

文章编号:1007-4708(2009)03-0347-06

大岗山高拱坝强地震作用下损伤破坏分析

杜荣强^{*1}, 林 皋², 章 青³, 陈士海¹, 李云锋¹, 王海超¹

(1. 山东科技大学 土木系, 青岛 266510; 2. 大连理工大学 土木水利学院, 大连 116023;

3. 河海大学 工程力学系, 南京 210098)

摘 要:采用连续损伤力学中能量等效原理和有效应力概念,将混凝土强度降低、刚度劣化即损伤作为不可逆内变量张量,并考虑应变率效应和多轴应力状态,建立率相关弹塑性损伤模型。应力本构积分采用返回映射法,给出了有限元程序主要功能流程。对强地震作用下大岗山高拱坝损伤和破坏情况进行数值模拟,评价其强震后的安全性。结果显示,大坝在强震后总体损伤不大,结构安全性较好,但应注意抗震薄弱部位;同时大坝不同部位率响应明显不同,对混凝土力学性能影响不容忽视。

关键词:高拱坝;地震;损伤破坏;率相关;弹塑性损伤;返回映射

中图分类号:O346.5;TU528.01

文献标识码:A

1 引 言

随着国民经济的发展,我国将在西部高烈度地震区建设一批 300 m 级世界超高拱坝,其中大岗山拱坝坝区地震基本烈度为 VIII 度,设计地震峰值加速度高达 0.5575 g,这已经大大超出现行《水工建筑物抗震设计规范》(DL5073-2000)覆盖的最高地震设防水平。在此环境下,大坝动力响应及其抗震安全成为工程设计的控制性关键问题,关系到下游广大地区工农业生产和人民生命财产的安全,须谨慎论证和考察其抗震安全性,这具有重要的经济和社会安全意义。

由于混凝土抗拉强度较小,结构应力随地震时间发展呈现动态波动,有的时刻可能超过混凝土的抗拉强度,引起混凝土局部开裂而引起结构应力重分布,而线弹性分析对此无法考虑。因此为准确模拟大坝的地震响应,必须使用非线性理论和模型,以便为进一步非线性安全评估提供理论基础,

这如近年使用的损伤力学理论。由于大坝动态响应中应力是一个波动量,且大坝处于多轴应力工作状态之下,多维破坏问题非常复杂,应力指标用于大坝安全判定时不够充分,因此需考察结构动态响应中能体现破坏积累发展的指标度量结构安全性。

损伤力学理论已证实可成功地模拟混凝土的非线性性状特别是应变软化阶段的性态。损伤指标本身包含累积概念,它采用宏观平均的方法,以一定的损伤量作为衡量介质的受损破坏程度,以材料单元损伤发展表示渐进破坏发展过程,可通过统计平均的方法获得整体损伤指标,用于结构的完整性评估和受损伤情况。国内外应用损伤力学理论进行大坝的部分研究如:陈健云等^[1],杜成斌^[2],张我华等^[3]和杜荣强^[4]等,以及 Ghrib 和 Tinawi^[5],Faria 等^[6],Valliappan^[7]等的研究。

上述模型考虑了混凝土的非线性变形机理,可在一定程度上模拟结构的渐进破坏过程,但目前国内外相关研究在模型方面还有待改进;因为在地震等动态作用下,还需考虑影响结构动态响应的重要因素:混凝土动态特性即率相关性,如 Nard^[8]指出“土木、水利工程结构的危险性分析和安全评价必须考虑混凝土的动态特性”。而在上述大坝非线性研究中,对混凝土率相关性方面的模拟不够深入。

为全面反映大坝在地震作用下的破损情况,本文利用可考虑混凝土软化的本构曲线建立能反映

收稿日期:2008-08-08;修改稿收到日期:2008-10-20.

基金项目:国家自然科学基金(90510018, 50679022, 50778107);国家重点基础研究发展计划资助课题(2007CB714104);山东科技大学春蕾计划(2008AZZ(107))资助项目.

