

# 强震作用下高拱坝损伤开裂研究

程 恒, 张燎军

( 河海大学水利水电学院, 南京 210098)

**摘 要:** 本文基于混凝土的力学特性, 建立能够反映混凝土动态情况的多轴损伤开裂模型。以等效三维一致粘弹性边界反映远域地基辐射阻尼效应, 采用 Mohr-Coulomb 材料模型模拟坝基裂隙岩体在地震作用下的力学行为, 运用非线性地震波动分析方法研究国内某拱坝在强震作用下的损伤开裂过程。通过对大坝的损伤程度以及坝体上、下游面的最大拉应力进行分析, 给出大坝的抗震薄弱部位, 并对其抗震安全性进行了评价。研究揭示拱坝动力损伤灾变机理, 为高拱坝抗震安全评价提供一种分析途径。

**关键词:** 水工结构; 损伤; 开裂; 拱坝; 强震; 非线性

中图分类号: TV312

文献标识码: A

## Study of damage and cracking in high arch dam subjected to strong earthquake

CHENG Heng, ZHANG LIAOJUN

( College of Water Conservancy and Hydropower, Hohai University, Nanjing 210098)

**Abstract:** A multi-axial damage and cracking model is developed to model the dynamic properties of concrete materials. In this model, Mohr-Coulomb model is used to simulate the dynamic behaviors of dam foundation rock mass under earthquake, with the effect of far-domain radiation damping modeled by a 3D consistent equivalent viscous-spring boundary. This model is applied to an arch dam subjected to strong earthquake, and its damage and cracking process are studied with a method of nonlinear seismic wave motion analysis. Through an analysis on damage extent and maximum tensile stress on its upstream and downstream surfaces, aseismic safety of the dam is evaluated, and the weak parts of the dam in terms of aseismic behaviors are determined. This study reveals a mechanism of dynamic damage and catastrophe, and would provide an analytical approach to aseismic safety analysis of high arch dam.

**Key words:** hydraulic structure; damage; cracking; arch dam; strong earthquake; nonlinearity

## 0 引言

目前,我国在水能资源集中的西部正修建一系列 300m 级的高坝,其中以拱坝居多。然而,西部又是我国主要的地震区,地震发生的强度和频度都相当高,高坝大库一旦发生地震灾变将对下游地区造成严重的次生灾害。因此,高坝大库在重大地震灾害中的抗震安全成为需要高度关注和亟待解决的关键技术性难题<sup>[1]</sup>。

混凝土作为一种准脆性复合材料,内部存在大量随机分布的微孔洞与微裂纹,损伤敏感性是其重要的力学属性。在外部荷载作用下,混凝土的破坏过程实际是内部随机分布的微裂纹不断扩展、汇合、最后形成宏观裂缝,从而导致材料强度、刚度等性能的劣化甚至失效破坏的过程。因此,采用损伤力学模型描述混凝土材料的非线性行为是较为合理的。考虑到塑性力学在处理不可恢复变形的先天优越性,国内外不少学者建立了基于损伤力学和塑性力学的耦合模型,并对混凝土大坝在地震作用下的损伤开裂进行研究,取得了一些有益的成果<sup>[2~7]</sup>。但是,混凝土材料的内部损伤不同于塑性力学基于的晶格滑移和变形,而且损伤与塑性耦合会导致模型复杂,求解困难。

实际上拱坝岩基存在一定随机分布的裂隙,由于岩体裂隙的抗拉能力很差,在地震作用下岩体裂隙可能会出

收稿日期: 2011-09-01

作者简介: 程恒(1982-),男,博士研究生, E-mail: chengheng1020@sina.com

现反复张合,从而对拱坝的地震响应产生影响。这种认识可以从1971年帕柯依玛拱坝经地震后的震后勘察中得到初步印证<sup>[1]</sup>。因此,在进行拱坝抗震安全评价时,应考虑坝基裂隙岩体的动力非线性行为。

