

曹海, 代凤鸣, 程恒, 等. 强震作用下水闸整体抗震稳定性分析[J]. 水利水电技术(中英文), 2025, 56(S2): 171-178.

CAO Hai, DAI Fengming, CHENG Heng, et al. Analysis of overall seismic stability of sluice gates under strong earthquakes[J]. Water Resources and Hydropower Engineering, 2025, 56(S2): 171-178.

# 强震作用下水闸整体抗震稳定性分析

曹海<sup>1</sup>, 代凤鸣<sup>1</sup>, 程恒<sup>2</sup>, 江晨芳<sup>2</sup>, 任玉峰<sup>1</sup>

(1. 中国长江电力股份有限公司, 湖北宜昌 443002; 2. 中国水利水电科学研究院, 北京 100038)

**摘要:** 高地震烈度区水闸动力稳定分析是坝工设计中的重要问题。依托某强震区域水闸工程, 建立了水闸-库水-地基三维有限元模型, 考虑无限地基辐射阻尼效应、地基岩土材料非线性以及水闸与地基动力接触非线性, 采用有限元时程分析方法, 进行了水闸非线性地震反应分析。以水闸整体位移发生突变、水闸与地基交界面滑动区贯通以及动力计算不收敛作为结构整体失稳的判据, 对强震作用下水闸的整体稳定性进行了评价。结果表明: 在各地震工况下, 水闸-地基整体变形规律正常, 变形量值可控, 水闸整体并未沿着结构与地基交界面产生整体滑动, 水闸-地基整体稳定性可以得到保证。

**关键词:** 水闸; 有限元; 时程分析法; 接触非线性; 动力抗滑稳定

**DOI:** 10.13928/j.cnki.wrahe.2025.S2.034

**中图分类号:** TP311

**文献标志码:** A

**文章编号:** 1000-0860(2025)S2-0171-08

## Analysis of overall seismic stability of sluice gates under strong earthquakes

CAO Hai<sup>1</sup>, DAI Fengming<sup>1</sup>, CHENG Heng<sup>2</sup>, JIANG Chenfang<sup>2</sup>, REN Yufeng<sup>1</sup>

(1. China Yangtze Power Co., Ltd., Yichang 443002, Hubei, China;

2. China Institute of Water Resources and Hydropower Research, Beijing 100038, China)

**Abstract:** The dynamic stability analysis of sluice gates in high seismic intensity areas is an important issue in dam design. Relying on a sluice gate project in a strong earthquake area, a three-dimensional finite element model of the sluice gate-reservoir water-foundation system was established. The model considered the radiation damping effect of infinite foundation, the nonlinearity of foundation rock and soil materials, and the dynamic contact nonlinearity between the sluice gate and the foundation. The finite element time history analysis method was used to conduct a nonlinear seismic response analysis of the sluice gate. The criteria for overall structural instability were the sudden change in overall displacement of the sluice gate, the penetration of the sliding zone at the interface between the sluice gate and the foundation, and the non-convergence of dynamic calculations. The overall stability of the sluice gate under strong earthquakes was evaluated. The result showed that under various seismic conditions, the overall deformation pattern of the sluice gate-foundation system was normal, the deformation values were controllable, the sluice gate did not undergo overall sliding along the interface between the structure and the foundation, and the overall stability of the sluice gate-foundation system could be guaranteed.

**Keywords:** sluice gate; finite element; time history analysis method; contact nonlinearity; dynamic anti-sliding stability

收稿日期: 2025-07-11

基金项目: 中国长江电力股份有限公司资助项目(Z242302042)

作者简介: 曹海(1987—), 男, 高级工程师, 学士, 主要从事水电站调度运行研究。E-mail: cao\_hai@ctg.com.cn

通信作者: 江晨芳(1989—), 女, 工程师, 硕士, 主要研究方向为水工结构数值模拟、高性能计算及水利工程安全评价。E-mail: jiang.chenfang@163.com

## 0 引言

我国水能资源主要分布在地震频发的西部高烈度地震区,抗震安全是我国水利枢纽工程建设和运营中无法回避的严重挑战。水闸作为水利枢纽的关键组成部分,其运行期间的抗震安全极其重要<sup>[1]</sup>。目前,我国具有各种类型的水闸数量巨大,其中流量大于等于  $5 \text{ m}^3/\text{s}$  的水闸数量就有 105 283 座。在全球地震行为较为活跃的背景下,位于强震区的水闸工程将面临严峻的地震威胁,其抗震稳定性关乎区域经济发展和国家能源安全,已受到了广泛关注。

水闸结构地震响应受诸多因素共同作用,众多学者从土体非线性<sup>[2]</sup>、水体-结构相互作用<sup>[3]</sup>、无限地基辐射阻尼<sup>[4]</sup>、地震动输入<sup>[5]</sup>等角度展开大量研究。大部分水闸工程建于深厚覆盖层的软土或砂砾石地基之上<sup>[6]</sup>,在地震动循环荷载作用下,岩土材料会表现出复杂的非线性动应力-应变关系。邸庆霜等<sup>[7]</sup>考虑深厚覆盖层地基土体非线性动力特性的影响,分析了水闸结构-地基土体的等效线性化动力求解理论。采用有限范围的地基模拟无限域地基时,在截断边界上会发生波的反射,导致模拟结果失真,因此通过设置人工边界条件来模拟无限地基的辐射阻尼效应<sup>[8]</sup>。DEEK 等<sup>[9]</sup>基于柱面波动方程推导了二维黏弹性人工边界。谷音等<sup>[10]</sup>在二维黏弹性人工边界的基础上推导出三维模型的黏弹性人工边界。地震动输入就是在模型边界处输入参考波场,而参考波场选取的不同最终施加的等效力数值也不相同。SONG 等<sup>[11]</sup>采用波场分离的方法比较了 P 波倾斜入射下二维弹性半空间的计算精度,王飞等<sup>[12]</sup>同样采用波场分离的方法比较了 SV 波倾斜入射三维弹性半空间的计算精度。