作者简介:杜荣强^{*}(1973-),男,博士,副教授

(E-mail: sklongqd@yahoo.cn);

林 皋(1929-),男,教授,中科院院士;

章 青(1965-),男,博士,教授,博士生导师;

陈士海(1964-),男,博士,教授,博士生导师.

实际损伤耗散的各向异性弹塑性损伤模型,结合混凝土的率相关特性,建立混凝土动态损伤演化方程。动力作用下应力本构积分采用返回映射法,用损伤量这一表明材料或结构渐进破坏的指标,进行大坝损伤破坏分析和地震作用下的安全评价。

2 能量基率相关弹塑性损伤模型

2.1 混凝土率相关损伤公式

首先按照损伤力学弹性余能等效原理和有效应力概念,结合混凝土动态试验,建立率相关混凝土损伤模型。

弹性余能等效原理:在损伤状态下的真实应力与应变组成的弹性余能与未损伤状态下有效应力和有效应变对应的弹性余能相等。因此有:

$$\Phi^e(\sigma, \omega) = \sigma\epsilon/2 = \sigma^2/\tilde{E}/2 = \tilde{\Phi}^e(\tilde{\sigma}, 0) = \tilde{\sigma}\tilde{\epsilon}/2 = \tilde{\sigma}^2/E_0/2 \quad (1)$$

又损伤力学中有效应力表达为

$$\tilde{\sigma} = (1 - \omega)^{-1} \sigma \quad (2)$$

可得 $\sigma^2/\tilde{\sigma}^2 = \tilde{E}/E_0$

进一步得到损伤变量和变化了的弹性模量 $\tilde{E}$ 与初始弹性模量 E_0 之间的关系:

$$\omega = 1 - \sqrt{\tilde{E}/E_0} \quad (3)$$

动力情况下,根据动、静应力之间的参数关系,动态情况下弹性余能中应力和应变积有:

$$\sigma_d \epsilon_d = E_d \epsilon_d^2 = K_\sigma \sigma_s \epsilon_d \quad (4)$$

为能较好地反映混凝土实际损伤能量耗散,并推导率相关损伤演化方程,取静态下混凝土指数应变软化的应力 - 应变关系。表达为

$$\begin{cases} \sigma(\epsilon) = E\epsilon, & \epsilon \leq \epsilon_0 \\ \sigma(\epsilon) = f_t [2e^{-a(\epsilon-\epsilon_0)} - e^{-2a(\epsilon-\epsilon_0)}] & \epsilon_0 < \epsilon < \epsilon_{cr} \\ \sigma(\epsilon) = 0, & \epsilon_{cr} \leq \epsilon \end{cases} \quad (5)$$

可推导在动态情况下关系式:

$$K_\sigma \sigma_s \epsilon_d = K_\sigma \{ f_t [2e^{-a(\epsilon_s-\epsilon_s^0)} - e^{-2a(\epsilon_s-\epsilon_s^0)}] \} \epsilon_d = K_\sigma \{ E_{s0} \epsilon_s^0 [2e^{-a(\epsilon_s-\epsilon_s^0)} - e^{-2a(\epsilon_s-\epsilon_s^0)}] \} \epsilon_d \quad (6)$$

联立上两式可得

$$E_d/E_s^0 = \epsilon_s^0 K_\sigma [2e^{-a(\epsilon_d/K_\epsilon-\epsilon_s^0)} - e^{-2a(\epsilon_d/K_\epsilon-\epsilon_s^0)}] / \epsilon_d \quad (7)$$

并考虑到静、动应变关系 $\epsilon_d = K_\epsilon \epsilon_s$, 则上式可变化为

$$E_d/E_s^0 = \epsilon_s^0 K_\sigma [2e^{-a(\epsilon_d/K_\epsilon-\epsilon_s^0)} - e^{-2a(\epsilon_d/K_\epsilon-\epsilon_s^0)}] / \epsilon_d \quad (8)$$

