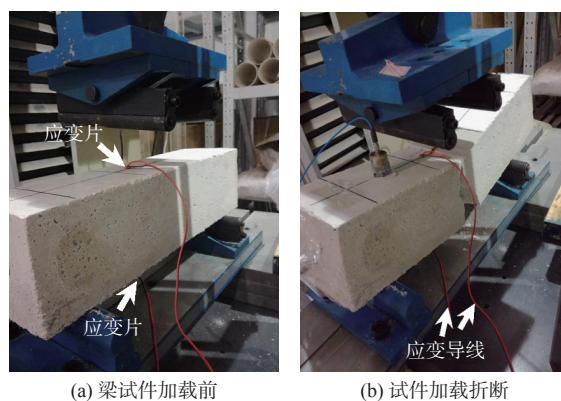


图 1 仿真混凝土材料试件的抗拉强度测定

Fig. 1 The flexural-tensile strength measurement of emulsion concrete material

仿真混凝土材料的动态弹性模量的测定试验,同样选用 $100\ \text{mm} \times 100\ \text{mm} \times 400\ \text{mm}$ 的梁试件进行动弹模测量,首先通过环氧树脂胶将悬臂梁粘贴在混凝土底座上,待 24 h 固化后,用 502 胶将加速度

传感器粘贴于梁试件上部侧面,然后在侧向敲击悬臂梁,应用 DSPACE 软件采集悬臂梁结构的振动响应,见图 2。通过分析采集的结构振动响应,可以得出悬臂梁的基频,进而采用有限元分析反演计算出仿真混凝土的动态弹性模量。采用此种方法测得的材料动弹模,经测试比较,与动弹仪测得的结果较一致。采用多组试件进行测试和分析,得到材料动态弹性模量均值为 1.05 GPa。



图 2 仿真混凝土材料动态弹性模量的测定
Fig. 2 The measurement of dynamic elastic modulus of emulation concrete material

1.2 拱坝试验模型设计与传感器布置

试验所用的激励系统为河海大学抗震实验室的模拟地震振动台,该系统由液压油源、推力作动器、振动台台面、冷却系统及数字控制系统等组成。整个振动台激励系统的主要技术参数见表 2。

表 2 振动台激励系统的主要技术参数

Tab. 2 Main technical parameters of vibration table excitation system

参数名称	台面尺寸/m	驱动力/kN	台面承载/t	工作频率/Hz	最大位移/mm	最大速度/($\text{cm}\cdot\text{s}^{-1}$)	最大加速度/($\text{m}\cdot\text{s}^{-2}$)
参数值	2.0×2.8	X: 150 Z: 240	6	0.1~100	X: ±50 Z: ±35	X: ±50 Z: ±35	X: ±1.2g Z: ±0.8g

注: X表示水平向, Z表示竖直向。

受振动台台面尺寸和承载所限制,为使得拱坝模型在振动台施加的地震荷载作用下出现破坏,这就需要模型的自振频率在振动台工作频率范围内。因此,除模型材料具有高密度、低弹性模量和较低强度的特性外,结合试验所具备的条件及模型材料的力学性能,设计了如下所述的拱坝结构模型,整个模型浇筑在工字钢板上,见图 3。工字钢板下部钢板尺寸为 1.7 m×1.7 m,且其四边均布置一定数量

的螺孔,以此通过螺栓与振动台固定连接,而上部钢板尺寸为 1.2 m×1.5 m。用以支撑上部拱坝结构,整个工字钢板质量为 0.64 t。拱坝模型分为坝体、基础、坝肩及边界墙 4 个部分,其中,坝体部分高度为 1.5 m,坝顶最大宽度为 1.0 m,坝顶厚度为 6 cm,坝体底部厚度为 11 cm。以坝体顶部计算,分别向上下游及左右岸延伸 40、18、14、14 cm。另外模型模拟了部分地基,对应厚度为 0.13 m,坝体、基础和坝肩 3 个部位的模型材料均取仿真混凝土,3 个部位的合计体积为 0.70 m^3 ,质量为 2.17 t,见图 4。试验中模型的比尺未充分考虑,且目前已有非完全相似比的拱坝振动台模型试验研究^[17]。

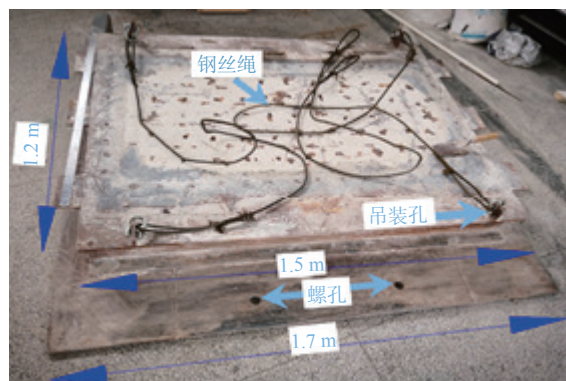


图 3 工字钢板

Fig. 3 The H-shaped steel plate

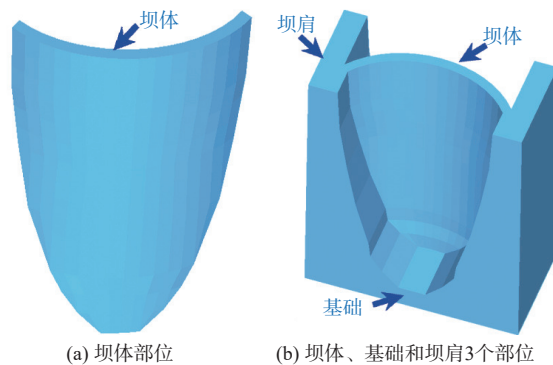


图 4 拱坝模型

Fig. 4 Arch dam model

在拱坝结构不同部位及高程上布置了压阻式加速度传感器、压电陶瓷片和电阻式应变片,通过传感器与数据采集系统的连接实现对拱坝结构动力响应和动应变的测量。设拱坝坝底高程为 0 m,则坝顶高程为 1.5 m。图 5 和图 6 分别为加速度传感器和应变片的布置图和实物图。另外在振动台台面上布置一个加速度传感器,用于监测台面的加速度响应。