针对上述问题,本文基于Lubliner与Lee等<sup>[4-5]</sup>提出的弹塑性损伤模型,采用文献[8]建议的不与塑性耦合、直接基于试验资料建立计入残余变形的损伤演化规律和力学模型的新思路,建立能够反映混凝土动态情况下的多轴损伤力学模型,并通过大型有限元程序ADINA进行二次开发,将该模型嵌入到该程序中。采用Mohr-Coulomb材料模型模拟坝基裂隙岩体在地震作用下的力学行为,从而反映其对拱坝地震反应的影响。引入等效三维一致粘弹性边界<sup>[9,10]</sup>反映无限地基辐射阻尼效应,将地震波由基岩输入,采用非线性地震波动分析方法对拱坝在强震作用下的损伤开裂过程进行数值模拟。

### 1 混凝土损伤力学模型

混凝土在较小荷载作用下表现为线弹性行为,随着应力水平的增加,材料会进入非线性阶段,当应力卸载至零时,会存在一部分不可恢复变形。本文结合试验资料建立了能够考虑残余变形的混凝土多轴损伤开裂模型,该模型可直接由试验资料反映残余应变对损伤的影响,避免了损伤与塑性的耦合,简化了计算,提高了效率。

对于混凝土材料,其总变形 $\epsilon$ 可分为可恢复的弹性变形 $\epsilon_e$ 和损伤引起的残余变形 $\epsilon_d$ ,即:

$$\epsilon = \epsilon_e + \epsilon_d \tag{1}$$

根据损伤力学中的应变等价原理,有效应力与真实应力的关系为:

$$\sigma = (1 - D) \bar{\sigma} = (1 - D) E_0 : (\epsilon - \epsilon_d) \tag{2}$$

其中 $\sigma$ 为真实应力张量; $\bar{\sigma}$ 为有效应力张量; $E_0$ 为材料的初始弹性刚度张量; $D$ 为损伤变量。

已有的混凝土试验表明,在应力空间内存在一个空间曲面决定混凝土损伤或失效的状态。为了能够描述混凝土在多轴应力条件下其受拉和受压时不同的强度演变,本文建议采用Lubliner<sup>[4]</sup>提出的,并经Lee和Fenves<sup>[5]</sup>修正的屈服准则作为混凝土的损伤准则,在有效应力空间内,损伤面的数学表达式为

$$F(\bar{\sigma}, \bar{\epsilon}_{t,d}, \bar{\epsilon}_{c,d}) = \frac{1}{1 - \alpha} (\alpha I_1 + \sqrt{3J_2} + \beta \langle \hat{\sigma}_{max} \rangle) - \bar{\sigma}_c(\bar{\epsilon}_{c,d}) \tag{3}$$

其中, $I_1 = \text{tr}(\bar{\sigma})$ ,即为有效应力第一主不变量; $J_2 = \frac{1}{2} \bar{S} : \bar{S}$ ,即为有效应力偏量第二主不变量; $\hat{\sigma}_{max}$ 为有效应力最大

代数特征值; $\langle \cdot \rangle$ 表示的含义为 $\langle x \rangle = \frac{(|x| + x)}{2}$ ;  $\alpha$ 为一无量纲材料常数,其值可由表达式 $\alpha = \frac{\sigma_{b0} - \sigma_{c0}}{2\sigma_{b0} - \sigma_{c0}}$ 确

定; $\sigma_{b0}$ 、 $\sigma_{c0}$ 分别为双轴受压和单轴受压时的初始屈服应力; $\beta = \frac{\bar{\sigma}_c(\bar{\epsilon}_{c,d})}{\bar{\sigma}_t(\bar{\epsilon}_{t,d})} (1 - \alpha) - (1 + \alpha)$ ,它反映损伤面的演

化; $\bar{\sigma}_c(\bar{\epsilon}_{c,d})$ 、 $\bar{\sigma}_t(\bar{\epsilon}_{t,d})$ 分别为与压、拉损伤应变相应有效压、拉黏聚应力。

混凝土在张拉荷载和受压荷载作用下的损伤状态是不同的,材料的刚度退化可分别采用两个互相独立的损伤变量进行描述,即拉伸损伤变量 $D_t$ 与压缩损伤变量 $D_c$ 。在单轴应力状态下,混凝土损伤演化方程为

$$D_k = 1 - \exp(-d_k \epsilon_{k,d}), (k \text{ 分别表示 } t \text{ 和 } c \text{ 的压、拉状态}) \tag{4}$$