按照关系式(3)得动态情况下损伤量:

$$\omega_d = 1 - \sqrt{E_d/E_s^0} \quad (9)$$

又可根据混凝土动态试验得到动、静弹性模量之间的拟合关系式:

$$E_d^0 = K_E E_s^0$$

所以

$$\omega_d = 1 - \sqrt{E_d/(K_E E_s^0)} \quad (10)$$

动态情况下损伤量可由当前的应变计算:

$$\omega_d = 1 - \sqrt{\epsilon_s^0 K_\sigma [2e^{-a(\epsilon_d/K_\epsilon-\epsilon_s^0)} - e^{-2a(\epsilon_d/K_\epsilon-\epsilon_s^0)}] / \epsilon_d K_E} \quad (11)$$

式中 K_E 取法参照文献[9]。

上述混凝土在拉伸和压缩下混凝土动强度提高可按照欧洲国际混凝土委员会(CEB)推荐公式^[9], 当 $\dot{\epsilon}_d \leq 30 \text{ s}^{-1}$ 时, 压、拉情况下动力强度放大系数:

$$f_c = f_{cs} (\dot{\epsilon}_d / \dot{\epsilon}_s)^{1.026\alpha}, \quad f_t = f_{ts} (\dot{\epsilon}_d / \dot{\epsilon}_s)^{1.016\delta} \quad (12)$$

$$\alpha = (5 + 9f_c/f_{cs})^{-1}, \quad \delta = (10 + 6f_c/f_{c0})^{-1} \quad (13)$$

$\dot{\epsilon}_s = 30 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}$ 为静态应变率, $\dot{\epsilon}_d$ 为动态应变率, f_{ts} 和 f_{cs} 分别是 $\dot{\epsilon}_s$ 下的混凝土拉、压强度, $f_{c0} = 10 \text{ MPa}$, f_t 和 f_c 分别是动拉、压强度。

从上述几个公式可见动、静强度之比实际是系数 K_σ , 结合混凝土单轴本构曲线, 可获得动态加载情况下的应力 - 应变关系。

2.2 建立各向异性损伤破坏的弹塑性损伤模型

文献[10]建立的混凝土多轴塑性破坏准则仅考虑了压缩破坏, 本文则结合混凝土的各向异性损伤和多轴损伤破坏特点, 建立了三个不仅能反映压缩塑性损伤软化破坏, 而且可反映拉伸损伤破坏的多轴损伤破坏准则, 破坏准则中使用有效应力和损伤量。

首先利用有效主应力判断拉压状态, 计算与损伤相关的有效应力, 按照文献[7]的表达, 真实应力和有效应力有如下变换:

$$\tilde{\sigma} = \mathbf{M}^{-1}(\omega) : \sigma \quad (14)$$

式中 σ 为真实应力, $\tilde{\sigma}$ 为相应的有效应力, 可用它求有效应力主应力, $\mathbf{M}^{-1}(\omega)$ 为损伤影响张量的逆^[7]。

其次利用有效应力主应力判断当前主轴的拉压状态, 因为混凝土的拉伸破坏比较常见且对结构

较不利,所以优先选用拉伸状态,如果主应力小于 0 则判断为压缩状态,否则为拉伸状态。

进而,可以建立相应的多轴损伤破坏准则。判断应力状态分别采用以下形式,具体表达可参见^[4]:

$$F = \{\bar{g}_1^i, \bar{g}_2^i, \bar{g}_3^i\}$$

(15)

式中

$$\bar{g}_i^j = \bar{g}_i(E_j^i, \hat{\epsilon}_{pi}^j, f_j^i(\omega_i)) = 0$$

$(i = 1 \sim 3), (j = t, c)$

(16)

