

## 考虑地基非线性混凝土高坝地震损伤研究

李峰<sup>1</sup>, 郑晓东<sup>1,2</sup>, 马静<sup>1,3</sup>, 穆征<sup>1</sup>

(1. 河北工程大学水利水电学院, 河北邯郸056038; 2. 西安理工大学水利水电学院, 陕西西安710048;  
3. 科技部科技评估中心, 北京100081)

**摘要:** 针对传统的线弹性模型不能准确模拟强震区碾压混凝土重力坝的地震响应问题, 本文分析了坝体和地基同时考虑材料非线性时的鲁迪拉碾压混凝土坝地震损伤特性, 其主要结论如下: 地基岩体和坝体均采用非线性材料时, 与坝趾相接处的地基产生损伤开裂, 并随着地震动的持续, 损伤裂缝逐渐向地基深度方向扩展, 从而使得坝体应力重新分布, 坝基交界处的应力集中释放, 导致坝基交界处不会产生地震损伤。因此, 坝体产生的地震损伤区域和损伤程度均有所减小, 使坝体更偏安全, 其结果更接近实际。

**关键词:** 混凝土高坝; 材料非线性; 损伤模型; 坝体-地基岩体动态耦合

**中图分类号:** TV3

**文献标识码:** A

## Seismic damage research of concrete dam considering the foundation material nonlinearity

LI Feng<sup>1</sup>, ZHENG Xiaodong<sup>1,2</sup>, MA Jing<sup>1,3</sup>, MU Zheng<sup>1</sup>

(1. College of Water Conservancy and Hydropower of Hebei University Of Engineering, Handan, 056038, China; 2. Institute of Water Resources and Hydro-electric Engineering of Xi'an University of Technology, Xi'an 710048, China; 3. National Center for Science & Technology Evaluation, Beijing 100081, China)

**Abstract:** The traditional linear elastic model cannot simulate the nonlinear seismic response analysis of RCC gravity dam in strong seismic regions. This paper analyzes the seismic damage characteristics of Ludila RCC dam, when dam and foundation material nonlinearity are considered at the same time. The main conclusions are as follows: When the foundation rock mass and the dam use the nonlinear materials, the foundation near dam toe is damaged, and with the continuous ground motion, the damage cracks extend gradually to the depth of the foundation. Thus, the stress redistribution of dam body and the stress concentration release at the juncture of dam foundation, which will not cause the earthquake damage at the dam foundation junction. Therefore the earthquake damage area and damage degree of the dam are reduced, which makes the dam more partial safety. The result will be more close to the actual, which has certain reference significance to the guiding project.

**Key words:** concrete high dam; the material nonlinearity; damage mechanics; dam-foundation interaction

我国 80% 的水能资源主要集中在西南强地震区域, 一旦重大水利工程发生地震灾害, 就会对下游地区造成不堪设想的次生灾害, 因此重大水利工程都不能忽略地震安全问题, 都要保证其在最大可信地震作用下不会发生溃坝。迄今为止, “不溃坝”仍是一个模糊概念, 缺乏可操作性的定量分析准则, 为此, 需要对重大水利工程地震损伤演化过程和机

理进行深入研究<sup>[1]</sup>。对于强震区的混凝土高坝工程, 除了规范中规定的分析方法以外, 目前采用的方法为有限元法, 该方法不仅考虑了混凝土高坝-地基岩体滑动带的影响, 还考虑了地基辐射阻尼的影响, 从混凝土高坝坝体应力和稳定性两方面深入分析了混凝土高坝工程<sup>[2]</sup>。大多混凝土高坝应力分析的结果表明, 由于坝踵处应力集中, 即坝踵是混凝土高

收稿日期: 2017-03-09

特约专稿

基金项目: 河北省教育厅专业学位教学案例建设项目(KCJSZ2017078); 邯郸市科技局项目(1521109072)

