

DOI: 10.20040/j.cnki.1000-7709.2026.20251626

主余震序列作用下高重力坝的强震破坏过程分析

官美雪^a, 黄诗博^a, 何卫平^{a,b}, 井锋晓^a, 姚惠芹^{a,b}

(三峡大学 a. 水利与环境学院; b. 水电工程施工与管理湖北省重点实验室, 湖北 宜昌 443002)

摘要: 为揭示余震对重力坝破坏过程的影响规律,以金安桥重力坝为对象开展研究。采用 Westergaard 附加质量模拟库水影响,采用弹塑性损伤模型模拟坝体混凝土材料的非线性特征,计算单主震和主余震作用下坝体的非线性破坏过程。结果表明,主余震作用下坝体的破坏模式与单主震基本一致,坝体破坏区主要集中在坝踵、上下游折坡和下游坝面。余震作用会造成主震破坏区的进一步发展,并使坝体累积塑性耗散能显著提升。余震引起的累积塑性耗散能随 PGA 的增加逐渐增大,在 PGA 达到 0.45g 后占比逐渐稳定在 30% 附近。在抗震性能方面,单主震作用下坝体的极限抗震承载能力为 0.50g~0.55g,主余震作用下坝体极限抗震承载能力降低到 0.40g~0.45g。

关键词: 主余震序列;重力坝;破坏模式;累积塑性耗散能;极限抗震承载能力

中图分类号: TV642.3

文献标志码: A

文章编号: 1000-7709(2026)01-0133-05

Earthquake Failure Analysis of High Gravity Dam Under Action of Main Aftershock Sequence

GUAN Mei-xue^a, HUANG Shi-bo^a, HE Wei-ping^{a,b}, JING Feng-xiao^a, YAO Hui-qin^{a,b}

(a. College of Hydraulic and Environmental Engineering; b. Hubei Key Laboratory of Construction and Management in Hydropower Engineering, China Three Gorges University, Yichang 443002, China)

Abstract: To reveal the influence of aftershocks on the failure process of gravity dams, the Jinanqiao gravity dam is chosen to perform the investigation. The impact of reservoir water was simulated by using Westergaard additional mass. The elastoplastic damage model was adopted to simulate the nonlinear characteristics of the concrete material of the dam body, and the nonlinear failure process of the dam body under the action of a single main shock and main aftershocks was calculated. The results show that the failure pattern of the dam body under the main aftershock is consistent with that under the single mainshock. The failure areas are mainly concentrated at the dam heel, the upstream and downstream folded slope, and the downstream dam surface. The aftershock effect will cause the further development of the main earthquake damaged area and significantly increase the cumulative plastic dissipation energy of the dam body. The cumulative plastic dissipation energy caused by aftershocks gradually increases with increase of the PGA. After the PGA reaches 0.45g, the contribution of aftershocks to the cumulative plastic dissipation energy gradually stabilizes at around 30%. In terms of seismic performance, the ultimate seismic bearing capacity of the dam body is in the range of 0.50g and 0.55g under the action of a single main shock, while under the action of the main aftershock, it decreases to 0.40g-0.45g.

Key words: main aftershock sequence; gravity dam; failure pattern; cumulative plastic dissipation energy; ultimate seismic bearing capacity

1 引言

我国西南地区分布着数十座百米级重力坝工程,受地震带分布广泛影响,评估大坝的抗震性能是确保工程安全运行须解决的关键问题。地震一

般由前震、主震和余震组成,目前重力坝抗震领域对主震影响的研究已较为成熟,但对余震影响的研究仍处于发展中。目前对主余震联合作用下重力坝的地震响应规律已开展较多研究,王超等^[1]从耗散能角度揭示主余震作用下混凝土重力坝的

收稿日期: 2025-09-15, 修回日期: 2025-10-23, 接受日期: 2025-10-26

基金项目: 国家自然科学基金青年科学基金项目(51809152);湖北省重点实验室开放基金项目(2023KSD22)