当 $j = t$ 时, $\bar{g}_i^t = g_i^t$; 当 $j = c$ 时, $\bar{g}_i^c = g_i^c$ 。
式中 t 为拉伸, c 为压缩, ω_i 为主轴方向的损伤量, E_j^i 为对应主轴的拉伸下的 ($j = t$) 弹性模量或压缩下 ($j = c$) 弹性模量。简单起见,假定损伤破坏中泊松比不受影响。

这样就建立了考虑混凝土率相关特性和各向异性弹塑性损伤破坏准则的模型。模型可反映混凝土拉、压及组合应力状态下的不同破坏模式,混凝土动态抗强度的变化,混凝土三个应力主方向的破损,可计算混凝土材料动态下的劣化损伤。

3 应力本构积分返回映射算法步骤

返回映射算法多应用于塑性和粘塑性问题的应力本构积分求解,应用于动态加载下如地震作用引起结构应变率效应时也是有效的,本文采用此方法求解动应力和弹塑性损伤中的内变量(塑性、损伤)。在迭代规定次数内如果不收敛,可通过修正刚度矩阵促进收敛,其主要步骤如下:

- (1) 对时步循环,初步判断弹塑性损伤状态。

(2) 形成切线刚度矩阵。

(3) 假定结构动位移增量,初步预测应力。

(4) 按照弹塑性损伤破坏法则返回映射求解真实应力、动损伤和塑性内变量。

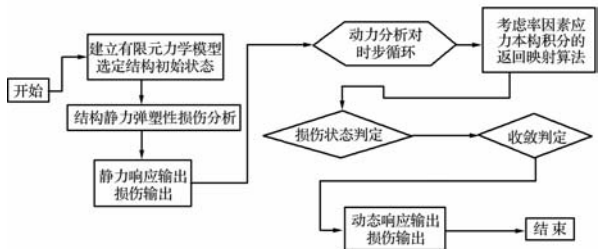


图 1 混凝土结构静、动力损伤分析框图

Fig. 1 Procedure of static and dynamic analysis for concrete structures

- (5) 修正结构动位移、应变。

(6) 求不平衡力。

(7) 返回迭代,并检查收敛;如收敛则更新内变量和应力,否则返回(3)。

(8) 时间步循环完毕则退出,否则返回(1)。

4 混凝土结构损伤分析框图

对混凝土结构静、动态损伤分析框图概括如图 1 所示。

5 算 例

采用文献[11] 的试验资料和分析算例,结构网格如图 2 所示,尺寸为 0.85 m × 0.3 m × 1.3 m (长 × 宽 × 高),材料参数为 $E = 2187.0 \text{ kN/cm}^2$, $\nu = 0.167$, $f_t = 0.226 \text{ kN/cm}^2$;实测破坏荷载为 740 kN。利用本文建立的模型进行有限元数值验证,得到在临界荷载作用下的荷载 - 位移曲线与文献[11] 的实测结果比较如图 3 所示,本文得到的结构损伤分布如图 4 所示。

由图 3 可见,利用本文模型获得的荷载 - 位移曲线与文献吻合较好,得到破坏荷载为 772.36 kN,较接近试验值。但文献分析结构临界破坏状态下最大损伤值不足 0.0003,这与实际破坏状态下的损伤量差别很大。本文分析临界破坏状态损伤最大达到 0.9928,这说明本文损伤破坏模型是有效的。