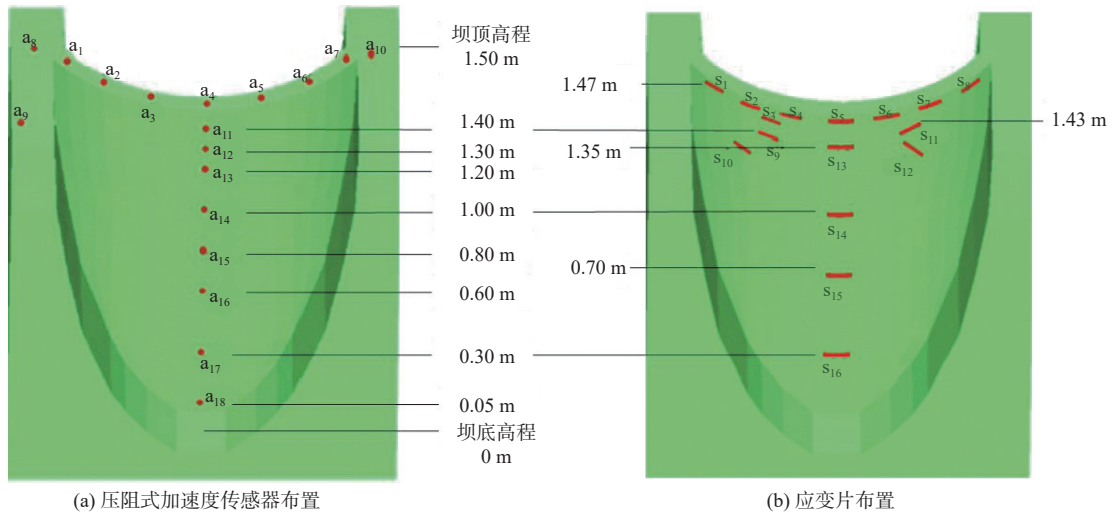


图 5 各传感器布置

Fig. 5 Sensors arrangement

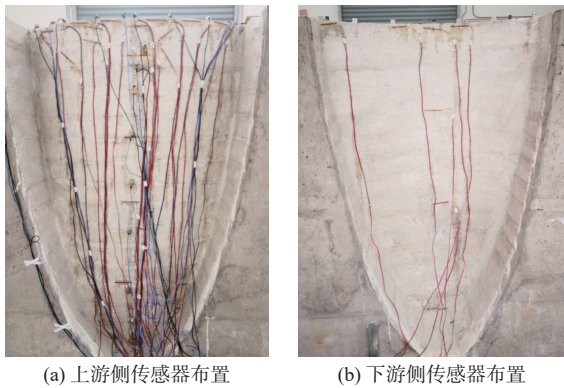


图 6 各传感器布置实物

Fig. 6 Real object of the arranged sensors

1.3 试验过程

试验模拟了多个动力荷载工况,包括白噪声工况和人工地震波工况,模型加载工况见表 3,地震荷载加载方向均为单向顺河向。白噪声工况用于测定试验模型的动力特性,人工地震波则用于拱坝模型在不同等级地震波下的动力响应。

表 3 拱坝模型试验加载工况

Tab. 3 Loading conditions for arch dam model testing

试验工况	试验目的	输入波形	试验工况	试验目的	输入波形
WN1	模型的动力特性	白噪声, 0.10g	SE1	模型的动力响应	人工地震波, 0.10g
SE2	模型的动力响应	人工地震波, 0.20g	SE3	模型的动力响应	人工地震波, 0.30g
SE4	模型的动力响应	人工地震波, 0.40g	SE5	模型的动力响应	人工地震波, 0.50g
SE6	模型的动力响应	人工地震波, 0.60g	WN2	模型的动力特性	白噪声, 0.10g
SE7	模型的动力响应	人工地震波, 0.65g	SE8	模型的动力响应	人工地震波, 0.75g
SE9	模型的动力响应	人工地震波, 0.80g	WN3	模型的动力特性	白噪声, 0.10g

建立广义输入输出矩阵方程:

$$Y_p = G_i Z_p + H_i U_p + H_i^s V_p \quad (2)$$

2 模态参数识别理论

2.1 模态参数识别的子空间数值算法

对于 m 阶输入、 p 阶输出的线性定常 n 自由度结构系统的离散状态空间方程可表示为

$$\begin{cases} z_{k+1} = A z_k + B u_k + w_k \\ y_k = C z_k + D u_k + v_k \end{cases} \quad (1)$$

式中, $z_{k+1} = [x_{k+1}^T \quad \dot{x}_{k+1}^T]^T$ 为 $t = (k+1)\Delta t$ 时刻的结构状态向量; x_{k+1} 为 $t = (k+1)\Delta t$ 时刻的 $n \times 1$ 位移向量; \dot{x}_{k+1} 为 $t = (k+1)\Delta t$ 时刻的 $n \times 1$ 速度向量; A 为 $n \times n$ 系统矩阵; B 为 $2n \times m$ 输入矩阵; u_k 为 $t = k\Delta t$ 时刻的 $m \times 1$ 输入向量; y_k 为 $t = k\Delta t$ 时刻的 $p \times 1$ 结构动力响应输出向量; C 为 $p \times 2n$ 输出矩阵; D 为 $p \times m$ 直接输出矩阵; w_k 和 v_k 分别 $2n \times 1$ 和 $p \times 1$ 的零均值平稳白噪声序列, 且互不相关, 分别表示过程噪声和测量噪声, 过程噪声一般由干扰或建模不准确引起, 测量噪声则一般由传感器测量数据不准确引起。

$$Y_f = G_f Z_f + H_f U_f + H_f^s V_f \quad (3)$$

$$Z_f = A^f Z_p + \Delta_f U_p + \Delta_f^s W_p \quad (4)$$

式中: Y_p 为过去输出矩阵; Y_f 为未来输出矩阵; U_p 为过

去输入矩阵; U_f 为未来输出矩阵; $\Gamma_i = [C \ CA \ \dots \ CA^{i-1}]^T$ 为广义能观测矩阵; $\Delta_i = [A^{i-1}B \ A^{i-2}B \ \dots \ B]$ 为确定的扩展可控矩阵; $\Delta_{s,i} = [A^{i-1} \ A^{i-2} \ \dots \ I]$ 为随机的扩展可控矩阵; $Z_p = [z_1 \ z_2 \ \dots \ z_{N-2i+1}]$ 为历史的系统状态矩阵; $Z_f = [z_{i+1} \ z_{i+2} \ \dots \ z_{N-i+1}]$ 为未来的系统状态矩阵。下角标 p 表示对应变量的“历史”部分; 下角标 f 表示对应变量的“未来”部分; 上角标 s 表示对应的变量是随机的。