作者简介: 官美雪(2000-),女,硕士研究生,研究方向为水工结构抗震, E-mail: 2294712996@qq.com

通讯作者: 何卫平(1987-),男,博士、副教授,研究方向为水工结构抗震, E-mail: heweiping_hwp@126.com

损伤演化过程和能量耗散特性;ZHANG S R 等^[2]建立了评价大坝累积损伤效应的局部和整体损伤指标,研究主余震作用下 Koyna 大坝的损伤发展过程;熊瑜等^[3]对比研究了单一主震和主余震联合作用下复杂地基上重力坝的结构稳定性,发现主余震联合作用下坝体失稳风险陡增;王高辉等^[4]从坝体破坏模式、坝顶位移响应和损伤耗散能角度揭示强余震对主震受损重力坝非线性地震响应的影响。已有研究成果对揭示余震对重力坝非线性地震响应的影响具有借鉴意义,但在阐明余震对重力坝极限抗震承载能力的影响仍有待补充。为解决该问题,本文以我国西南地区的金安桥重力坝非溢流坝段为例,采用地震加速度超载法研究单主震和主余震作用下坝体的非线性破坏过程,总结余震对坝体的破坏模式差异和能量耗散特性的影响规律,并以破坏区贯通为指标评估余震对重力坝极限抗震承载能力的影响。

2 计算模型与计算方法

2.1 混凝土塑性损伤模型

采用 ABAQUS 中的混凝土塑性损伤模型模拟混凝土材料的非线性力学特性。图 1 为混凝土材料单轴应力应变曲线。受拉状态下,当应力小于材料抗拉强度(σ_{t0})时材料处于线弹性阶段,应力超过材料抗拉强度时进入应变软化阶段。受压状态下,当应力小于材料屈服应力(σ_{c0})时,材料处于线弹性阶段;当应力处于屈服应力和抗压强度(σ_{cr})之间时,材料处于应变强化阶段;当应力超过抗压强度后,材料进入应变软化阶段。

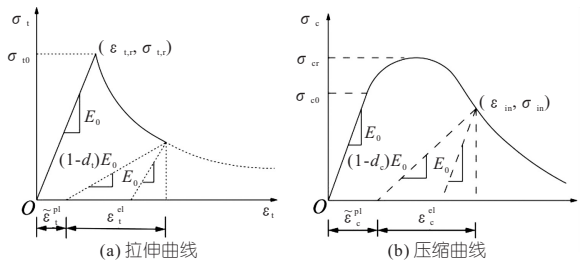


图 1 混凝土材料的应力应变关系

Fig. 1 Stress-strain relationship of concrete material

混凝土塑性损伤模型通过引入拉、压损伤因子表示混凝土在受拉和受压状态下产生的刚度劣化。单轴应力状态下,拉伸和压缩的应力-应变关系式为:

$$\sigma_t = (1 - d_t) E_0 (\epsilon_t - \tilde{\epsilon}_t^{pl}) \quad (1)$$

$$\sigma_c = (1 - d_c) E_0 (\epsilon_c - \tilde{\epsilon}_c^{pl}) \quad (2)$$

式中, σ_t 、 σ_c 分别为拉应力和压应力; d_t 、 d_c 分别为受拉和受压损伤因子,取值在 0~1 之间,0 代

表无损伤,1 代表完全损伤; E_0 为初始弹性模量; ϵ_t 、 ϵ_c 分别为拉应变和压应变; $\tilde{\epsilon}_t^{pl}$ 、 $\tilde{\epsilon}_c^{pl}$ 分别为受拉和受压的等效塑性应变。

采用由能量等效假设推导得出的损伤因子表达式^[5],即:

$$d = 1 - \sqrt{\sigma / (E_0 \epsilon)} \quad (3)$$

式中, d 为受拉或受压损伤因子; σ 为受拉或受压应力; ϵ 为受拉或受压应变。

2.2 模型和材料参数

选取金安桥水电站^[6]的#9 非溢流坝段为研究对象,该坝段坝高 160 m,坝顶宽 17.8 m,坝底宽 156.1 m,上游正常蓄水位的水深 145 m。依据工程资料建立的有限元模型如图 2 所示,模型中坝体和地基均采用六面体单元离散,坝体单元数 26 453 个,节点数 31 472 个;地基单元数 31 584 个,节点数 37 488 个。坝体混凝土的材料分区在图 2 中以颜色区分,材料参数见表 1^[7]。

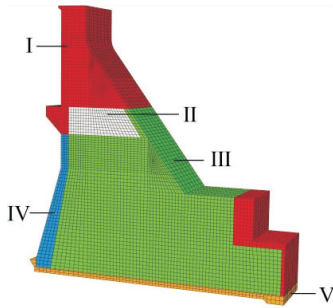


图 2 坝体模型及材料分区

Fig. 2 Finite element model and materials in the dam body

表 1 坝体与地基材料参数

Tab. 1 Parameters of the dam-foundation system

材料	密度 /($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	泊松 比	弹性模量 /GPa	抗拉强度 /MPa	抗压强度 /MPa
I	2 600	0.186	28.0	1.78	16.7
II	2 630	0.215	39.3	2.58	25.8
III	2 630	0.211	41.2	2.97	29.7
IV	2 600	0.198	43.1	3.25	32.5
V	2 660	0.186	25.5	1.54	13.4
地基	0	0.200	25.0		