传统的刚体极限平衡法在计算水工地震抗滑稳定时,不能考虑坝基材料的弹塑性及其复杂的结构面,因此在分析抗滑稳定性时有很大的局限性。非线性有限元法能够更合理地反映建基面失稳破坏机理,从而弥补了刚体极限平衡法的不足,现已广泛应用于重力坝坝基深层抗滑稳定和拱坝坝肩抗震稳定性分析,但较多地局限于得到坝体的应力、位移以及坝基的塑性区。有限元强度折减法的提出极大地促进了坝体抗滑稳定计算的发展,采用强度折减法进行抗震稳定分析时,主要有三类安全判据:计算收敛性判据、关键点位移突变性判据、塑性区贯通性判据<sup>[13]</sup>。基于有限元强度折减法,张凤勇等<sup>[14]</sup>提出一种以接触面状态作为失稳判据的方法,即将有限元模型中的滑动接触面全部处于滑动或脱开状态时的折减系数作为抗滑稳定

安全系数。目前还鲜有学者对水闸的动力抗滑稳定性展开深入研究,对水闸的失稳判据也尚无统一标准。

本文依托某强震区域水闸工程,构建三维有限元模型,计算模型考虑了动水压力作用、水闸-地基相互作用。基于目标反应谱合成加速度时程曲线作为地震动输入,采用黏弹性边界来模拟无限地基辐射阻尼,把边界处地震波转化为黏弹性人工边界上等效力。考虑关键点的突变、接触面的滑移状态来综合判断水闸的抗震稳定性,为高烈度地震区水闸的抗震稳定分析和抗震加固措施研究提供参考和依据。

## 1 分析模型及分析方法

### 1.1 有限元网格模型

以某水闸工程为例,根据工程实际地形地质条件、几何型式以及材料分区,建立了水闸-地基整体三维有限元网格模型,共包含节点 161 925 个,单元 159 531 个。模型坐标系:  $x$  指向下游,  $y$  指向右岸,  $z$  竖直向上。有限元网格模型如图 1、图 2 所示。

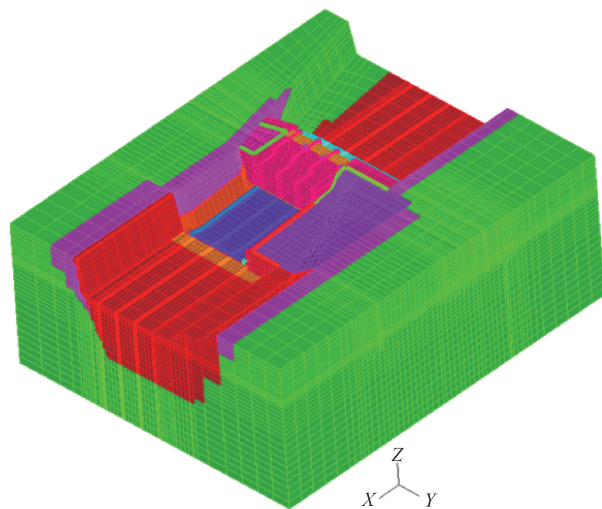


图 1 水闸-地基整体三维有限元网格模型

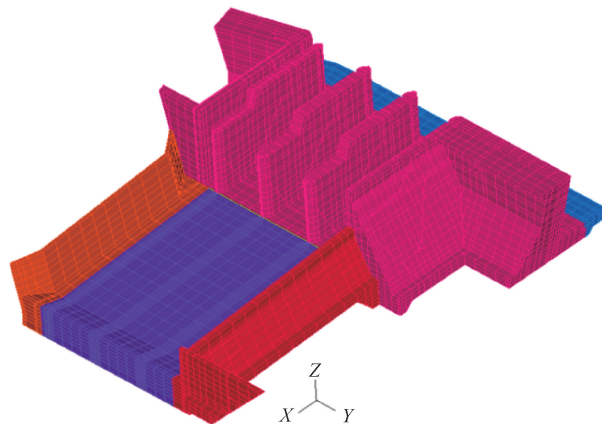


图 2 水闸有限元网格模型

## 1.2 分析方法

采用有限元时程分析方法进行水闸-地基整体地震反应分析,在模型边界处设置黏弹性人工边界<sup>[4]</sup>模拟无限地基辐射阻尼效应。弹簧单元的刚度系数及阻尼器单元的阻尼系数计算公式如下

$$\begin{cases} K_N = \alpha_N \frac{G}{r} \sum A_i, & C_N = \rho c_p \sum A_i \\ K_T = \alpha_T \frac{G}{r} \sum A_i, & C_T = \rho c_s \sum A_i \end{cases} \quad (1)$$