将未来输出数据 Y_f 正交投影到未来输入数据的正交补空间 U_f^\perp 上, 从正交分解的结果可提取出广义能观测矩阵和系统状态向量的估计如下:

$$\widehat{\Gamma}_i = \widehat{\omega}_1^{-1} U_f S_1^{1/2} \quad (5)$$

$$\widehat{Z}_f = Z_f / U_f^\perp \widehat{\omega}_2 = S_1^{1/2} J_1^T \quad (6)$$

式中: $\widehat{\omega}_1 = I$, $\widehat{\omega}_2 = [W_p / U_f^\perp]^\dagger W_p$ 。

随后, 通过状态空间方程构造最小二乘问题求解系统矩阵, 公式为

$$\begin{bmatrix} \widehat{Z}_{i+2} \\ Y_{i+1} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A & B \\ C & D \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \widehat{Z}_{i+1} \\ U_{i+1} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \rho_w \\ \rho_v \end{bmatrix} \quad (7)$$

式中: ρ_w 和 ρ_v 为残差矩阵。

利用最小二乘法, 可计算获得离散时间系统矩阵 A 的估计, 随后对该矩阵作特征值分解:

$$A = \Psi \Lambda \Psi^{-1} \quad (8)$$

式中: $\Lambda = \text{diag}[\mu_r]$ 为对角矩阵; μ_r 为系统特征值; Ψ 是以特征向量为列向量而构成的矩阵。

系统特征值 μ_r 与结构的固有频率 ω_r 及模态阻尼 ξ_r 的关系为:

$$\mu_r, \bar{\mu}_r = -\xi_r \omega_r \pm j \omega_r \sqrt{1 - \xi_r^2} \quad (9)$$

式中: j 表示虚数单位; μ_r 和 $\bar{\mu}_r$ 互为共轭; ω_r 为系统的固有频率; ξ_r 为结构系统的模态阻尼比。

由此可计算出结构系统的第 r 阶固有频率 ω_r 、阻尼比 ξ_r 及振型 ϕ_r 为

$$\omega_r = \frac{\sqrt{|\mu_r|}}{2\pi}, \quad \bar{\omega}_r = \frac{\sqrt{|\bar{\mu}_r|}}{2\pi}, \quad \xi_r = -\frac{\mu_r + \bar{\mu}_r}{2\sqrt{\mu_r \bar{\mu}_r}}, \quad \phi_r = C \Psi_r \quad (10)$$

2.2 模态参数识别的 ARX 模型法

ARX 模型是基于线性时不变和最小二乘法的多输入单输出的时域类方法, 可用于辨识结构模态参数。模型方程也写作如下:

$$y(t) = \varphi^T(t) \theta + e(t) \quad (11)$$

式中, $\varphi^T(t) = [y(t-1), \dots, y(t-N_a), u(t-1), \dots, u(t-N_b)]$ 为输入输出数据序列, $y(t)$ 和 $u(t)$ 代表 t 时刻的输出向量和输入向量; $e(t)$ 为干扰噪声, 一般假定为白噪声序列, $E[e(t)^2] = \sigma_e^2$, N_a 和 N_b 分别表示输出和输入的

模型阶次, 模型系数 $\theta = [a_1, a_2, \dots, a_{N_a}, b_1, b_2, \dots, b_{N_b}]^T$ 。

基于输入输出响应数据, 将模型预测得到的输出结果与实际地震记录的输出结果之间的误差进行累积, 其累积误差的表示形式为

$$\prod(\theta) = \frac{1}{N} \sum_{t=1}^N [y(t) - \varphi^T(t) \theta]^2 \quad (12)$$

基于获得的输入数据 $u(t)$ 和输出数据 $y(t)$, 采用最小二乘拟合估计方法, 使模型预测得到结构动力响应与实测结构动力响应达到最接近, 即让累计误差为最小来估计参数 θ 的值, 可得到参数 θ 的估计值如下:

$$\widehat{\theta}_N = \left[\sum_{t=1}^N \varphi(t) \varphi^T(t) \right]^{-1} \sum_{t=1}^N \varphi(t) y(t) \quad (13)$$

在求得模型参数 θ 的估计值之后, 可以得到参数模型的传递函数如下:

$$H(q^{-1}) = \frac{B(q^{-1})}{A(q^{-1})} \quad (14)$$

传递函数的极值点可通过分母的多项式的根确定, 其中模型的极值点与模型的特征频率和阻尼比之间的关系为

$$q_r = -\xi_r \omega_r \pm i \omega_r \sqrt{1 - \xi_r^2} \quad (15)$$

由此便可以得到模型的特征频率和阻尼比:

$$\omega_r = \frac{\sqrt{\ln(q_r)}}{2\pi \Delta t}, \quad \xi_k = -\frac{\text{Real}(\ln(q_r))}{|\ln(q_r)|} \quad (16)$$

式中 $\text{Real}(\ln(q_r))$ 为复数 $\ln(q_r)$ 的实部。

3 结果分析

3.1 试验数据分析

选用 SE6 试验工况进行分析, 该工况下结构开始阶段无裂缝, 处于未损伤状态, 随着动力荷载作用的推进, 结构开始出现裂缝, 并逐渐发展。图 7 为该工况下实测的台面动力加速度响应。图 8 为拱冠梁部分测点加速度响应。