作者简介: 李峰(1972-), 男, 吉林人, 硕士, 工程师, 主要从事水工结构工程方面的研究。

坝抗震薄弱区域之一。但是在 Koyna 重力坝,沙牌拱坝、帕柯依玛拱坝的实际震害中,坝踵附近均没有产生破坏,并且坝基交界面胶结良好,这一点与线弹性模型中的应力集中不符。陈厚群认为在地基岩体和坝体线弹性模型的假设下,坝踵附近产生应力集中,并且网格划分越密集,应力集中越显著,而实际上,地基岩体内部一般都有一定程度的裂隙,而不能承受比较大的拉应力,所以线弹性模型中计算出的坝基附近的高拉应力多半不真实<sup>[3]</sup>。因此为了更真实地研究分析混凝土高坝-地基岩体的地震损伤特性,需要同时考虑坝体和地基岩体的材料非线性问题。

本文以鲁地拉碾压混凝土坝为例,基于混凝土损伤本构模型,初步探讨了地基岩体材料非线性对混凝土高坝-地基体系的地震损伤特性。

## 1 损伤本构模型及坝基力学参数

### 1.1 损伤本构模型

在地震荷载作用下,混凝土大坝的损伤开裂主要是由于受拉作用导致坝体开裂,而少有受压作用导致坝体压碎<sup>[4]</sup>。这是由于混凝土的抗拉强度远小于其抗压强度,并且在坝体设计中,其抗压强度的安全系数都比较大,所以众多学者主要关注的是混凝土受拉损伤的演化过程<sup>[5]</sup>。

通常情况下,在推导损伤本构模型的过程中会把应变、应力等内变量引入自由能函数,即在等温绝热情况下,采用损伤变量  $D$  表示内变量  $V_k$ ,自由能可以表示为:

$$\psi(\varepsilon^e, \varepsilon^p, D) = \psi^e(\varepsilon^e, D) + \psi^p(\varepsilon^p, D) \quad (1)$$

其中,  $\psi^e(\varepsilon^e, D)$  表示弹性自由能;  $\psi^p(\varepsilon^p, D)$  表示塑性自由能;  $\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p$ ,  $\varepsilon$  表示总应变张量。

由于假定混凝土材料各向同性,所以采用单标量  $D$  表示损伤变量,即混凝土材料的弹性自由能  $\psi^e(\varepsilon^e, D)$  可表示为

$$\begin{aligned} \psi^e(\varepsilon^e, D) &= \frac{1}{2\rho}(1-D)\varepsilon^e : C_0 : \varepsilon^e = \frac{1}{2\rho}(1-D)\bar{\sigma} : \varepsilon^e \\ &= (1-D)\psi_0^e(\varepsilon^e) \end{aligned} \quad (2)$$

其中,  $C_0$  表示混凝土初始刚度张量;  $\psi_0^e(\varepsilon^e)$  为混凝土的初始弹性自由能。

对于已知的材料,总自由能是确定的,所以肯定可以用应变内变量来描述弹性自由能和塑性自由

能之间的函数关系,塑性自由能假定表达式如下:

$$\psi^p(\varepsilon^p, D) = F(\varepsilon^e, \varepsilon^p) \psi^e(\varepsilon^e, D) \quad (3)$$

并且假定损伤能量释放率  $Y$  为损伤变量  $D$  的伴随变量,即损伤能量释放率表达式为

$$Y = -\rho \left[ 1 + F(\varepsilon^e, \varepsilon^p) \right] \frac{\partial \psi^e(\varepsilon^e, D)}{\partial D} \quad (4)$$

其中,  $F(\varepsilon^e, \varepsilon^p)$  表示拉、压状态下内变量的函数;  $\psi^e(\varepsilon^e, D)$  表示拉、压弹性自由能;  $\varepsilon^e$  表示拉、压弹性应变;  $D$  表示拉、压损伤变量。

损伤演化表达式可写为

$$D_{C,I} = 1 - \exp \left( - \frac{(Y_{C,I} - Y_{C0,I0})^{a_{C,I}}}{b_{C,I}} \right) \quad (5)$$