计算中考虑的荷载包括坝体自重、扬压力、静水压力、动水压力和地震荷载。静水压力在上游侧按静水水深计算,下游按无水考虑。库水的动水压力通过 Westergaard 附加质量模拟,地震荷载在地基边界以加速度的形式输入。计算中采用 Rayleigh 阻尼模拟坝体能量耗散,阻尼比按现行规范^[8]取 10%。地基在上下游和底部各取 2 倍坝高,采用无质量地基模型。

2.3 主余震地震动序列的选取

为更好地反映工程场址的反应谱特征,采用人工波构建水平向和竖直向的主余震序列。水平

向地震动峰值取坝址的设计地震动峰值 $0.3995g$, 竖向地震动峰值取水平向的 $2/3$ 。在余震与主震峰值比例方面, 采用 HATZIGEORGIOU G D 等^[9]推荐的经验衰减系数 0.8526 。为避免

主震和余震对结构响应的干扰, 在主震结束后添加 10 s 的零幅值时段, 确保结构在主震后能恢复到平衡状态。最终采用的主余震序列的加速度时程和反应谱信息见图 3。

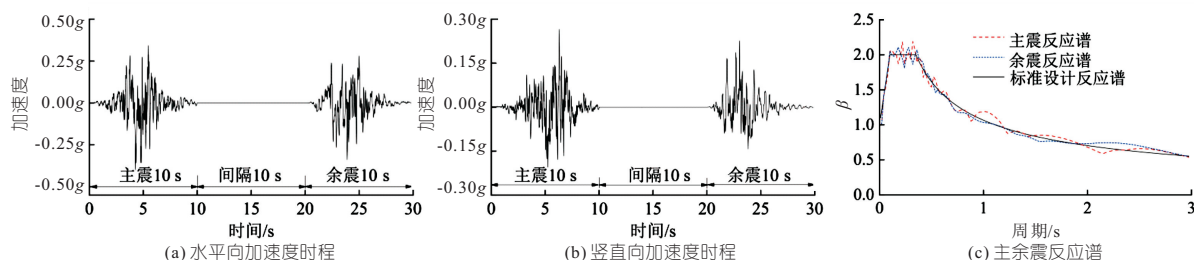


图 3 主余震序列加速度时程与反应谱

Fig. 3 Time-history of mainshock and aftershock sequence and response spectrum

3 静荷载作用下重力坝的应力和损伤

为支撑后续研究开展, 首先对静荷载作用下重力坝的应力和损伤情况进行研究。图 4(a)、(b)分别为重力坝在静荷载作用下的第一、第三主应力的等值线图。由图 4(a)、(b)可知, 静荷载作用下重力坝的受拉区主要在坝踵部位, 最大拉应力数值为 1.49 MPa , 小于该部位混凝土的抗拉强度 (1.54 MPa)。坝体压应力数值较大区域在坝趾部位, 最大值为 8.16 MPa 。图 4(c)为重力坝的拉损伤因子分布, 静荷载作用下重力坝的拉损伤区域仅在坝踵部位, 损伤因子最大值为 0.19 。坝体出现的区域较小, 且压损伤因子最大值仅为 0.001 。

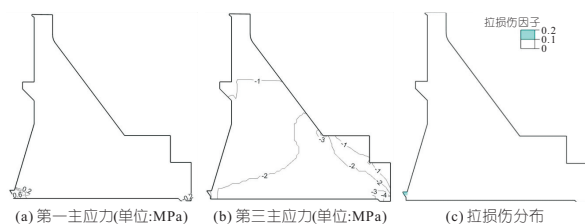


图 4 静荷载下重力坝应力与损伤分布

Fig. 4 Stress and damage distribution of gravity dam under static load

4 主余震序列影响下重力坝的抗震性能

采用加速度超载法计算重力坝的非线性地震响应, 计算中 PGA 的范围为 $0.30g \sim 0.55g$ 。为描述坝体的宏观破坏, 参考文献[10]将损伤因子大于 0.75 定义为坝体出现宏观裂缝的指标。强震作用下, 坝体的宏观破坏主要由拉裂损伤引起, 压溃损伤出现的范围较小且压损伤因子的数值也较小, 如 PGA 取 $0.55g$ 的主余震序列引起的最