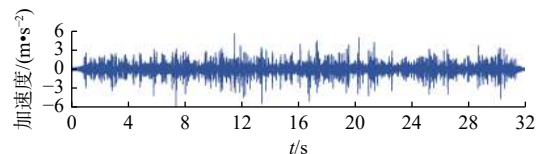


图 7 台面实测加速度响应

Fig. 7 Measured acceleration response at the table

在动力荷载作用过程中, 拱坝结构模型的拱冠中部出现裂缝并逐步发展, 其余部位未出现损伤。图 9 为拱坝结构模型的坝顶拱冠在动力荷载作用前

后的对比,可看到拱坝结构模型的坝顶拱冠在动力荷载作用后出现较明显的裂缝。

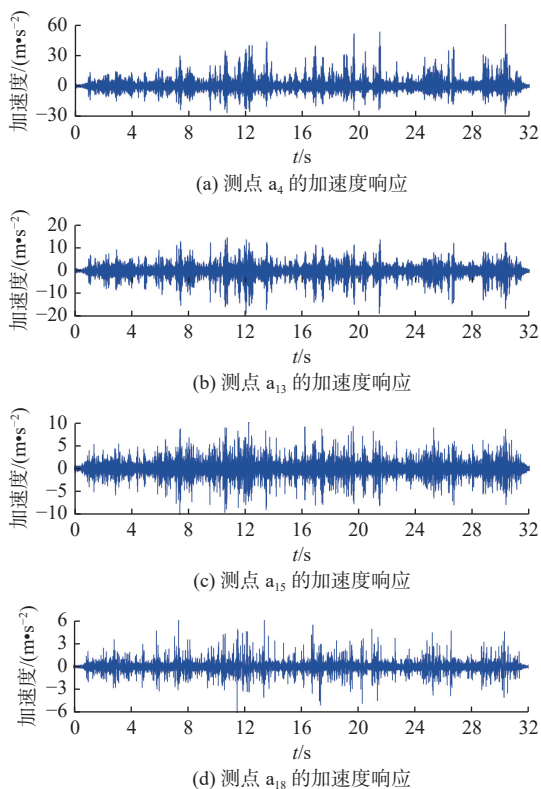


图 8 拱坝模型拱冠梁部分测点加速度响应

Fig. 8 Acceleration response at selected points on the arch crown beam of the arch dam model

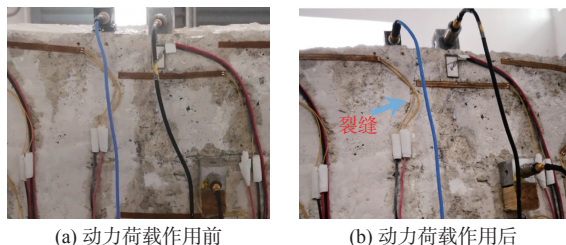


图 9 拱坝坝顶拱冠在动力荷载作用前后的对比

Fig. 9 Comparison of the arch crown on the top of the arch dam before and after the dynamic load

为进一步分析拱冠附近何时出现裂缝,选取坝顶拱冠附近应变测点 s_4 和 s_5 所测的应变响应进行分析,同时选取坝底附近测点 s_{16} 的应变响应作为比较进行分析。各测点应变响应见图 10,可以看到 s_4 和 s_5 初始阶段应变的均值均为 0,即应变为线弹性可恢复应变,随后自 $t = 5.80$ s 开始出现均值偏离 0 的塑性应变,其中, s_4 测点的应变在 $t = 21.52$ s 出现明显的突变,而测点 s_5 塑性应变数值和变化趋势相对较小,测点 s_{16} 的应变均值则一直保持为 0。这也验证了拱坝部位自 $t = 5.80$ s 开始出现损伤,并逐渐扩展,而测点 s_{16} 所处的坝体底部附近未出现损伤。

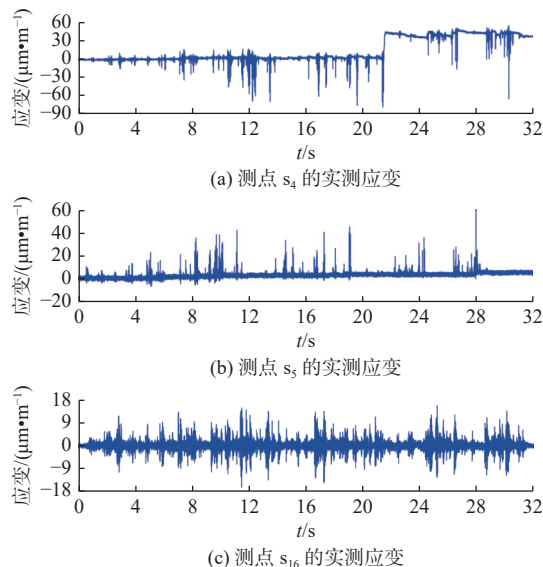


图 10 拱坝结构模型上游应变测点的实测应变

Fig. 10 Measured strain at upstream strain measurement points of the arch dam model

该工况时长为 32.0 s,鉴于拱坝结构在该工况下自 $t = 5.8$ s 开始出现损伤并发展,将该工况分为 4 个时段分别进行分析,并被命名为: Period 1, Period 2, Period 3 和 Period 4,分别对应时段 $0 \leq t < 5.8$ s, $5.8 \text{ s} \leq t < 16.0$ s, $16.0 \text{ s} \leq t < 24.0$ s, $24.0 \text{ s} \leq t < 32.0$ s。基于台面实测加速度响应,以及拱坝结构模型 a_4 、 a_{13} 、 a_{15} 和 a_{18} 测点所测的结构动力响应,进行分析。将不同时段下各测点加速度响应峰值(绝对值)除以振动台面加速度峰值(绝对值),得到一个无量纲的数,即可得到各测点 4 个时段的加速度放大系数,见表 4。为直观比较,图 11 列出了各测点不同时段加速度放大系数,图中横坐标为放大系数,纵坐标对应高程。测点 a_4 、 a_{13} 、 a_{15} 和 a_{18} 的高程见于图 5,可以看到随着高程的增大,各测点的加速度放大系数逐渐增大,且 a_4 测点的加速度峰值放大系数随着地震荷载的激励在不断增大,其余测点变化相对较小,这一异常与 a_4 测点附近出现裂缝损伤情况相符。