式中,  $K_N$ 、 $K_T$  分别为弹簧的法向与切向刚度;  $C_N$ 、 $C_T$  分别为阻尼器的法向与切向阻尼系数;  $\alpha_N$ 、 $\alpha_T$  分别为法向与切向黏弹性人工边界修正系数, 三维问题取  $\alpha_N = 1.33$ ,  $\alpha_T = 0.67$ ;  $G$  和  $\rho$  分别为介质的剪切模量和密度;  $r$  为波源至人工边界节点的距离;  $\sum A_i$  为人工边界上节点的影响面积。

进行地震输入时,有限元模型底边界的总波场可分解为入射场和散射场,侧边界的总波场可分解为自由场和散射场。根据位移连续条件和力学平衡条件,底边界、侧边界上任一点的运动方程可分别表示为

$$m_b \ddot{u}_b^m(t) + C_b \dot{u}_b^m(t) + K_b u_b^m(t) = F_b^r(t) + F_b^s(t) \quad (2)$$

$$m_b \ddot{u}_b^m(t) + C_b \dot{u}_b^m(t) + K_b u_b^m(t) = F_b^f(t) + F_b^s(t) \quad (3)$$

式中,  $K_b$ 、 $C_b$  分别为人工边界节点  $b$  的弹簧刚度和阻尼;  $F_b^r(t)$ 、 $F_b^f(t)$ 、 $F_b^s(t)$  分别为模拟边界入射场、自由场、散射场需在人工边界节点上施加的等效节点荷载。

动水压力通过在坝面施加附加质量进行模拟,附加质量采用的 Westergaard 附加质量公式进行计算

$$m = \frac{7}{8} \rho \sqrt{Hh} \quad (4)$$

式中,  $H$  为库水深度 (m);  $h$  为计算点的水深 (m);  $\rho$  为水体密度 ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )。

对于水闸混凝土材料,采用线弹性本构模型模拟。地基覆盖层和岩体的材料非线性采用 Mohr-Coulomb 屈服准则模拟,即

$$\tau_n = c + \sigma_n \tan \varphi \quad (5)$$

式中,  $c$  为材料的凝聚力;  $\varphi$  为材料的内摩擦角;  $\tau_n$ 、 $\sigma_n$  分别为剪应力、法向应力。

屈服函数表示为

$$F = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) \sin \varphi - c \cos \varphi = 0 \quad (6)$$

式中,  $\sigma_1$ 、 $\sigma_3$  分别为第一、第三主应力。

为反映强震作用下水闸沿地基可能产生的剪切滑移,采用约束函数接触算法<sup>[15]</sup>模拟水闸与地基交界

面的动力接触非线性。

进行水闸抗震稳定分析时,先进行静力计算,以静力计算结果作为初始条件,进行水闸动力时程计算。水闸整体抗震稳定性评价以水闸整体位移发生突变、水闸与地基交界面滑动区贯通以及动力计算不收敛作为结构整体失稳的判据。

## 2 计算荷载与参数

计算荷载主要包括自重、水压、扬压力、弧门荷载以及地震荷载。计算考虑横河向+竖向地震和顺河向+竖向地震两种工况,设计地震水平加速度峰值为  $0.83g$ ,竖向加速度取水平向的  $2/3$ ,计算步长为  $0.02s$ ,总共  $1000$  步,地震持续时间为  $20s$ 。三个方向地震加速度时程曲线如图 3 所示。地基岩土和混凝土的材料参数、混凝土与地基交界面的强度分别如表 1、表 2 所列。