大压损伤因子仅为 0.11 , 因此本文仅展示坝体受拉破坏情况。

4.1 强震破坏模式

图 5 为不同峰值的主震和主余震作用下坝体的宏观破坏情况。由图 5 可知, 主震和主余震作用下, 坝体破坏区均主要出现在坝踵、上游几何突变处、下游折坡和下游坝面, 破坏区范围随 PGA 的增大逐渐向坝内扩展。

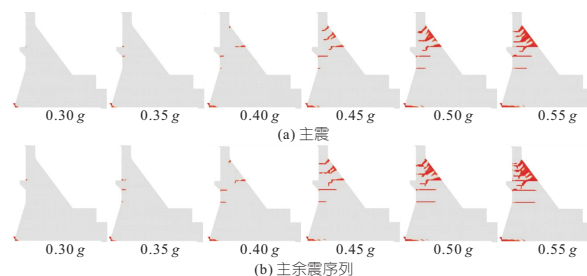


图 5 不同 PGA 主震和主余震作用下坝体的破坏区分布

Fig. 5 Failure areas of gravity dam under mainshocks and aftershocks with different PGA

图 5(a)为主震作用下坝体的破坏区发展过程, PGA 较小时 ($0.30g$ 、 $0.35g$), 破坏区仅出现在坝踵和上游坝面且破坏范围较小; PGA 取 $0.40g$ 时, 坝踵及上游几何突变处的破坏区向下游发展, 同时下游折坡和下游坝面开始出现破坏区, 其中下游折坡部位的破坏区斜向下发展, 下游坝面的破坏区水平向坝体内部发展; 此后随着 PGA 的增加 ($0.45g$ 、 $0.50g$), 坝体表面的破坏区迅速向坝内发展。受坝体鞭梢效应影响, 下游坝面的破坏区垂直坝面向坝内发展, 最终在 $0.55g$ 时形成贯通破坏。图 5(b)为主余震作用下坝体破坏区发展过程。由图 5(b)可知, 主余震作用下坝体破坏区发展过程与主震作用时基本一致。与主震相比, 主余震引起的破坏区分布范围更深入坝体, 且贯通破坏出现时对应的 PGA 更小。

综上所述, 单主震作用和主余震作用下坝体

的控制性破坏模式相同,均为下游折坡破坏区向上游延伸发展至上游坝面形成的贯通破坏。余震的影响主要体现在两方面:①在相同 PGA 作用下,余震会显著增大坝体破坏区的深度和范围;②考虑余震影响时,坝体贯通破坏出现时 PGA 更小,单主震作用下坝体在 0.55g 时发生贯通破坏,主余震联合作用下坝体在 0.45g 时出现贯通破坏。

4.2 破坏区随时间发展过程

图 6 为 PGA 取 0.50g 的主余震序列作用时坝体的损伤发展过程。由图 6 可知,坝体遭遇地震作用时,破坏区首先在坝踵出现,随后破坏区在坝体中上部位出现,如上游坝面的几何突变处、下游折坡和下游坝面等部位。其中下游折坡和下游坝面的破坏区迅速发展,在主震结束时已基本发展至上游坝面。随后在余震的影响下,已出现的破坏区普遍有所拓展,其中下游坝面的破坏区贯通至上游坝面。