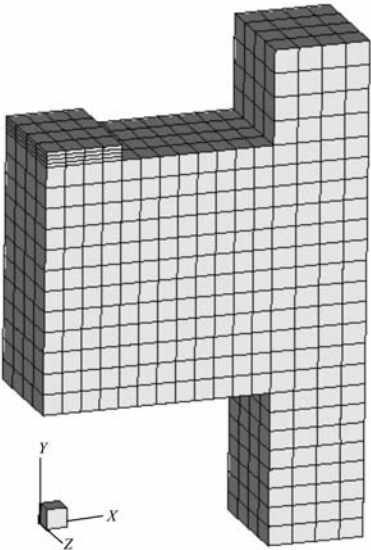


图 2 混凝土结构网格图

Fig. 2 Mesh for concrete console

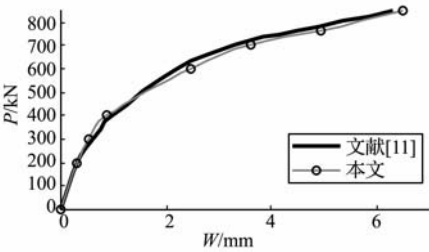


图 3 本文与文献[11] 计算荷载位移曲线比较
Fig. 3 Load-deflection curve for concrete console

6 大岗山高拱坝地震动损伤分析

大岗山水电站最大坝高为 210 m,坝区地震基本烈度为 VIII 度,其设防标准按相应于 100 年设计基准期超越概率为 2%(重现期 5000 年)的基岩水平加速度,其设计加速度水平向为 0.5575 g,竖向取水平方向的 2/3,正常蓄水位为 1130 m。混凝土计算参数为弹性模量 24 GPa,泊松比 0.17,混凝土容重 2400 kg/m³,C30 混凝土抗拉强度为 3.56 MPa,抗压强度为 19.18 MPa。

采用本文建立的模型,用归一化的 Koyna 地震波对拱坝分析(原时程曲线见图 5),得到在 0.5575 g

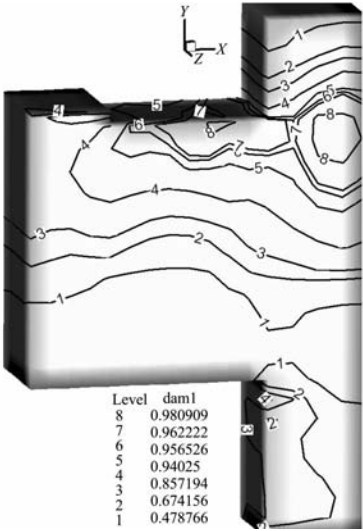


图 4 破坏损伤分布
Fig. 4 Damage pattern under critical load for concrete console
峰值地震加速度作用下的总损伤等值线分别如图 6 所示。

由图 6 损伤响应分布可见,在该强震作用下,坝体会产生一定损伤,损伤最大值在坝底坝基交接处为 0.8507;其次拱冠梁处损伤接近 0.6,向坝肩和坝腹部逐渐减小;下游面损伤较大处在坝顶部,

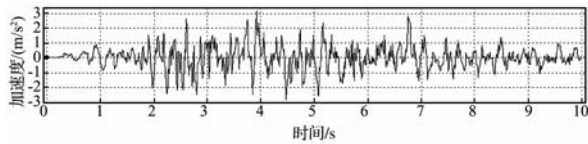


图 5(a) 顺河向地震加速度时程

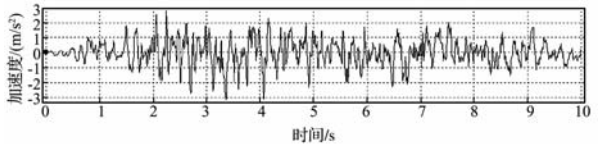
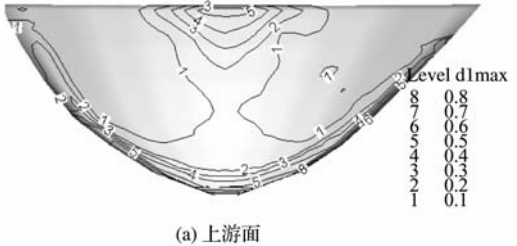