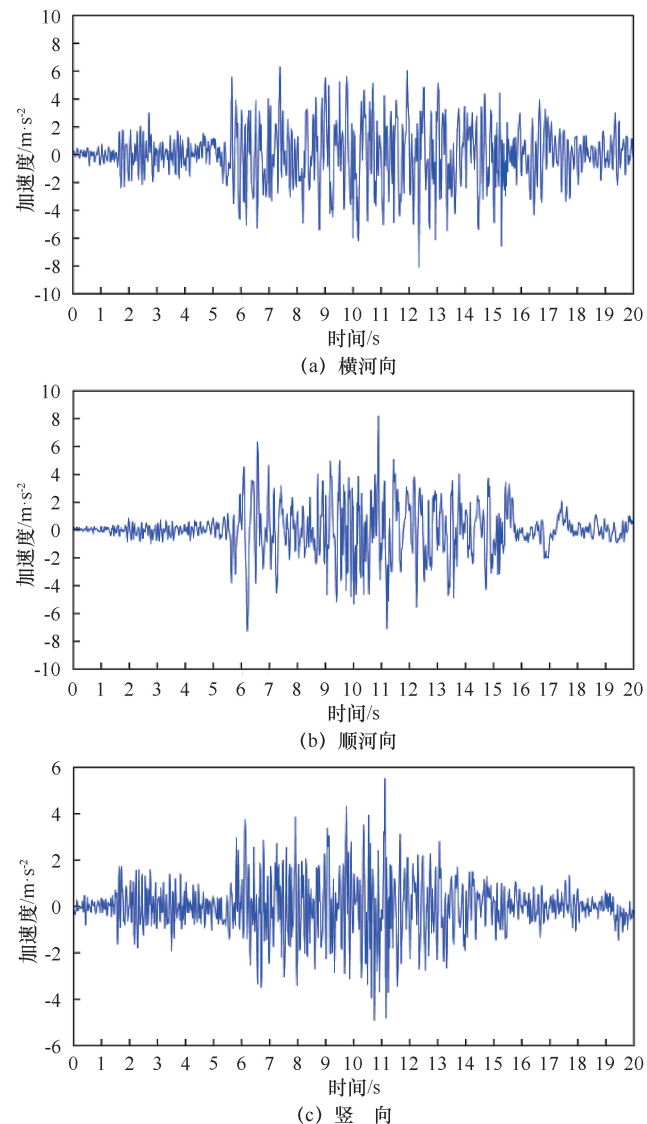


图 3 地震加速度时程曲线

表1 地基岩土和混凝土的材料参数

序号	地基/混凝土	材料	$E/\text{GPa}$	$\mu$	$\rho/\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$
1	地基	微风化片岩	17.5	0.225	2 625
2	地基	坝基覆盖层	0.085	0.35	2 310
3	地基	中风化片岩	12.5	0.275	2 575
4	地基	左右岸边坡回填	0.050	0.35	2 050
5	地基	底板前后三角形区域回填	0.05	0.25	2 050
6	混凝土	泄洪闸段	23.0	0.17	2 400
7	混凝土	护坦	23.0	0.17	2 400
8	混凝土	挡土墙及护坡混凝土	21.5	0.17	2 400

表2 混凝土与地基交界面的强度参数

材料类型	$f'$	$c'/\text{MPa}$
混凝土/岩体(片岩)	0.9	0.83
混凝土/覆盖层	0.78	0

### 3 计算结果分析

#### 3.1 水闸动位移分析

本文选取闸室、护坦结构上的关键点,分析地震过程中关键点的位移变化规律,从位移时程判断水闸的动力稳定性。关键点的位置如图4所示。

各关键点在两种工况下的位移时程曲线如图5—图7所示。由计算过程中各点时程位移可知:在地震过程中,闸室以及护坦的位移随地震作用往复变化;在顺河向加竖向地震工况下,中途某时刻最大顺河向位移可达到7 mm,竖向位移可达到20 mm,在横河向加竖向地震工况下,横河向位移可达到50 mm,竖向位移也可达到18 mm,均未发生严重的永久位移;地震结束后,闸坝左侧在顺河向和竖向工况下产生了一定的永久位移,顺河向最大值约6 mm,竖向最大值约13 mm,在横河向和竖向工况下,横河向最大值约11 mm,竖向最大值约13 mm。

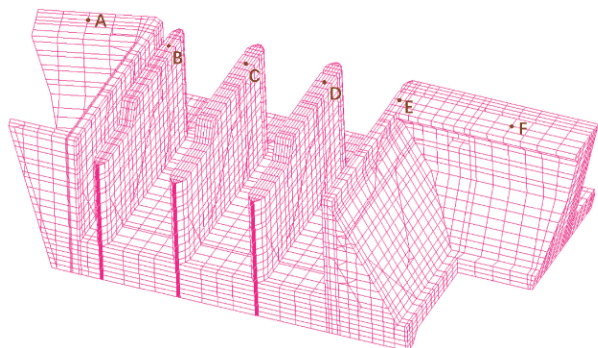
#### 3.2 水闸-地基交界面接触状态分析

本文计算了地震不同时刻闸室-地基交界面和护

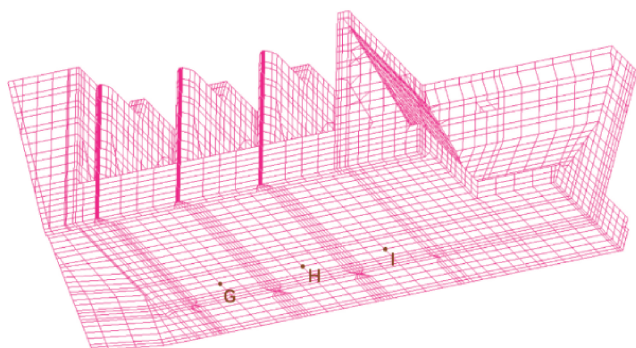
坦-地基交接面的接触状态,计算过程中顺河向加竖向地震工况下各时刻闸室-地基交界面和护坦-地基交界面接触状态如图8、图9所示,由计算过程中各时刻云图可知:在顺河向+竖向地震工况下,底部接触面区域在黏结、张开和滑动状态之间变化,但并未形成贯通性的滑动区域,不会产生沿底部接触面的滑动失稳破坏。在地震6.26 s和11.58 s底部接触面处于滑动状态的区域较多,需予以关注;在横河向+竖向地震工况下,底部接触面绝大部分区域处于黏结状态,没有产生沿切向的滑动变形;两种工况下,护坦-地基接触面的状态在地震过程中不断往复变化,在地震某一时刻,底部接触面有些区域处于黏结状态,有些区域处于张开状态,还有些区域处于滑动状态,且相较于闸室段处于滑动状态的区域面积明显较大,但并未形成贯通性的滑动区域,不会产生沿底部接触面的滑动失稳破坏。

### 4 结论

本文采用时程分析法,考虑了水闸和地基之间的接触非线性,无限地基辐射阻尼效应,以及坝体-库水相互作用,对某高水闸在地震作用下的稳定性行了分析。得到的主要结论如下:在地震过程中,水闸位移随地震作用往复变化;地震结束后,闸室靠左岸侧