混凝土在较小荷载下,认为应力-应变曲线为线性关系,随着荷载的不断增大,混凝土则发生损伤,应力-应变关系曲线为

$$\sigma_k = f_{k0} [(1 + a_k) \exp(-b_k \epsilon_{k,d}) - a_k \exp(-2b_k \epsilon_{k,d})] \tag{5}$$

利用式(4)、(5)可以确定材料损伤面的演化。另外,材料损伤释放的应变能可由断裂能表示为

$$\frac{G_k}{l_k} = \int_0^\infty \sigma_k d\epsilon_{k,d} \tag{6}$$

在上述各式中: $G_k$ 为单轴应力状态下的断裂能; $l_k$ 为断裂带宽度的特征长度; $f_{k0}$ 为混凝土的抗拉强度或抗压强度; $a_k$ 、 $b_k$ 、 $d_k$ 为材料系数,可由试验确定。

由于混凝土受拉和受压的损伤演化规律不同,材料在受拉损伤后再反向受压会导致其刚度的恢复。因此,混凝土的损伤演化方程可通过一个以有效主应力为自变量的权重因子表示。权重因子定义为

$$r(\hat{\sigma}) = \frac{\sum_{i=1}^3 \langle \hat{\sigma}_i \rangle}{\sum_{i=1}^3 |\hat{\sigma}_i|} \tag{7}$$

在多轴应力条件下, 损伤变量应体现弹模恢复的“单边效应”, 并能够同时描述材料的张拉损伤与受压损伤。刚度退化变量定义为

$$D = 1 - (1 - D_c)(1 - r(\hat{\sigma})D_t) \quad (8)$$

当材料发生损伤时, 根据混凝土材料单轴试验, 可求得其最大、最小主应变的损伤应变  $\hat{\varepsilon}_{d,max}$ 、 $\hat{\varepsilon}_{d,min}$ 。为了把单轴应力条件下的损伤演化方程扩展到多轴应力条件, 定义等效损伤应变, 其表达式为

$$\begin{cases} \tilde{\varepsilon}_{td} = r(\hat{\sigma})\hat{\varepsilon}_{d,max} \\ \tilde{\varepsilon}_{cd} = [1 - r(\hat{\sigma})](-\hat{\varepsilon}_{d,max}) \end{cases} \quad (9)$$

上述中只求出了主应变方向的损伤应变, 若要求出材料的六个应力分量, 还须得到各个应力分量方向的损伤应变。当材料发生损伤时, 在对某个损伤状态下, 假定损伤应变各分量间的比值与求得该主应变时的各分量比相同, 从而求出各应力分量方向的损伤应变。

## 2 考虑无限地基辐射阻尼效应的地震动输入

由于结构与无限地基间存在不能忽视的能量交换, 准确有效地模拟无限地基的辐射阻尼效应对拱坝的抗震安全评价至关重要。因此, 本文在进行拱坝地震反应分析时, 采用等效黏弹性边界单元考虑无限地基辐射阻尼效应。边界单元的材料参数如下<sup>[9]</sup>:

$$\tilde{G} = hK_{BT} = \alpha_T h \left( \frac{G}{R} \right) \quad (10)$$

$$\tilde{E} = \frac{hK_{BN}(1 + \tilde{\nu})(1 - 2\tilde{\nu})}{(1 - \tilde{\nu})} = \alpha_N h \left( \frac{G}{R} \right) \frac{(1 + \tilde{\nu})(1 - 2\tilde{\nu})}{(1 - \tilde{\nu})} \quad (11)$$

$$\tilde{\eta} = \left( \frac{\rho R}{3G} \right) \left( 2 \frac{c_s}{\alpha_T} + \frac{c_p}{\alpha_N} \right) \quad (12)$$

其中:  $h$  为等效边界单元的厚度;  $K_{BN}$ 、 $K_{BT}$  分别为黏弹性人工边界弹簧法向刚度与切向刚度;  $R$  表示散射波源至人工边界的距离;  $\rho$  和  $G$  分别表示介质的质量密度和剪切模量;  $\tilde{\nu}$  为等效三维一致黏弹性边界单元的等效泊松比;  $\alpha_T$  与  $\alpha_N$  分别为切向与法向弹性人工边界修正系数;  $c_s$  和  $c_p$  分别为 S 波和 P 波的波速。