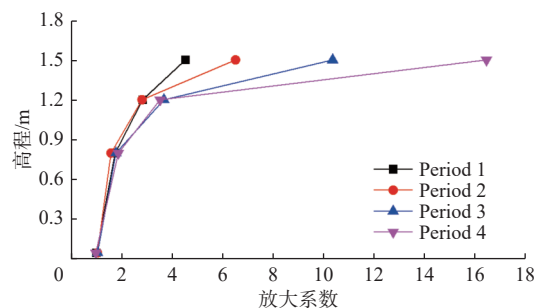


图 11 各测点不同时段加速度放大系数

Fig. 11 Acceleration amplification factors at different time periods for each measurement point

表4 各测点不同时期的加速度峰值

Tab. 4 Acceleration peak values at different time periods for each measurement point

单位: m/s^2

时段测点	Period 1 时段		Period 2 时段		Period 3 时段		Period 4 时段	
	正值	负值	正值	负值	正值	负值	正值	负值
a_4	14.14	-14.60	43.05	-25.81	52.62	-23.04	76.55	-27.33
a_{13}	9.17	-8.29	14.45	-18.68	13.56	-18.75	12.24	-16.50
a_{15}	5.36	-5.71	10.57	-10.43	9.13	-8.08	8.82	-7.89
a_{18}	3.31	-2.12	7.02	-6.00	5.44	-5.01	4.67	-4.00
台面	2.57	-3.21	5.57	-6.59	4.97	-5.07	3.71	-4.65

3.2 模态参数辨识结构分析

基于图7所示的台面输入加速度响应,以及图8所示的测点 a_4 、 a_{13} 、 a_{15} 和 a_{18} 的加速度响应,运用N4SID法和ARX模型辨识法分别进行模态参数识别。对于N4SID辨识法,在计算过程中,假定系统阶数为2到100,频率限差 $\Delta\omega$ 为1%,阻尼比限差 $\Delta\zeta$ 为5%,振型限差 $\Delta\phi$ 为2%。由此,可得到如图12至图15所示4个时段2种模态参数识别方法对应的稳定图,并在图中绘出测点加速度响应的功率谱密度,横坐标为频率,左侧纵轴为模型阶次,右侧纵轴为输出响应的功率谱密度,各辨识点即为各频率对应的稳定点,曲线为测点的功率谱密度。满足稳定的稳定点数设为20,即大于20个点满足稳定时认为该阶模态是稳定的,对应的频率为真实频率。

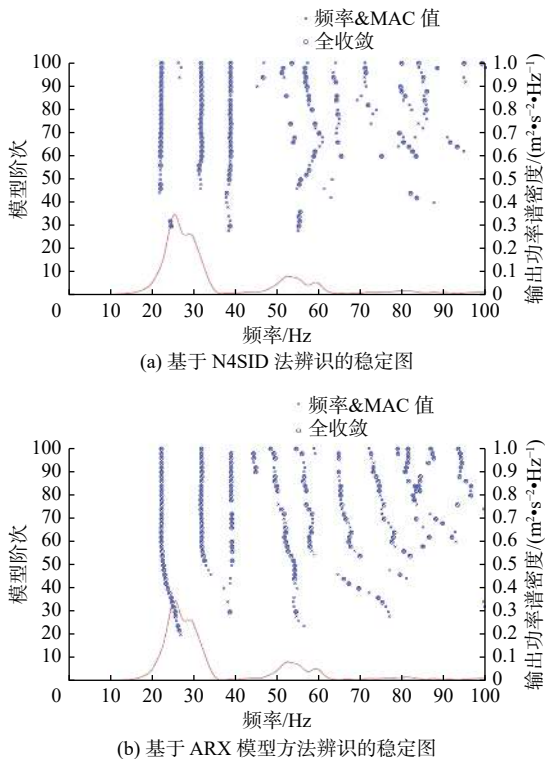
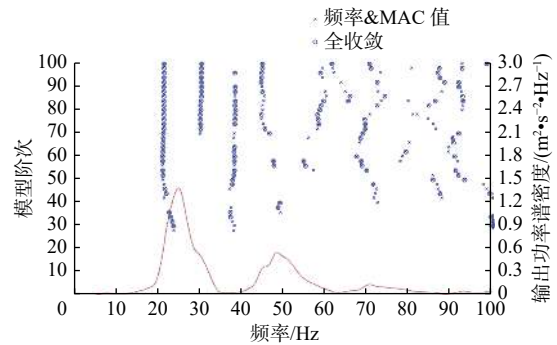
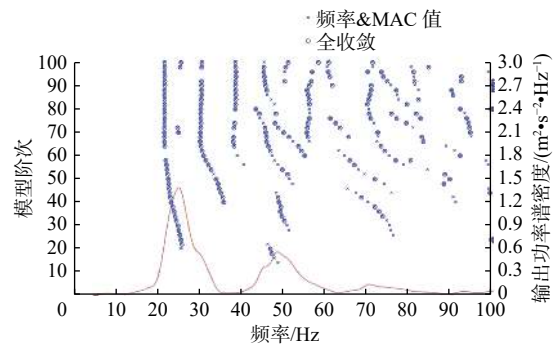


图12 Period 1 时段 2 种识别方法对应的稳定图

Fig. 12 Stability plots for modal parameter identification in period 1 using two different identification methods



(a) 基于 N4SID 法辨识的稳定图



(b) 基于 ARX 模型方法辨识的稳定图

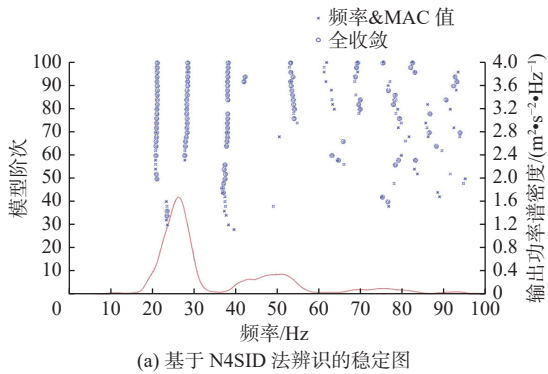
图13 Period 2 时段 2 种识别方法对应的稳定图

Fig. 13 Stability plots for modal parameter identification in period 2 using two different identification methods