其中,  $Y_{C0,I0}$  表示压、拉状态下初始损伤阈值;  $D_{C,I}$  表示压、拉状态下损伤变量;  $a_{C,I}$ ,  $b_{C,I}$  表示材料参数。

本文选用了 Lee-Fenves 模型在有效力空间的屈服准则,并确定硬化参数为等效塑性应变,其屈服准则可表示为

$$F(\sigma, \tilde{\varepsilon}^p) = \frac{1}{1-\alpha} \left[ \alpha \bar{I}_1 + \sqrt{3J_2} + \beta(\tilde{\varepsilon}^p) \langle \hat{\sigma}_{\max} \rangle \right] - c(\tilde{\varepsilon}_c^p) \quad (6)$$

为了得出塑性流动大小和方向,则需要对塑性流动法则进行定义,对于混凝土来说,本文将采用非关联流动法则,塑性势函数  $G$  可写为

$$G = \sqrt{2J_2} + \alpha^p \bar{I}_1 \quad (7)$$

其中,  $\alpha^p$  为膨胀角。

### 1.2 坝基的力学参数

作为高坝地基的岩体,大多数为 II 类岩体。岩体必然是多裂隙随机分布的非均匀介质,与混凝土类似,目前也只能宏观上与各项同性的连续均匀介质考虑,并采用各向同性损伤假设。但与混凝土不同的是裂隙岩体的力学参数及其损伤演化规律都不可能通过试验测定。目前在高坝工程中,只能由地质人员综合岩体样本试验、现场考察结果和工程类比经验后,提出岩体的抗剪断参数摩擦角  $\varphi$ 、粘着力  $c$  的建议值,再按 Mohr-Coulomb 准则推求单轴拉伸和压缩强度:

$$f_t = \frac{2c \cdot \cos \varphi}{1 + \sin \varphi}, \quad f_c = \frac{2c \cdot \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (8)$$

由于地基岩体动力破坏特性的复杂性,并且对岩体无法进行试验验证,所以目前国内外学者对地

基岩体的损伤本构模型仍没有一个确定的描述。从宏观方面来说,地基岩体受拉产生损伤开裂<sup>[6]</sup>。根据实际工程的观测可知,地基岩体的实际应变大于极限应变时基岩产生拉伸破坏。因此,地基岩体受拉损伤模型采用混凝土受拉损伤模型来分析<sup>[7]</sup>,其损伤曲线采用混凝土损伤曲线对应强度打折的方法来确定。

在求解岩体加载后的损伤过程中,必须确定其初始应力状态。根据实测资料统计<sup>[3]</sup>,从偏安全的工程角度,可取岩体的初始竖向和水平应力分别为 $\gamma H$ 和 $1.2\gamma H$ ,其中 $\gamma$ 为岩石容重, $H$ 为地基岩体深度。

## 2 工程概况与分析模型

鲁地拉水电站为一等大(1)型,坝顶高程为1334 m,坝底高程为1182 m,正常蓄水位的高程为1330 m,地基上下游各取260 m,竖向取130 m。坝体碾压混凝土分为3个区域,图1为坝体的材料分区,图2为坝体-地基有限元模型。混凝土坝和地基采用单元类型为四结点双线性平面应力四边形单元、沙漏控制、缩减积分。计算坐标系采用笛卡尔坐标系,坐标原点选在坝体底板上边前沿中点处,X轴正方向为顺水流方向,Y轴正方向垂直向