在进行地震波动输入时, 设  $u_{bi}^f(t)$  为原连续介质边界结点  $b$  在  $i$  方向上的入射场或自由场;  $A$  为人工边界面上边界结点  $b$  的影响面积;  $\sigma_{bi}^f(t)$  为由边界入射场或自由场波动产生的应力场, 则在自由波场条件下边界结点  $b$  在  $i$  方向上所需要施加的荷载为<sup>[10]</sup>:

$$F_{bi}^f(t) = K_{bi} \cdot u_{bi}^f(t) + C_{bi} \cdot \dot{u}_{bi}^f(t) + \sigma_{bi}^f(t) \cdot A \quad (13)$$

其中:  $K_{bi}$ 、 $C_{bi}$  分别为边界结点  $b$  在  $i$  方向上的人工边界参数;  $\sigma_{bi}^f(t)$  可由广义胡克定律求出。

## 3 强震下高拱坝坝体损伤及应力分布规律

### 3.1 计算模型

本文尝试将所建立的损伤力学模型运用到拱坝地震反应分析中, 以国内某拱坝为例, 对强震下拱坝的损伤开裂过程进行了研究探讨。大坝为三心圆单曲碾压混凝土拱坝, 最大坝高 130m, 正常蓄水位为 1866m, 地基范围沿上下游方向各取 2 倍坝高, 沿左右岸及深度方向各取 1.5 倍坝高, 离散后的大坝整体有限元网格如图 1 所示。

由于坝基裂隙岩体较为复杂且岩体力学参数的确定较为困难, 初步采用 Mohr-Coulomb 材料模型对坝基裂隙岩体进行模拟。由于混凝土材料抗拉强度远低于其抗压强度, 材料的损伤主要是由拉伸引起的, 因此本文在对拱坝进行动力损伤开裂研究中只考虑混凝土的拉伸损伤。

坝体混凝土材料参数为: 弹性模量  $E = 23.4\text{GPa}$ , 泊松比  $\mu = 0.167$ , 密度  $\rho = 2400\text{kg/m}^3$ , 坝体阻尼比为 0.05, 混凝土抗拉强度

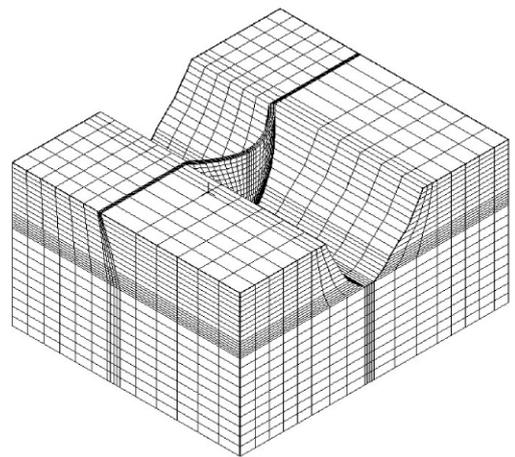


图 1 大坝整体有限元网格

Fig. 1 Full finite element model of the arch dam

$f_t = 3.25\text{MPa}$  ,抗压强度  $f_c = 25\text{MPa}$  ,断裂能  $G_f = 325\text{N/m}$  ,特征长度  $l_f$  取单元积分点区域体积的立方根。坝基岩体材料参数为:弹性模量  $E = 17.5\text{GPa}$  ,泊松比  $\mu = 0.23$  ,密度  $\rho = 2700\text{kg/m}^3$  ,摩擦角  $\varphi = 47.7^\circ$  ,凝聚力  $c = 1.1\text{MPa}$ 。

计算采用隐式迭代法,计算时步  $0.02\text{s}$  ,共历时  $43\text{s}$ 。拱坝动水压力采用附加质量模型进行模拟,阻尼采用 Rayleigh 阻尼,阻尼比取为  $0.05$ 。基岩水平加速度峰值为  $4.52\text{m/s}^2$  ,三条不同相位的时程曲线分别作为三个方向输入的地震动,竖向加速度取水平向的  $2/3$ 。时程曲线如图 2 所示。