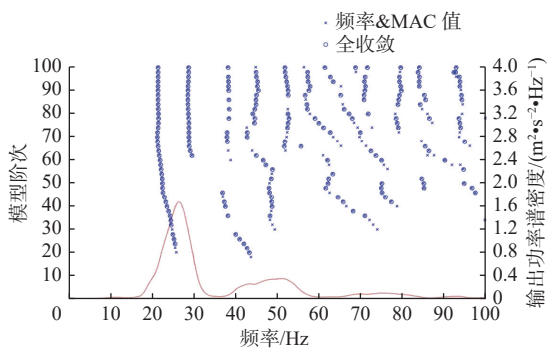
取模型阶次为90,将该阶次对应的频率和阻尼比求出,见表5,可以看到在不同时段,2种方法辨识得到的各阶频率均相差较小,最大相差0.1 Hz。对比两种方法在不同时段识别得到的各阶阻尼比结果,可以看出阻尼比识别结果较大,这主要是由于大坝结构阻尼特性的高复杂度所致。

对比各阶频率在不同时段的识别结果,可以发现,自Period 1时段逐渐推进到Period 4时段,各阶频率识别结果逐渐减小,显然结构损伤导致其结构刚度降低,从而自振频率降低。以N4SID法辨识结果进行分析,如图16所示:第一阶频率从Period 1时段的22.20 Hz降低至Period 2时段的21.47 Hz,降低幅度较大,随后2个时段降低幅度较小;第二阶

频率从 Period 1 时段的 22.20 Hz 降低至 Period 2 时段的 21.47 Hz; 第三阶频率辨识结果同样呈现逐渐降低趋势。



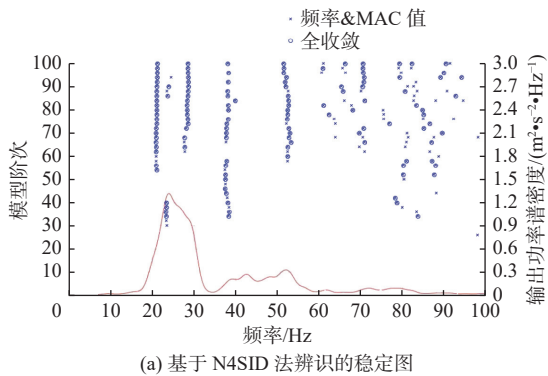
(a) 基于 N4SID 法辨识的稳定图



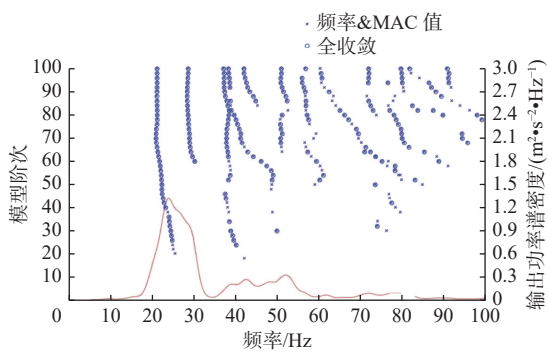
(b) 基于 ARX 法辨识的稳定图

图 14 Period 3 时段 2 种识别方法对应的稳定图

Fig. 14 Stability plots for modal parameter identification in period 3 using two different identification methods



(a) 基于 N4SID 法辨识的稳定图



(b) 基于 ARX 法辨识的稳定图

图 15 Period 4 时段 2 种识别方法对应的稳定图

Fig. 15 Stability plots for modal parameter identification in period 4 using two different identification methods

表 5 各时段拱坝模型各阶频率和阻尼比识别结果

Tab. 5 Identified frequencies and damping ratios of each order for the arch dam model in different time periods

时段	识别方法	频率/Hz			阻尼比/%		
		1阶	2阶	3阶	1阶	2阶	3阶
Period 1	N4SID	22.20	31.80	38.78	4.53	5.21	2.63
	ARX	22.21	31.87	38.85	3.85	4.88	2.36
Period 2	N4SID	21.47	30.48	38.49	5.16	7.68	3.35
	ARX	21.57	30.57	38.46	4.89	7.21	4.05
Period 3	N4SID	21.33	28.63	38.18	6.10	7.83	3.71
	ARX	21.40	28.60	38.38	5.58	7.55	4.07
Period 4	N4SID	21.13	28.48		6.80	8.79	
	ARX	21.21	28.45		5.77	8.17	

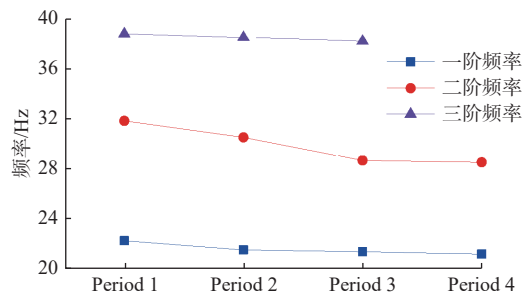


图 16 N4SID 法识别得到的各时段拱坝模型各阶频率

Fig. 16 Identified frequencies of each order for the arch dam model in different time periods by using N4SID method

对比各阶阻尼比在不同时段的识别结果, 可以发现, 自 Period 1 时段逐渐推进到 Period 4 时段, 各阶阻尼比识别结果逐渐增大, 显然结构损伤发展导致阻尼比增大, 结构损伤引起能量耗散也增大。以 N4SID 法辨识结果进行分析, 见图 17, 可以明显看出变化趋势。

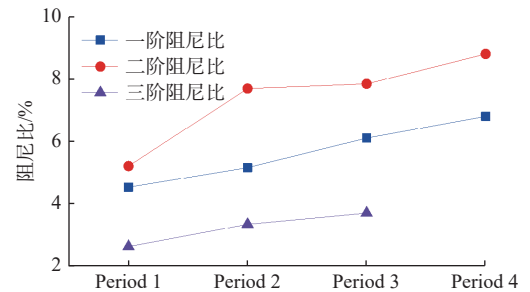


图 17 N4SID 法识别得到的各时段拱坝模型阻尼比

Fig. 17 Identified damping ratios of each order for the arch dam model in different time periods by using N4SID Method