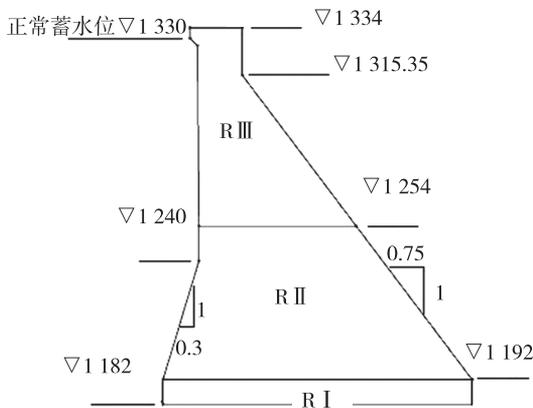


图1 坝体材料分区图  
Fig.1 Partition map of dam material

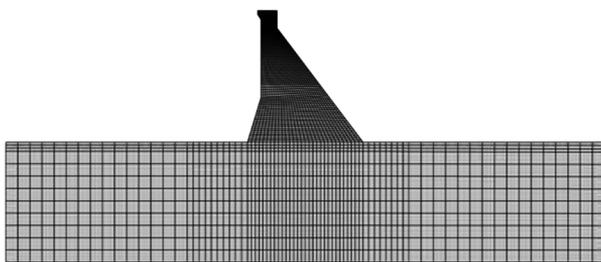


图2 坝体-地基有限元模型  
Fig.2 Finite element model of dam-foundation

上指向坝顶。求解结构自身的动力特性是结构地震动力分析的第一步,通过模态分析可以得到结构各阶的自振周期和自振频率<sup>[8]</sup>。通过有限元软件分析可知,该进水塔前四阶的自振频率分别为:2.214 6、3.517 3、3.906 0、5.027 2 Hz。

坝区场地类别为I类,设防烈度为VIII度,100年超越概率2%的基岩地震动水平向峰值加速度为0.34 g,竖向峰值加速度取水平向的2/3,地震持续时间为15 s。考虑静力荷载组合为坝体自重、上游坝面水荷载、渗流荷载、坝基初始应力状态以及地震荷载,地震荷载如图3所示。

动水压力采用Westergaard附加质量法进行模拟,Rayleigh阻尼系数由坝体-地基体系的频率计算可得 $\alpha = 0.8539 \text{ s}^{-1}$ , $\beta = 0.0028 \text{ s}$ ,其中阻尼比 $\zeta = 0.05$ 。地基辐射阻尼采用黏弹性人工边界进行分析,大坝各区域混凝土的材料参数见表1。

地基基岩为II类岩体,弹性模量 $E$ 为18 GPa,密度 $\rho$ 为2700 kg/m<sup>3</sup>,泊松比 $\lambda$ 为0.22,粘聚力 $c=1.40 \text{ MPa}$ ,摩擦系数 $f=1.12$ ,断裂能 $G_f=88.4 \text{ N/m}$ ,代入公式(8)可知地基岩体的单轴拉伸强度 $f_t$ 为1.07 MPa。地基岩体受拉损伤模型采用混凝土受拉损伤模型来分析,其损伤曲线采用混凝土损伤曲线对应强度打折的方法来确定。图4为损伤演化关系曲线。

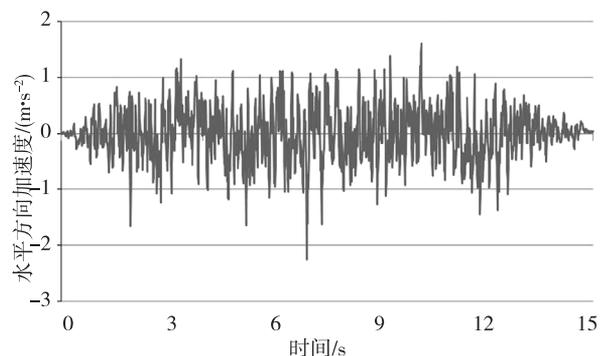
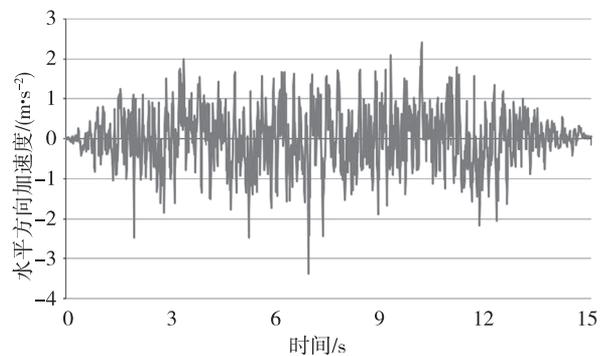