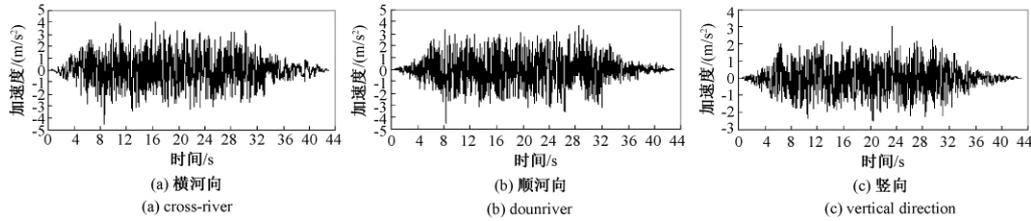


图 2 加速度时程曲线

Fig. 2 Acceleration time histories

### 3.2 坝体的损伤分布规律

通过损伤变量  $D$  表示坝体的损伤程度,当  $D = 0$  时,坝体未发生损伤,当  $D = 1$  时,坝体完全损伤破坏。静载阶段以及动载加载初期,坝体大部分区域受压,并未产生损伤。图 3 与图 4 分别给出在地震  $9\text{s}$  时和地震结束后坝体的损伤变量  $D$  的等值线分布图。从图 3 中可以看出,在地震作用  $9\text{s}$  时,上游坝面拱端中下部发生损伤,损伤最大值出现在右拱端的中部,为  $0.58$ ;下游坝面基本没有发生损伤,只有左拱端顶部有轻微损伤,最大损伤值为  $0.33$ 。随着地震时程的发展,坝体的损伤不断加剧,地震结束时,上游坝面拱端的损伤也扩展至坝体顶部,最大损伤值为  $0.73$ ,位于右拱端上部;下游坝面的损伤程度也进一步加剧,下游坝面中上部以及拱端上部均发生损伤,最大损伤值为  $0.66$ ,位于右拱端上部。

综上所述,坝体的上游面损伤程度较大,而下游面损伤程度轻微;坝基交界面的损伤较为严重,局部损伤值达到  $0.73$ ,可能会发生开裂,坝基交界面是大坝容易发生损伤的部位,应采取相应措施防止其损伤加剧从而导致局部破坏。

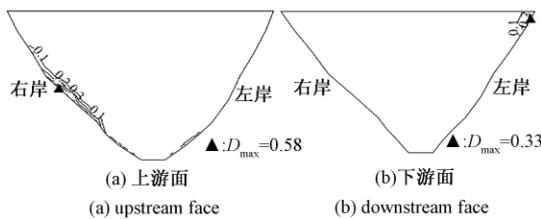


图 3 地震 9s 时坝体的损伤分布

Fig. 3 Damage distribution in 9sec of earthquake

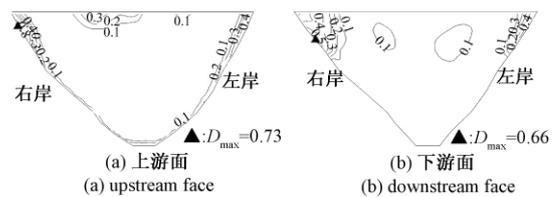


图 4 震后坝体的损伤分布

Fig. 4 Damage distribution of dam after the earthquake

### 3.3 坝面最大拉应力分布规律

上、下游坝面的最大拉应力等值线如图 5 所示。从图中可以看出,大坝拱端上游面以及中上部拱冠下游面附近有较大的拉应力,上游坝面最大拉应力值为  $3.21\text{MPa}$ ,位于右拱端下部;下游坝面最大拉应力为  $3.20\text{MPa}$ ,位于下游坝顶。坝面最大拉应力值均未超出混凝土的抗拉强度。另外,可以发现,坝体最大拉应力的分布与坝体的损伤分布并不完全一致,其原因主要是坝体的高拉应力部位的应力由于发生损伤而得以释放,从而使坝体的应力重新分布。

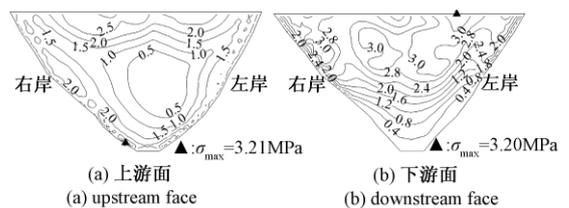


图 5 坝体最大拉应力等值线(单位:MPa)