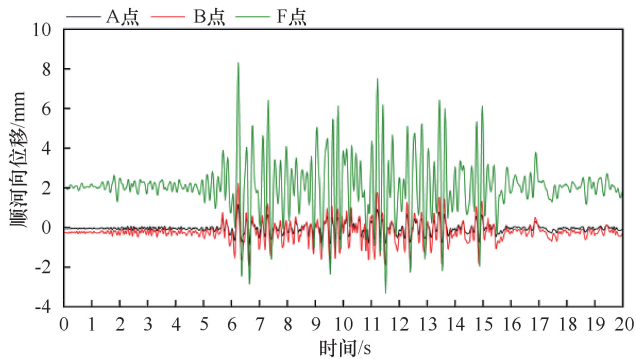


(a) 视角1

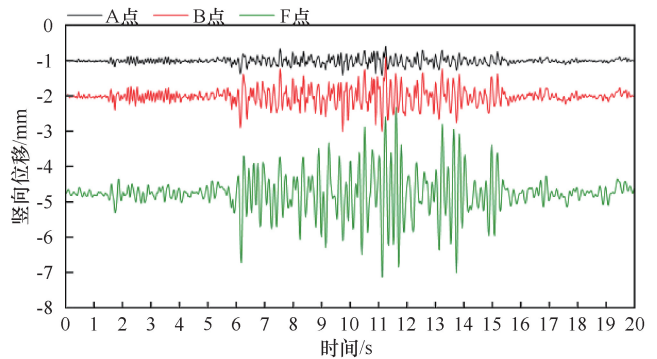


(b) 视角2

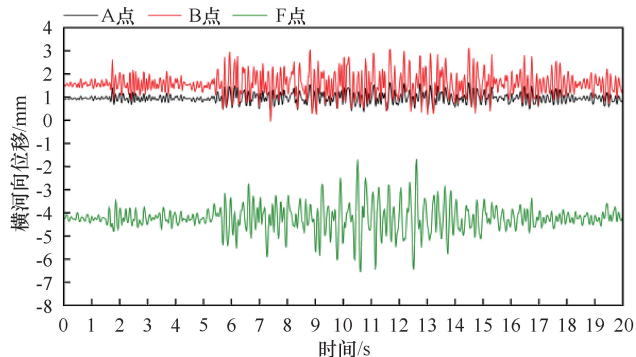
图4 位移时程关键点位置示意



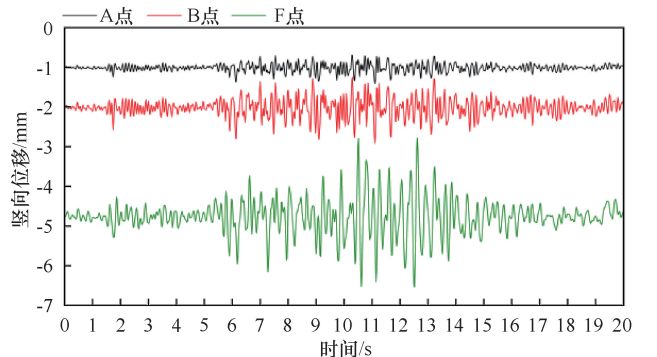
(a) 顺河向位移 (顺河向+竖向地震工况)



(b) 竖向位移 (顺河向+竖向地震工况)

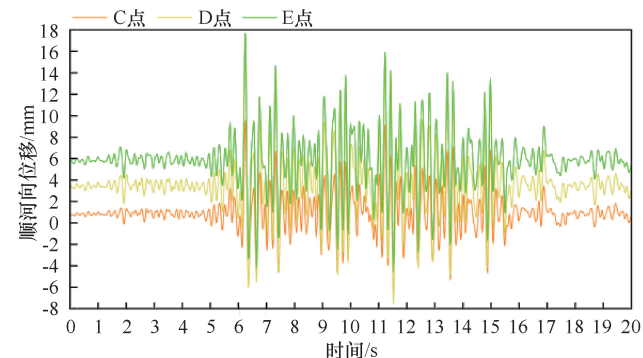


(c) 横河向位移 (横河向+竖向地震工况)

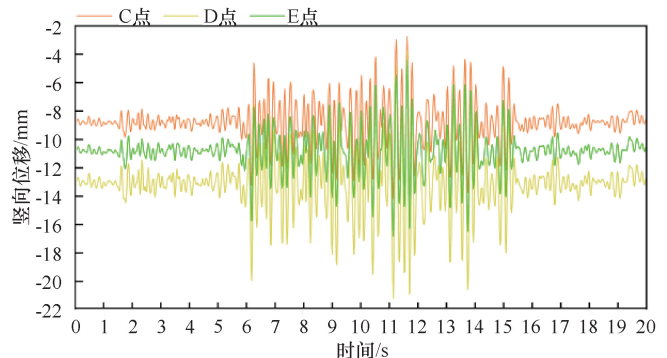


(d) 竖向位移 (横河向+竖向地震工况)