图3 地震加速度  
Fig.3 The earthquake acceleration

表 1 混凝土参数  
Tab.1 Concrete parameters

对应区域	标号	密度 ( $\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$ )	弹模 /GPa	抗拉强度 /MPa	抗压强度 /MPa	泊松比	断裂能 ( $\text{N}\cdot\text{m}^{-1}$ )
R I	C <sub>90</sub> 25	2 552	43.8	2.72	24.23	0.167	300
R II	C <sub>90</sub> 20	2 552	37.8	2.34	19.38	0.2	257
R III	C <sub>90</sub> 15	2 552	29.0	1.94	14.53	0.2	205

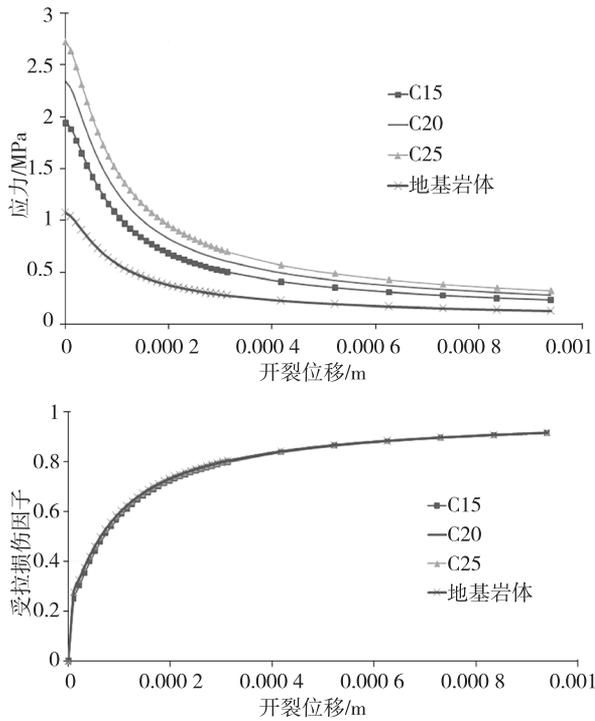


图 4 损伤演化关系曲线  
Fig.4 The damage evolution curve

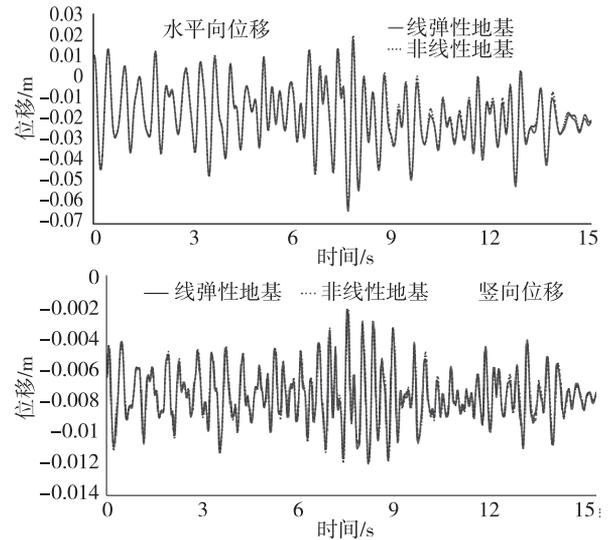
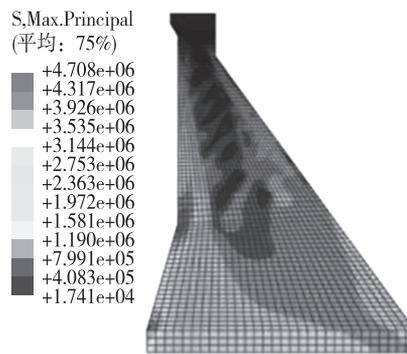