Fig. 5 Contours of maximum tensile stresses of the dam

## 4 结论

基于本文建立的混凝土损伤力学模型,考虑坝基裂隙岩体在地震作用下的非线性力学行为以及无限地基辐射阻尼效应,对国内某拱坝在强震作用下的损伤开裂进行了研究探讨。计算表明,在强震作用下,拱坝震后整体

损伤程度并不严重,但坝基交界面的局部损伤达到0.73,可能发生开裂,应采取相应措施防止其损伤加剧从而导致局部破坏。此外,考虑到坝体混凝土材料的非线性,处于高拉应力区的坝体混凝土出现损伤,导致该处的应力释放,从而使得坝体应力重新分布,说明坝体混凝土材料的非线性会影响坝体应力的分布。本文建立的混凝土损伤力学模型能够较好地体现拱坝在地震过程中的损伤积累,通过损伤内变量可以清晰地给出拱坝损伤区分布以及抗震薄弱部位,为进行拱坝抗震安全评价提供理论分析方法。

#### 参考文献:

- [1] 陈厚群. 混凝土高坝强震震例分析和启迪 [J]. 水利学报, 2009, 40(1): 10~18.  
Chen Houqun. Analysis on damages of high concrete dams subjected to strong earthquake and lessons for learning [J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2009, 40(1): 10~18. (in Chinese)
- [2] Faria R, Oliver J, Cervera M. A strain-based plastic viscous-damage model for massive concrete structures [J]. International Journal of Solids Structures, 1998, 35(14): 1533~1558.
- [3] Valliappan S, Yazdchi M, Khalili N. Seismic analysis of arch dams—a continuum damage mechanics approach [J]. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 1999, (45): 1695~1724.
- [4] Lubliner J, Oliver J, Oller S, Onate E. A plastic-damage model for concrete [J]. International Journal of Solids and Structures, 1989, 25(3): 299~326.
- [5] Lee J, Fenves L G. Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures [J]. Journal of Structural Engineering, 2004, 130(12): 1997~2005.
- [6] 潘坚文, 王进廷, 张楚汉. 超强地震作用下拱坝的损伤开裂分析 [J]. 水利学报, 2007, 38(2): 143~149.  
PAN Jianwen, WANG Jinting, ZHANG Chuhan. Analysis of damage and cracking in arch dams subjected to extremely strong earthquake [J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2007, 38(2): 143~149. (in Chinese)
- [7] 杜荣强, 林皋, 陈士海, 等. 强地震作用下高拱坝的破坏分析 [J]. 水利学报, 2010, 41(5): 567~574.  
DU Rongqiang, LIN Gao, CHEN Shihai, et al. Failure analysis of high arch dam subjected to strong earthquake [J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2010, 41(5): 567~574. (in Chinese)
- [8] 陈厚群, 张艳红. 评判高混凝土坝地震灾变的关键问题探讨 [C]. //中国工程院 2010 流域水安全与重大工程安全高层论坛论文集, 2010: 182~187.  
CHEN Houqun, ZHANG Yanhong. On the key problem of evaluating the seismic catastrophe of high concrete dams [C]. //The Symposium of 2010 China Engineering Academy Security of Watershed and Major Engineering Forum [C]. 2010: 182~187. (in Chinese)
- [9] 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.  
GU Yin, LIU Jingbo, DU Yixin. 3D consistent viscous-spring artificial boundary and viscous-spring boundary element [J]. Engineering Mechanics, 2007, 24(12): 31~37. (in Chinese)
- [10] 程恒, 张燎军, 张汉云. 等效三维一致黏弹性边界单元及其在拱坝抗震分析中的应用 [J]. 水力发电学报, 2009, 28(5): 169~173.  
CHENG Heng, ZHANG Liaojun, ZHANG Hanyun. Application of 3D consistent equivalent viscous-spring boundary element to seismic analysis of arc dam [J]. Journal of Hydroelectric Engineering, 2009, 28(5): 169~173. (in Chinese)