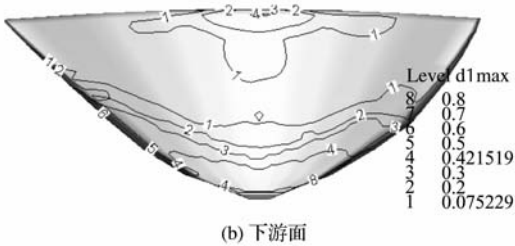
图 5(b) 横河向地震加速度时程

图 5 顺河向和横河向地震加速度时程

Fig. 5 Earthquake wave for direction in downstream and cross river



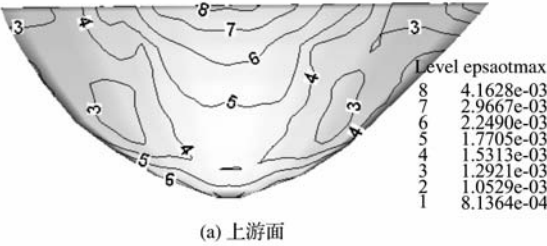
(a) 上游面



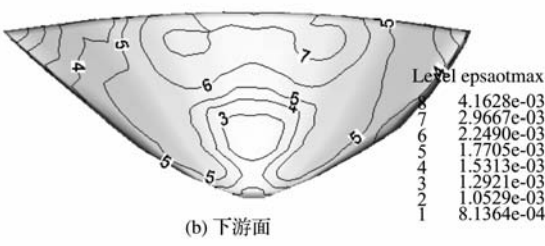
(b) 下游面

图 6 地震作用后拱坝整体损伤等值线

Fig. 6 Total damage patterns for Dagangshan arch dam after design earthquake



(a) 上游面



(b) 下游面

图 7 地震作用下拱坝最大等效应变率响应(单位:s)

Fig. 7 The maximum equivalent strain rate patterns for dagangshan arch dam under design earthquake(unit:s)

最大产生在坝底,中部高程以下有轻微损伤。通过进一步分析知大坝损伤主要是由于拉伸引起的,且大坝的上游面损伤程度较大一些,下游面则损伤轻微;坝基和坝顶拱冠梁处损伤较严重,将可能引起局部开裂,该处是大坝最易受损部位,应采取措施防止损伤加剧和局部破坏产生。

图7表达了地震过程中坝上、下游面等效应变率分布。总体上等效应变率量值从 7.6×10^{-4} 变化到 5.0×10^{-3} ,最大值在顶拱中部附近,坝底也有较大的等效应变率响应。上游面两侧坝肩和坝腹以下较大区域率响应较小,下游面除顶拱中部率响应较大外,稍下部位也有较明显的率响应。从率响应分布可见坝顶部分混凝土率效应最明显,对混凝土的动态性能影响最显著。

7 结 论

本文建立了考虑混凝土率相关、弹塑性损伤和不同拉压破坏准则的本构模型,通过算例验证了模型有效性。对高达210 m的大岗山高拱坝在强震作用下进行了损伤破坏分析,结果表明建立的模型可较好地模拟混凝土大坝的地震损伤响应。分析显示大坝震后损伤程度不重,大坝有较好的抗震安全性,且大坝的损伤主要是由于拉伸损伤引起的。损伤作为内变量,在地震作用过程中能体现结构破坏积累,可清晰地显示大岗山拱坝劣化严重区和抗震薄弱部位,可用来衡量结构的破坏程度,进而判断大坝的安全情况。这为混凝土大坝的抗震安全评价提供了一条较好的途径。

参考文献(References):

[1] 陈健云,林 皋,胡志强.考虑混凝土应变率变化的高拱坝非线性动力响应研究[J].计算力学学报,2004,21(1):45-49. (CHEN Jian-yun, LIN Gao, HU Zhi-qiang. Study on high arch dam with variation of strain rate for concrete [J]. *Journal of Computational Mechanics*, 2004,21(1):45-49(in Chinese))

[2] 杜成斌,苏擎柱.混凝土坝地震动力损伤分析[J].工程力学,2003,20(5):170-173. (DU Cheng-bin, SU Qing-zhu. Damage analysis for concrete dam under earthquake[J]. *Journal of Engineering Mechanics*,