图 5 大坝顶部相对位移时程曲线  
Fig.5 Time history curve of displacement at the top of dam

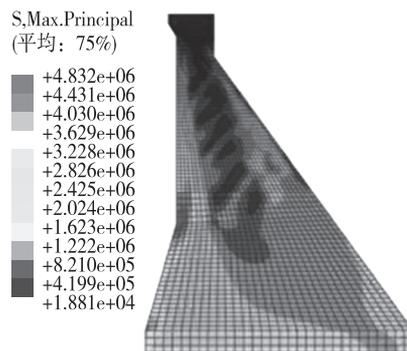
### 3 结果分析

#### 3.1 坝体 - 地基体系动力分析

坝体 - 地基体系中地基分别选用线弹性材料和非线性材料, 坝体采用损伤模型, 并且考虑了地基辐射阻尼的影响。图 5 为大坝顶部相对位移时程曲线; 图 6 为地震荷载下坝体最大主应力云图。由图 5 可知, 两种模型情况下的坝顶水平相对位移时程和竖向相对位移时程基本一致。由图 6 可知, 两种模型下坝体的应力分布区域大致相同, 基本都分布在坝踵、坝趾、上游折坡处, 坝顶下游折坡处以及下游斜坡中上部, 这些区域的应力值都大于混凝土的抗拉强度, 从而可以说明这些区域附近抗拉性能比较薄弱, 有可能会发生坝体的拉伸损伤破坏, 但是与线弹性地基相比, 这些区域在非线性地基中的应力值均有所减小, 因此可以得出地基采用非线性材料会更加安全。



(a)线弹性地基



(b)非线性地基

图 6 地震荷载下坝体最大主应力云图  
Fig.6 The maximum main stress of the dam under earthquake load

### 3.2 坝体-地基体系地震损伤分析

由于在位移时程曲线和最大主应力云图中不能确定坝体和地基产生损伤的区域、损伤演化扩展的过程以及损伤的程度,因此图7和图8给出了坝体-地基体系地震损伤扩展的描述,显示了坝体-地基体系损伤产生的初始位置和损伤程度。图7为地基采用线弹性材料时坝体的损伤演化,图8为地基采用非线性材料时坝体-地基体系的损伤演化。

由图7可以看出,在地震荷载作用下,坝体-地基体系在0.5 s左右进入损伤状态,此时地震损伤主要发生在坝踵和上游折坡处,随着地震荷载的持续,下游斜坡中上部逐渐产生向坝体内部扩展的损伤裂缝,并且坝趾处也出现地震损伤裂缝,在5.5 s时坝顶下游折坡处损伤裂缝贯穿坝体,直至地震动结束,地震损伤裂缝逐渐扩大,并且损伤也逐渐累积,此时坝体下游斜坡中上部出现6条地震损伤裂缝,其中最短的地震损伤裂缝为19.48 m,最长的地震损伤裂缝为42.92 m,其分析结果与徐金英<sup>[9]</sup>和王超<sup>[10]</sup>的分析结果大致相同,从而可以说明该损伤模型可以有效地描述坝体的地震损伤开裂。

由图8可知,在地基采用损伤模型时,坝体

的损伤开裂区域和扩展过程与图9的分析结果基本一致,但是坝体的损伤开裂程度比地基采用线弹性模型时要小,而且产生损伤的时间较晚,地震动结束以后,坝体下游中上部产生的损伤裂缝,最短为10.98 m,最长为40.24 m,且在3.5 s时,在坝趾处没有产生损伤裂缝,而是与坝趾相接处的地基产生损伤开裂,并随着地震动的持续,损伤裂缝逐渐向地基深度方向扩展,至地震动结束时,坝趾附近的地基损伤裂缝在深度方向大约扩展到23.35 m。

在图9中可以得出,在地基采用线弹性材料时,坝体-地基体系的损伤耗散能大约为70 kJ。在地基采用非线性材料时,坝体-地基体系产生的损伤耗散能约为200 kJ,远大于地基采用线弹性材料。在图10中可以得出,坝体在地震动持续0.5 s左右产生损伤耗散能,即坝体产生地震损伤,这与通过图7和图8来判断坝体进入地震损伤的时刻是大致相同的。地基采用线弹性材料时,坝体的损伤耗散能约为70 kJ,地基采用非线性材料时,坝体的损伤耗散能约为55 kJ。通过图9和图10可以知道,地基采用线性材料时,只有坝体产生损伤,而地基采用非线性材料时,地基也会产生损伤,使得坝体应力