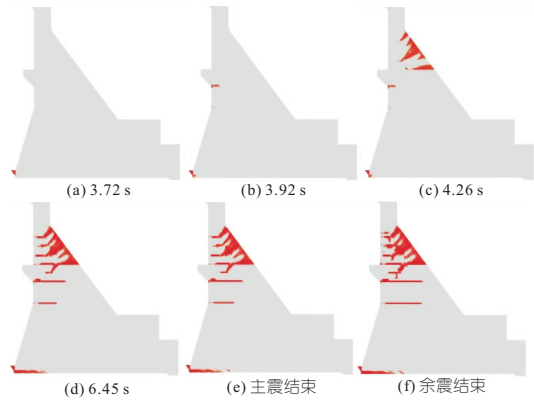


图 6 PGA 取 0.50g 的主余震序列作用下
大坝破坏区发展过程

Fig. 6 Failure process of dam body under mainshock
and aftershock with PGA=0.50g

4.3 累积塑性耗散能

图 7(a)为主余震序列作用下坝体累积塑性耗散能发展曲线。由图 7(a)可知,坝体的累积塑性耗散能均随 PGA 的增加逐渐上升,在主震作

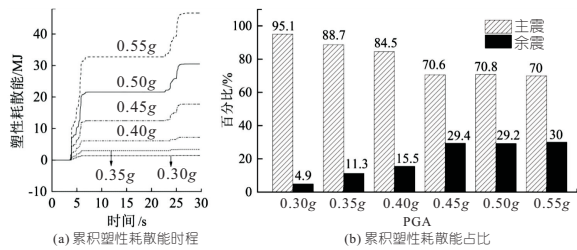


图 7 主余震序列作用下坝体累积塑性
耗散能发展曲线和占比

Fig. 7 Time-history and proportion of cumulative
plastic dissipation energy under mainshock and
aftershock with different PGA

用前期和余震作用前期均出现显著的累积塑性耗散能提升现象,在主震和余震作用的后期累积塑性耗散能并未出现显著的变化。图 7(b)为主余震引起的累积塑性耗散能占比情况。由图 7(b)可知,总体而言,在所有计算工况中,主震引起的累积塑性耗散能均大于余震,在 PGA 取 0.30g 的主余震序列作用下,主震引起的累积塑性耗散能占比 95.1%,余震占比 4.9%。随着 PGA 的增加,主震引起的累积塑性耗散能占比逐渐降低,而余震的占比逐渐增大。当 PGA 达到 0.45g 后,主余震引起的累积塑性耗散能占比基本保持不变,此时主震占比约为 70%,余震占比约为 30%。

4.4 坝体的破坏指标

以坝体破坏区贯通与否定量评估重力坝的极限抗震承载能力。参考文献[10]将坝体破坏区深度与贯通破坏区总长度的比值定义为破坏指标 D ,破坏指标为 0 表示贯通破坏区尚未出现,破坏指标为 1 表示坝体破坏区已贯通。 D 可表达为:

$$D = L / L_0 \quad (4)$$

式中, L 为破坏区深度; L_0 为破坏区总长度。

图 8 为破坏指标的计算示意图,将下游折坡接近贯通的区域表达为破坏指标。其中破坏区深度和破坏区总长度均采用折线方式,总长度由折线段的长度叠加计算。

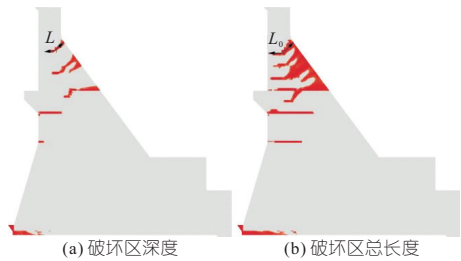


图 8 破坏指标计算示意图

Fig. 8 Calculation of failure index

图 9 为贯通区的破坏指标发展过程。由图 9 可知,破坏区的破坏指标在 0.40g 之前发展较为缓慢,此后发展速度有较大提升。单主震作用下 D 在 PGA 取 0.55g 时发展至 1.0,主余震作用下

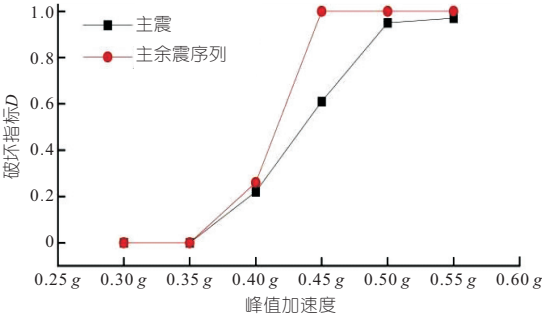


图 9 坝体破坏指标变化

Fig. 9 Change of dam body failure index with PGA

D 在 PGA 取 $0.45g$ 时发展至 1.0 。参考现有研究成果^[11], 可认为单主震作用下坝体的极限抗震承载能力为 $0.50g \sim 0.55g$, 主余震序列作用下坝体的极限抗震承载能力为 $0.40g \sim 0.45g$ 。