2003,20(5):170-173. (in Chinese))

[3] 张我华,邱战洪,余功栓.地震荷载作用下坝及其岩石的脆性动力损伤分析[J].岩石力学与工程学报,2004,23(8):1311-1317. (ZHANG Wo-hua, QIU Zhan-hong, YU Gong-shuan. Brittle dynamic damage analysis for dam and foundation under earthquake [J]. *Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2004,23(8):1311-1317. (in Chinese))

[4] 杜荣强,林 皋.混凝土弹塑性损伤破坏模型及其应用[J].大连理工大学学报,2007,38(4):566-572. (DU Rong-qiang, LIN Gao. An anisotropic elastoplastic damage model for concrete with multiaxial damage failure criteria and its application to arch dam [J]. *Journal of Dalian University of Technology*, 2007,38(4):566-572. (in Chinese))

[5] GHRIB F, TINAWI R. Nonlinear behavior of concrete dams using damage mechanics[J]. *Journal of Engineering Mechanics*, 1995,121(4):513-526.

[6] FARIA R, OLIVER J, CERVERA M. Modeling material failure in concrete structures under cyclic actions[J]. *Journal of Structural Engineering*, 2004,130(12):1997-2005.

[7] VALLIAPPAN S, YAZDCHI M, KHALILI N. Seismic analysis of arch dams-a continuum damage mechanics approach[J]. *International Journal of Numerical Methods in Engineering*, 1999,45:1695-1724.

[8] NARD H, BAILLY P. Dynamic behavior of concrete; the structural effects on compressive strength increase[J]. *Mechanics Cohesive-Frictional Material*, 2000,5:491-510.

[9] CEB. Concrete structures under impact and impulsive loading[R]. Synthesis Report, Bulletin d'Information No. 187. Lausanne:ComiteEuro2 International du Béton,1988.

[10] PARK H. KIM J. Plasticity model using multiple failure criteria for concrete in compression[J]. *International Journal of Solids Structures*, 2005,42:2303-2322.

[11] TIKHOMIROV D, STEIN E. Finite element computations of anisotropic continuum damage in reinforced concrete[J]. *Computers and Structures*, 2001,79:2246-2260.

Damage and fracture analysis of Dagangshan arch dam under strong earthquake

DU Rong-qiang^{*1}, LIN Gao², ZHANG Qing³, CHEN Shi-hai¹,
LI Yun-feng¹, WANG Hai-chao¹

(1, Department of Civil Engineering, Shandong University of Science and Technology, Qingdao 266510, China;

2, School of Civil and Hydraulic Engineering, Dalian University of Science and Technology, Dalian 116023, China;

3, Department of Engineering Mechanics, Hohai University, Nanjing 210098, China)

Abstract: The theory of energy equivalence and effective stress concept are applied to analyze damage and fracture for Dagangshan high arch dam (210m) and its safety to resist strong earthquake. Damage is considered as irreversibly internal variable to deal with strength reduce and stiffness degradation for concrete under loading. Damage tensor including characteristic of rate-dependent of concrete and effect of multiaxial stress for structures is used to set up rate-dependent elasto-plastic damage model. Return mapping algorithm is selected to solve stress integral in constitutive equation. Main procedure for finite element program is presented. The dam is simulated numerically to analyze its damage and fracture and is evaluated from the view of safety to resist strong earthquake with peak earthquake acceleration of 0.5575g. The results show that the dam's damage is in low grade and is good in integer after strong earthquake. But some zones of the dam are weak to resist earthquake such as the joint of dam and foundation at the bottom and the top arch of the dam. Meanwhile, strain-rate response is different for each zone of the dam and should not be neglected to strength and deform of concrete.

Key words: high arch dam; earthquake; damage and fracture; rate-dependent; elastoplasodamage; return mapping