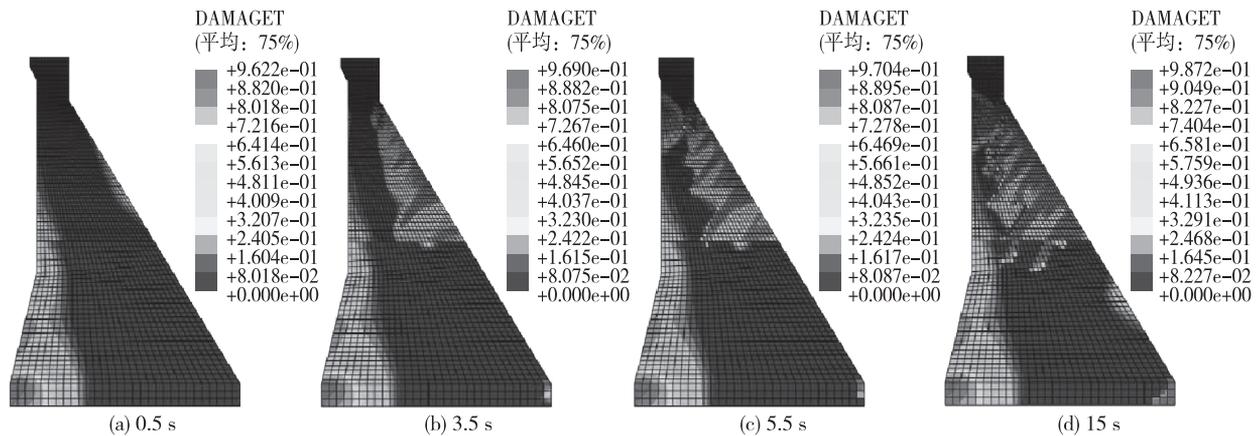


图7 地基采用线弹性模型时坝体的受拉损伤演化

Fig.7 Tensile damage evolution of the dam when the elastic model is used in the foundation

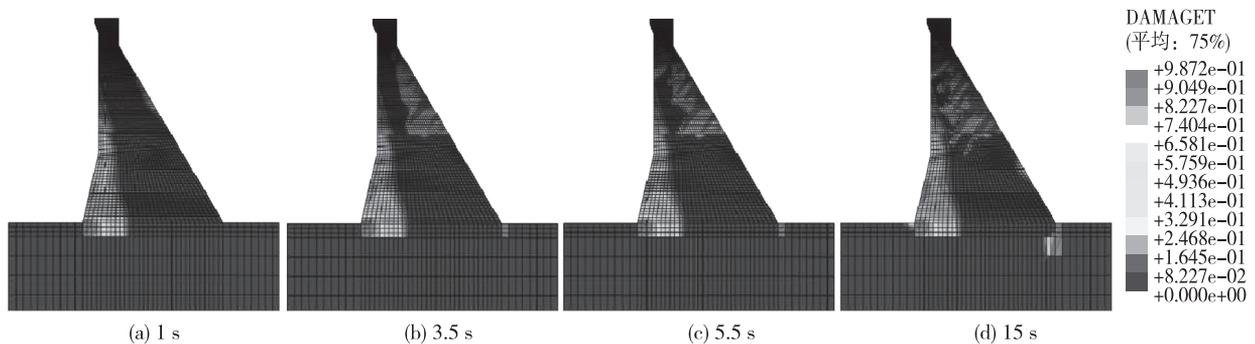


图8 地基采用损伤模型时坝体-地基体系的受拉损伤演化

Fig.8 Tensile damage evolution of the dam-foundation with damage model considered