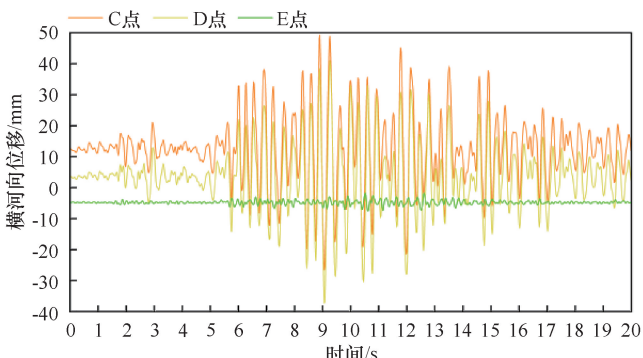
图5 典型位置A、B、F点处位移时程曲线



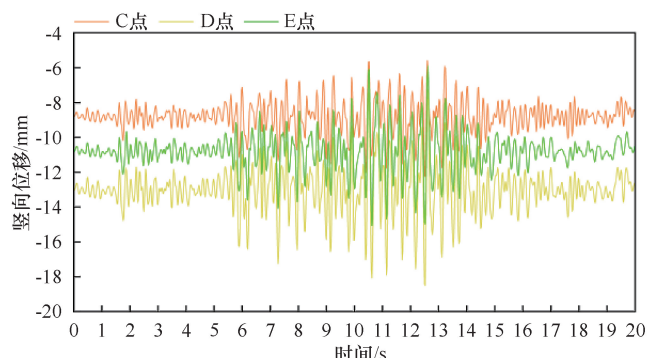
(a) 顺河向位移 (顺河向+竖向地震工况)



(b) 竖向位移 (顺河向+竖向地震工况)



(c) 横河向位移 (横河向+竖向地震工况)



(d) 竖向位移 (横河向+竖向地震工况)