4 结论

本文根据选用的地震模拟振动台参数和拱坝破坏试验的特点, 参考以往模型材料, 制作配制了一种模型材料, 设计制作并开展拱坝结构振动台破坏

模型试验,分别应用 N4SID 和 ARX 模型类 2 种模态参数辨识方法对拱坝模型结构的损伤状态进行了辨识,主要研究内容和成果如下:

分析已有混凝土坝结构模型试验的材料成分,选取重晶砂、重晶石粉、水泥等为拱坝模型材料的主要成分,通过试验,配制适应试验条件的高密度低弹性模量、低强度的仿真混凝土材料,给出模型材料成分配比,获得模型材料抗拉强度和动态弹性模量。

应用配制的模型材料,设计并制作拱坝模型结构,在坝体不同位置布置加速度传感器和应变片,开展拱坝结构振动台破坏模型试验,采集动力荷载作用过程各测点的动力响应和应变值。选取某一损伤工况(时长 32.0 s)进行分析,结构在该工况下出现明显裂缝并逐渐发展,通过分析其动应变演变可发现拱坝模型在 $t = 5.8$ s 出现损伤,拱冠中部出现明显裂缝。拱冠部位附近加速度测点在 4 个时段的加速度放大系数呈明显逐渐增大趋势,这与拱冠中部部位出现明显裂缝这一特征相符。

引入模态参数辨识的子空间数值算法(N4SID 法)和 ARX 模型辨识法,基于采集的动力响应测值,开展拱坝模型结构在 4 个不同时段自振频率和阻尼比识别,发现 2 种方法识别得到的各阶频率误差较小,而阻尼比识别结果相差较大,这主要是由于拱坝结构阻尼特性的高复杂度所致。通过比较 4 个时段各阶频率和阻尼比识别值,可发现各阶频率随着结构损伤的发展在逐渐减小,而各阶阻尼比则随着结构损伤的发展在逐渐增大。辨识结果与应变响应过程以及拱坝模型实际损伤结果相符,验证了本文动力特性参数识别的有效性。

参考文献:

- [1] 徐岗,裴向军,刘明,等.锦屏一级水电站库区谷幅时变特征及因素[J].*南水北调与水利科技(中英文)*, 2020, 18(4): 159-166. DOI: 10.13476/j.cnki.nsbdqk.2020.0083.
- [2] 张梦中,潘坚文,王进廷,等.小湾拱坝运行期温度场反演与应力仿真分析[J].*南水北调与水利科技(中英文)*, 2021, 19(4): 786-794. DOI: 10.13476/j.cnki.nsbdqk.2021.0082.
- [3] CHEN X T, LI R J, HU B, et al. Deformation response and mechanical analysis of the Wangjiashan landslide in Baihetan Hydropower Station, China, during initial impoundment[J]. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 2023, 82(9): 344. DOI: 10.1007/s10064-023-03361-7.
- [4] LI L, WEN B, YAO X, et al. InSAR-based method for monitoring the long-time evolutions and spatial-temporal distributions of unstable slopes with the impact of water-level fluctuation: A case study in the Xiluodu reservoir[J]. *Remote Sensing of Environment*, 2023, 295: 113686. DOI: 10.1016/j.rse.2023.113686.
- [5] 郑东健.老坝安全的评价方法研究[D].南京:河海大学, 2000.
- [6] 顾冲时,吴中如,郑东健,等.佛子岭连拱坝变形“异常”的物理成因解析[J].*水力发电*, 1996(11): 46-49.
- [7] 郑东健,霍中艳,李波.基于XFEM的拱坝裂缝变形监控混合模型[J].*中国科学:技术科学*, 2012, 42(2): 213-219. DOI: 10.1007/s11431-011-4550-6.
- [8] 王高辉,卢文波,严鹏,等.强余震对主震受损重力坝非线性动态响应的影响[J].*水利学报*, 2017, 48(6): 661-669. DOI: 10.13243/j.cnki.slxb.20160915.
- [9] 秦礼君,陈健云,徐强,等.高拱坝抗震安全评价指标研究:以白鹤滩拱坝为例[J].*水利学报*, 2022, 53(9): 1116-1126. DOI: 10.13243/j.cnki.slxb.20211046.
- [10] QIU J C, ZHENG D J, XU P, et al. Online structural damage state identification of concrete arch dams under dynamic loads using a recursive TVARX approach[J]. *Structural Health Monitoring-An International Journal*, 2023, 22(3): 2038-2063. DOI: 10.1177/14759217221119709.
- [11] 欧阳金惠,周光平,张运良.拱坝振动台模型边界与材料特性对坝体自振特性的影响分析[J].*中国水利水电科学研究院学报*, 2021, 19(5): 476-481. DOI: 10.13244/j.cnki.jiwhr.20200090.
- [12] 周光平.混凝土拱坝振动台模型试验及数值研究[D].大连:大连理工大学, 2021.
- [13] 张宇,冯新,齐哈兵,等.拱坝-库水相互作用的振动台破坏试验研究[J].*水利学报*, 2020, 51(10): 1299-1306. DOI: 10.13243/j.cnki.slxb.20200245.
- [14] 黄朝刚,杨转运,杨波.拱坝振动试验动力响应研究[J].*交通科技与经济*, 2014, 16(6): 9-14. DOI: 10.19348/j.cnki.issn1008-5696.2014.06.004.
- [15] 熊堃,胡清义,曹去修.乌东德高拱坝振动台动力模型试验研究[J].*人民珠江*, 2023, 44(8): 102-108.
- [16] KADHIM M, ALFATLAWI T, HUSSEIN M. Experimental and nonlinear analysis of cracking in con-