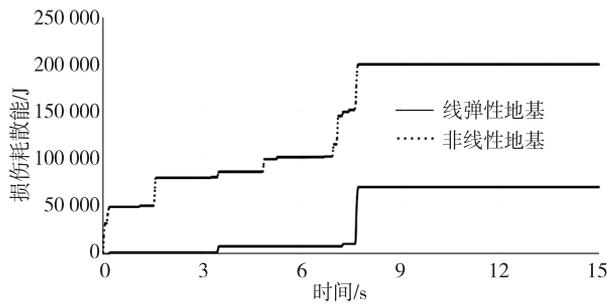


图9 坝体-地基体系的损伤耗散能

Fig.9 The damage dissipation energy of dam-foundation system

重新分布, 坝基交界处的应力集中释放, 导致坝基交界处不会产生地震损伤, 以及坝体的损伤范围大大减小, 从而使得坝体更加安全。

#### 4 结论

1) 地基岩体采用非线性材料时, 在与坝趾处相接的地基岩体发生损伤开裂, 使得坝体应力重新分布, 坝基交界处的应力集中释放, 导致坝基交界处不会产生地震损伤。

2) 地基岩体和坝体均采用非线性材料时, 坝体产生的地震损伤区域和损伤程度均有所减小, 使坝体更加安全, 其分析结果更接近实际震灾, 对水利工程的指导有一定的参考意义。

3) 本文中地基岩体受拉损伤曲线采用混凝土损伤曲线对应强度打折的方法来确定, 目前对地基岩体的损伤研究还处在探索阶段, 为了进一步描述地基非线性对结构损伤的影响, 应对地基的非线性进行深入研究。

#### 参考文献:

[1] 陈厚群, 郭胜山. 混凝土高坝-地基体系的地震损伤分析[J]. 水利学报, 2012, 43(Z1): 2-7.

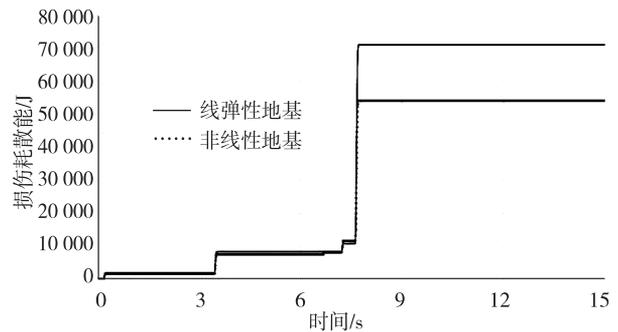


图10 坝体的损伤耗散能

Fig.10 The damage dissipation energy of dam

- [2] 郭胜山, 陈厚群, 李德玉, 等. 重力坝与坝基体系地震损伤破坏分析[J]. 水利学报, 2013, 44(11): 1352-1358.
- [3] 郭胜山. 基于并行计算的混凝土坝-地基体系地震损伤破坏过程机理和定量评价准则研究[D]. 北京: 中国水利水电科学研究院, 2013.
- [4] 张社荣, 黎曼, 王高辉, 等. 混凝土重力坝抗震破坏等级及安全评价方法[J]. 水电能源科学, 2013, 31(8): 84-88.
- [5] 李祥华. 基于钢筋混凝土结构损伤模型及地震损伤描述[D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2009.
- [6] 钟红, 李晓燕, 林皋. 基于破坏形态的重力坝地震易损性研究[J]. 大连理工大学学报, 2012, 51(1): 60-65.
- [7] 宋慧, 秦永涛, 张继勋. 黄金坪水电站调压室围岩稳定及衬砌结构分析[J]. 水力发电, 2016, 42(3): 35-38.
- [8] 刘亚琴, 赵兰浩, 钱文江. 沙牌水电站进水塔震损模拟分析[J]. 水利水电技术, 2015, 46(1): 30-33.
- [9] 徐金英, 李德玉, 涂劲, 等. 强震区碾压混凝土重力坝非线性地震响应分析[J]. 水电能源科学, 2014, 32(1): 66-69.
- [10] 王超, 张社荣. 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.

(责任编辑 王利君)