图6 典型位置C、D、E点处位移时程曲线

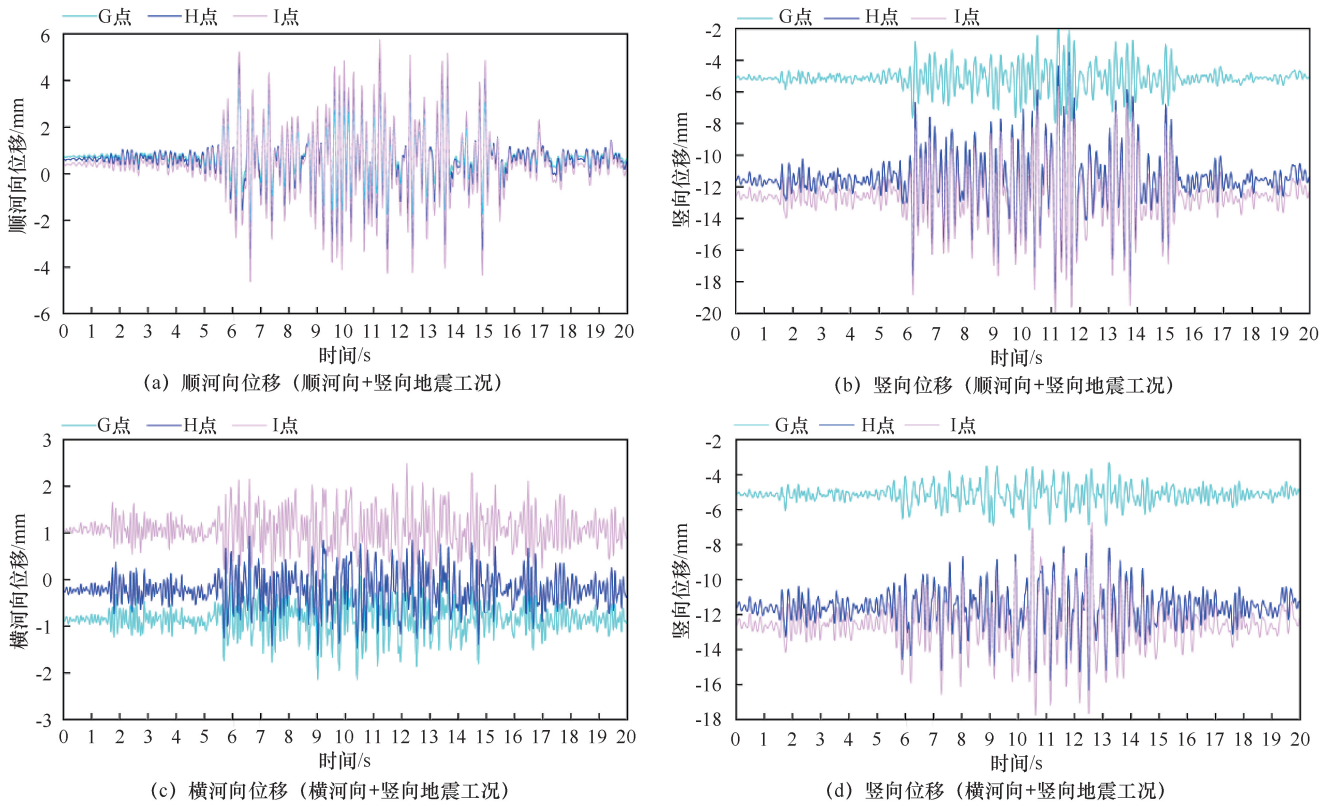


图7 典型位置 H、I、J 点处位移时程曲线

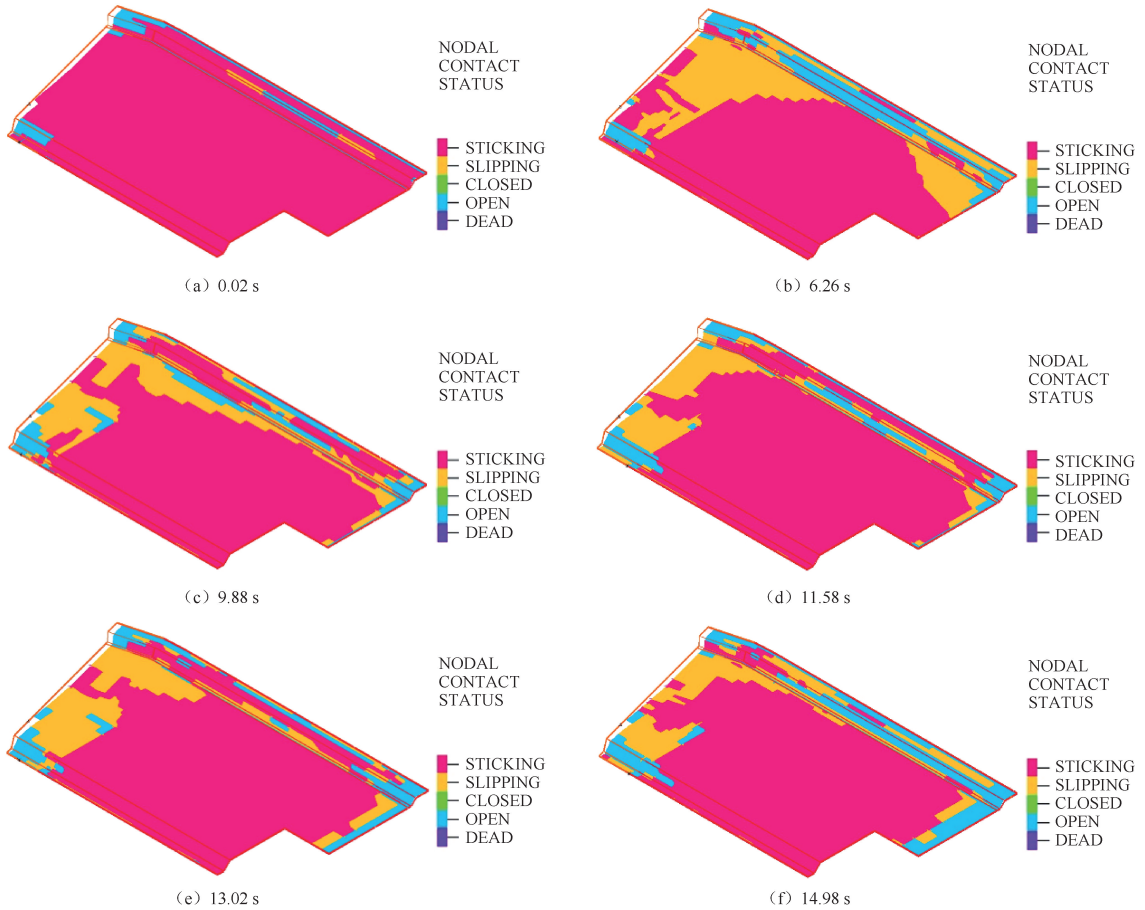


图8 地震典型时刻闸室-地基交界面接触状态 (顺河向+竖向地震工况)