5 结论

a. 单主震和主余震序列影响下, 重力坝的破坏区分布与贯通破坏模式基本保持一致。两者引起的重力坝破坏区均主要分布在坝踵、上游几何突变处、下游折坡和下游坝面处, 贯通破坏模式均为下游折坡到上游坝面的贯通破坏。

b. 余震对重力坝破坏发展的影响随 PGA 的增加逐渐增大, 当 PGA 达到一定数值后趋于稳定。PGA 取 $0.30g$ 时, 余震引起的累积塑性耗散能占比仅为 4.9% , 但 PGA 取 $0.45g$ 时该数值增加至 29.4% , 此后随着 PGA 增加余震的占比稳定在 30% 左右。

c. 余震会引起主震破坏区的进一步发展, 考虑余震影响时, 重力坝的极限抗震承载能力会显著下降。单主震作用时本文选定的非溢流坝段的极限抗震承载能力在 $0.50g \sim 0.55g$, 考虑主余震联合作用时, 极限抗震承载能力下降至 $0.40g \sim 0.45g$ 。因此, 在评估高重力坝的非线性响应特征和极限抗震承载能力时, 有必要考虑余震的影响。

参考文献:

- [1] 王超, 张社荣, 王高辉. 主余震地震序列下重力坝损伤演化及能量特征[J]. 地震工程与工程振动, 2013, 33(5): 50-56. (WANG C, ZHANG S R, WANG G H. Damage evolution and energy dissipation characters of gravity dam under main shock-aftershock earthquake sequences[J]. Earthquake engineering and engineering dynamics, 2013, 33(5): 50-56. (in Chinese))
- [2] ZHANG S R, WANG G H, SA W Q. Damage evaluation of concrete gravity dams under mainshock-aftershock seismic sequences[J]. Soil dynamics and earthquake engineering, 2013, 50: 16-27.
- [3] 熊瑜, 张林, 陈媛, 等. 主震和余震联合作用下复杂地基上重力坝的稳定性分析[J]. 岩土力学, 2015, 36(8): 2332-2338. (XIONG Y, ZHANG L, CHEN Y, et al. Stability of gravity dam with a complex foundation under combined effect of main shock and aftershocks[J]. Rock and soil mechanics, 2015, 36(8): 2332-2338. (in Chinese))
- [4] 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. (WANG G H, LU W B, YAN P, et al. Effect of strong aftershocks on nonlinear dynamic response of mainshock-damaged concrete gravity dams[J]. Journal of hydraulic engineering, 2017, 48(6): 661-669. (in Chinese))
- [5] 曾宇, 胡良明. ABAQUS 混凝土塑性损伤本构模型参数计算转换及校验[J]. 水电能源科学, 2019, 37(6): 106-109. (ZENG Y, HU L M. Calculation transformation and calibration of ABAQUS concrete plastic damage constitutive model[J]. Water resources and power, 2019, 37(6): 106-109. (in Chinese))
- [6] 刘智, 郭博文, 周清勇. 材料参数对重力坝动力响应的影响[J]. 水电能源科学, 2020, 38(12): 71-74. (LIU Z, GUO B W, ZHOU Q Y. Influence of material parameters on dynamic response of gravity dam[J]. Water resources and power, 2020, 38(12): 71-74. (in Chinese))
- [7] 李斌, 江守燕, 孙立国, 等. 考虑流固耦合的重力坝地震开裂过程模拟[J]. 水利水运工程学报, 2023(3): 93-103. (LI B, JIANG S Y, SUN L G, et al. Seismic cracking simulation of gravity dams considering fluid-structure interaction[J]. Hydro-science and engineering, 2023(3): 93-103. (in Chinese))
- [8] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 水工建筑物抗震设计标准: GB 51247-2018[S]. 北京: 中国计划出版社, 2018. (Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Standard for seismic design of hydraulic structures: GB 51247-2018[S]. Beijing: China Planning Press, 2018. (in Chinese))
- [9] HATZIGEORGIOU G D, BESKOS D E. Inelastic-displacement ratios for SDOF structures subjected to repeated earthquakes[J]. Engineering structures, 2009, 31(11): 2744-2755.
- [10] 何卫平, 刘聪宇, 乐明锴, 等. 底部基座对重力坝强震破坏模式的影响[J]. 长江科学院院报, 2024, 41(8): 150-156. (HE W P, LIU C Y, LE M K, et al. Influence of bottom pedestal on failure mode of gravity dam under strong earthquake[J]. Journal of Changjiang River scientific research institute, 2024, 41(8): 150-156. (in Chinese))
- [11] 钱声源, 杨会东, 张冬, 等. 复杂层状坝基重力坝抗震安全评价[J]. 水电能源科学, 2015, 33(11): 52-56. (QIAN S Y, YANG H D, ZHANG D, et al. Seismic safety evaluation of gravity dam with complex layered foundation[J]. Water resources and power, 2015, 33(11): 52-56. (in Chinese))