- crete arch dams due to seismic uplift pressure variations[J]. *International Journal of Engineering*, 2021, 34(5): 1156-1166. DOI: 10.5829/ije.2021.34.05b.09.
- [17] XU Q, CHEN J, LIU B, et al. Investigation of non-fully similar laws of damage to an arch dam in shaking table model tests[J]. *Advances in Mechanical Engineering*, 2020, 12(11): 752171102. DOI: 10.1177/1687814020974498.
- [18] 郑东健, 罗德河, 仇建春. 混凝土坝强震观测资料的 ARX 模型分析[J]. *水利水电科技进展*, 2018, 38(5): 27-31. DOI: 10.3880/j.issn.1006-7647.2018.05.005.
- [19] 罗德河, 郑东健, 甘声玄, 等. 基于 ARMAX 模型的混凝土坝损伤诊断[J]. *武汉大学学报(工学版)*, 2018, 51(4): 294-298. DOI: 10.14188/j.1671-8844.2018-04-003.
- [20] 曹翔宇. 高拱坝动力监测的传感器优化布置与基于深度学习的地震损伤识别方法研究[D]. 大连: 大连理工大学, 2021.
- [21] 田文娟. 震后高拱坝结构损伤识别研究[D]. 南昌: 南昌大学, 2016.
- [22] 李帅, 向致谦, 潘坚文, 等. 高拱坝模态参数识别综述[J]. *地震工程与工程振动*, 2023, 43(2): 1-12. DOI: 10.13197/j.eeed.2023.0201.
- [23] 武璠, 程琳, 杨杰, 等. 基于地震记录的混凝土拱坝模态识别结果评价研究[J]. *地震工程学报*, 2021, 43(6): 1460-1471. DOI: 10.3969/j.issn.1000-0844.2021.06.1460.
- [24] 程琳, 杨杰, 郑东健, 等. 基于强震观测和 ARMAV 模型的混凝土坝模态识别[J]. *振动与冲击*, 2017, 36(8): 224-230. DOI: 10.13465/j.cnki.jvs.2017.08.035.
- [25] 程畅. 轨道交通车辆模态参数辨识方法研究[J]. *城市轨道交通研究*, 2018, 21(3): 11-14. DOI: 10.16037/j.1007-869x.2018.03.004.
- [26] 曹会兰, 李山有, 李伟, 等. ARX 结构模态参数识别方法对比(II): 基于地震观测记录的对比[J]. *地震工程与工程振动*, 2009, 29(2): 143-149. DOI: 10.13197/j.eeev.2009.02.005.

Experimental testing of arch dam model on shaking table and its structural dynamic characteristics

QIU Jianchun¹, LONG Changlin¹, ZHENG Dongjian^{2,3,4}, WU Hao⁵, DING Yue⁶, ZHANG Hailong⁷, XU Pengcheng¹, CHEN Xingqiao^{2,3,4}, YUAN Cong⁶

(1. College of Hydraulic Science and Engineering, Yangzhou University, Yangzhou 225009, China; 2. College of Water Conservancy and Hydropower, Hohai University, Nanjing 210098, China; 3. National Engineering Research Center of Water Resources Efficient Utilization and Engineering Safety, Hohai University, Nanjing 210098, China; 4. State Key Laboratory of Hydrology-Water Resources and Hydraulic Engineering, Hohai University, Nanjing, 210098, China; 5. Jiangsu Hydraulic Engineering Construction Co., Ltd, Yangzhou 225002, China; 6. Jiangsu Huaishuxin River Administration Office, Huai'an 223001, China; 7. River Basin Complex Administration Center of China Three Gorges Corporation, Yichang 443134, China)

Abstract: The dynamic model test of an arch dam on a shaking table is an important way to study its seismic performance and failure mode. A shaking table damage model test of the arch dam was carried out. A model material primarily composed of barite sand, barite powder, and cement was made. The model material had material possesses characteristics of high density, low dynamic elastic modulus, and appropriate strength, with its average density being 3,175 kg/m³, average dynamic elastic modulus being 1.05 GPa and average tensile strength being 68.7 kPa. Combining the conditions provided by the selected shaking table and the mechanical properties of the used model material, the arch dam model was designed with four parts: dam body, foundation, dam shoulder, and boundary wall. The height of the dam body, the maximum width of the dam crest, the thickness of the dam crest, and the thickness at the base of the dam body were 1.5 m, 1.0 m, 6 cm, and 11 cm, respectively. The total mass of the arch dam model was 2.17 t.

Pressure-resistant accelerometers and resistance strain gauges were arranged at different parts and elevations of the arch dam model to obtain dynamic responses. The structural dynamic responses of the model under different earthquake simulation loads were tested. A specific working condition (Time period was 32.0 s) of the arch dam model was selected for analysis, in which the structure began to exhibit evident damage with visible cracks in arch

crown and gradually progressed.

By analyzing the structural dynamic strain responses under following working condition, the time of the damage occurrence was determined at $t=5.8$ s, and the condition was divided into four periods. Multiple acceleration response measurement points on the arch crown beam were selected for analysis. The acceleration amplification factors at the acceleration measurement points near the arch crown showed a noticeable and gradually increasing trend in four time periods, consistent with the characteristic of significant cracks appearing in the middle part of the arch crown.

The subspace numerical algorithm for modal parameter identification (N4SID method) and the ARX model identification method were introduced. Based on the collected dynamic response measurements, the identification of natural frequencies and damping ratios of the arch dam model structure were conducted for four different periods by the introduced two methods. It was observed that both methods yielded small errors in identifying natural frequencies at each order, while there was a significant difference in the identified damping ratios. This discrepancy was primarily attributed to the high complexity of the damping characteristics of the arch dam structure. Comparing the identified values of natural frequencies and damping ratios at each order for the four time periods, it was found that the natural frequencies gradually decreased with the development of structural damage, while the damping ratios increased with the development of structural damage. The identification results were consistent with the strain response process and the actual damage results of the arch dam model, validating the effectiveness of the dynamic characteristic parameter identification. The results provided a valuable reference for the preparation and analysis of arch dam shaking table tests. Additionally, this study can also serve as validation material for the identification of dynamic characteristic parameters and damage diagnosis methods in arch dam structures.

Key words: arch dam; shaking table; dynamic response; frequency; damping ratio