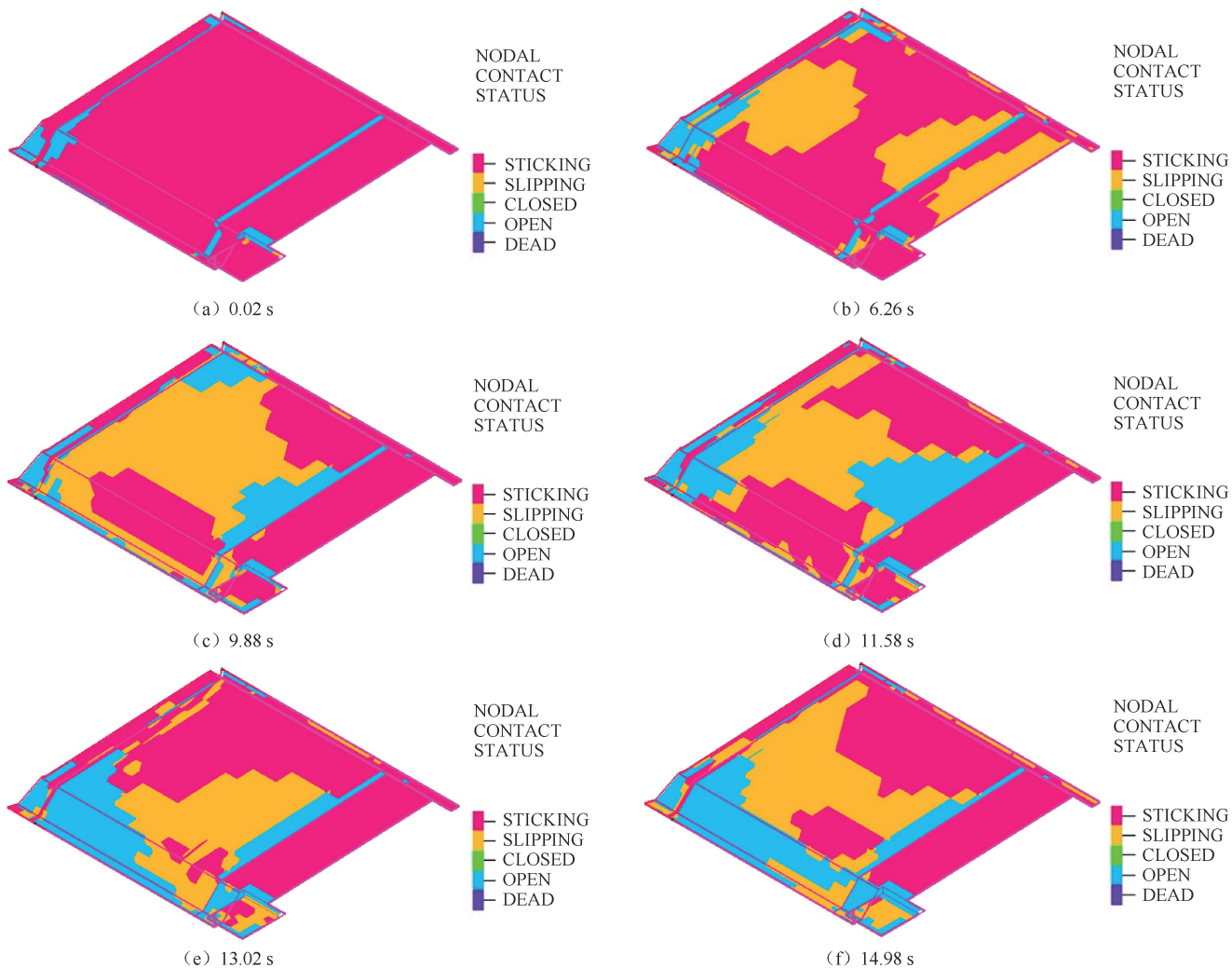


图9 地震典型时刻护坦-地基交界面接触状态(顺河向+竖向地震工况)

发生了顺河向和竖向的永久位移,护坦处向下游侧发生了少量永久位移,其他位置未产生明显的永久位移或位移突变;在地震过程中,水闸-地基接触面某个时刻出现较大范围的滑动状态,但未形成贯通性的滑动区域,水闸没有产生整体性的滑动失稳破坏。因此水闸的整体稳定性可以得到保证,建议地震结束后加强维修。

#### 参考文献:

[1] XIANG Y, FU Z, LIU C, et al. On-site Inspection and Dam Safety Evaluation [M]. Singapore; Springer Nature Singapore. 2024: 273-327.

[2] OLIVEIRA S, ALEGRE A, CARVALHO E, et al. Seismic and structural health monitoring systems for large dams: Theoretical, computational and practical innovations[J]. Bulletin of Earthquake Engineering, 2022, 20(9): 4483-4512.

[3] GE L, ZHANG L X, LI Z. Response of sluice-dam structure on a strong earthquake excitation[J]. Applied Mechanics and Materials, 2013, 444/445: 874-878.

[4] 何建涛,马怀发,张伯艳,等.黏弹性人工边界地震动输入方法及实现[J].水利学报,2010,41(8):960-969.

[5] 陈厚群.坝址地震动输入机制探讨[J].水利学报,2006,37(12):1417-1423.

[6] YANG X, WANG D M, XU Y P, et al. Performance assessment of InSAR-based vertical displacement monitoring of sluices in coastal soft soil area[J]. KSCE Journal of Civil Engineering, 2022, 26(1): 371-380.

[7] 邸庆霜,胡晓,邢义川,等.深厚覆盖层上水闸结构-地基体系动力反应特性研究[J].中国水利水电科学研究院学报,2015,13(5):321-326.

[8] 赵密,高志懂,杜修力,等.地震作用下深厚土层-结构相互作用的高效分析方法[J].工程力学,2019,36(10):58-65.

[9] DEEKS A J, RANDOLPH M F. Axisymmetric time-domain transmitting boundaries [J]. Journal of Engineering Mechanics, 1994, 120(1): 25-42.

[10] 谷音,刘晶波,杜义欣.三维一致粘弹性人工边界及等效粘弹性边界单元[J].工程力学,2007,24(12):31-37.

[11] SONG Z Q, WANG F, LI Y L, et al. Nonlinear seismic responses of the powerhouse of a hydropower station under near-fault plane P-wave

oblique incidence[J]. *Engineering Structures*, 2019, 199: 109613.

- [12] 王飞, 宋志强, 刘云贺, 等. SV波斜入射不同自由场构建方法下水电站地面厂房地震响应研究[J]. *振动与冲击*, 2021, 40(7): 9-18.
- [13] 段庆伟, 陈祖煜, 王玉杰, 等. 重力坝抗滑稳定的强度折减法探讨及应用[J]. *岩石力学与工程学报*, 2007(S2): 4510-4517.
- [14] 张凤勇, 张燎军. 接触面状态判据在重力坝深层稳定性分析中的

应用[J]. *水电能源科学*, 2017, 35(12): 66-70.

- [15] BATHE K J, BOUZINOV P A. On the constraint function method for contact problems [J]. *Computers & Structures*, 1997, 64(5/6): 1069-1085.

(责任编辑 王璐)