

DOI:10.3969/j.issn.1672-1144.2016.03.014

基于等效损伤单元模型的高混凝土坝损伤开裂演化分析

尹训强, 刘小蒙, 王桂萱

(大连大学 土木工程技术与开发中心, 辽宁 大连 116622)

摘要: 基于宏观均质假定考虑混凝土细观非均质性的影响, 推导了一种等效损伤单元, 该单元具有类似于普通有限单元的均质特性但尺寸处于相对高坝的细观层次, 采用最大拉应力与摩尔-库仑破坏准则作为损伤阈值, 并发展增量形式的动力非线性迭代算法为计算分析工具; 基于 ANSYS 平台, 以 UPFs 为二次开发工具, 在通用有限元软件中实现了考虑混凝土非均质特性的高坝损伤开裂演化模型的嵌入; 通过 Koyna 重力坝的典型损伤破坏形式验证了所开发计算模型的可靠性和良好的工程实用性, 并通过单元网格尺寸的优化分析, 提出了适用于工程应用的最佳方案。

关键词: 高混凝土坝; 损伤演化; 等效损伤单元法; ANSYS; UPFs

中图分类号: TV642.1

文献标识码: A

文章编号: 1672-1144(2016)03-0075-07

Damage Simulation of High Concrete Dams Based on Equivalent Damage Element Model

YIN Xunqiang, LIU Xiaomeng, WANG Guixuan

(Research and Development Center of Civil Engineering Technology, Dalian University, Dalian, Liaoning 116622, China)

Abstract: Based on the macroscopic homogeneous assumption, the dynamic performance of the high concrete dam can be simulated effectively by considering the influence of mesoscale heterogeneity of concrete, which can be implemented by finite element method. So it has great practical value that generalizes the method to engineering application. Firstly, ED element was used to disperse high concrete dam, and concrete heterogeneity characteristics were considered by adopting Weibull distribution of material parameters. Meanwhile, maximum tensile strain criterion and Mohr-Coulomb criterion were chosen as the damage threshold, and incremental dynamic nonlinear iterative algorithm was used as calculation and analysis tools. Secondly, a damage evolution model of high concrete dam was presented with considering the heterogeneity of concrete, which is based on UPFs for establishing the ED element within commercial finite element software ANSYS. Finally, to justify the applicability and correctness of the proposed method for engineering purpose, seismic response analysis of Koyna Gravity concrete dam was presented. In addition, the optimum design scheme was given through the optimization analysis of unit grid size.

Keywords: high concrete dams; damage evolution; equivalent damage element method; ANSYS; UPFs

在强震作用下, 大体积混凝土结构可能会发生损伤开裂行为, 对结构的安全性产生较大的影响, 特别是高混凝土坝, 由溃坝带来的后果将是灾难性的, 如印度的 Koyna 重力坝^[1]、伊朗的 Sefid Rud 支墩坝^[2]等。为了预防结构损伤带来的潜在风险, 此类

大型混凝土结构的抗震安全已受到了国家和社会的广泛关注^[3], 其中, 混凝土由于本身的复杂性及使用的广泛性, 其损伤开裂过程的模拟是一个重要问题。

在实际工程中, 为了方便应用往往将混凝土作为均质材料, 而不考虑其非均质性。近年来, 随着细

收稿日期: 2016-03-01

修稿日期: 2016-03-27

基金项目: 辽宁省教育厅一般项目“基于 DSSEM 的混凝土结构细观地震损伤开裂机理研究”(12014498)

作者简介: 尹训强(1986—), 男, 山东泰安人, 讲师, 博士, 主要从事结构动力分析研究。E-mail: lc-tm2008@163.com

观力学理论研究的不断深入和计算机硬件水平的持续提高,细观损伤力学模型作为研究岩土或混凝土等准脆性材料损伤发展行为的一个重要方向,已经受到许多研究者的重视,如 Bazant 等^[4]提出的随机骨料模型, Mahamed 等^[5]提出的 M-H 细观力学模型, Chiaia 等^[6]提出的格构模型,以及唐春安等^[7]成功应用于岩石破裂研究的随机力学特性模型。但这些模型的研究对象一般仅限于静载作用下的简单梁模型及混凝土试件,并且在细观层次上考虑混凝土是三相组成的复合材料。然而,在大体积混凝土结构的抗震分析研究中,往往将整个混凝土结构作为一个大的样本空间,若有限元离散单元的尺寸足够小,且相对结构而言处于相对细观层次时,可将单元与该样本空间中的样本点一一对应,然后通过某种随机分布规律来描述离散单元的力学特性,由此来表征混凝土结构的非均质性。基于此理论,钟红^[8]通过采用 Weibull 随机分布模型对拱坝结构损伤开裂的整个过程进行了模拟研究,并与实际振动台模型试验结果吻合良好。但为了考虑混凝土结构的非均质特性,若要利用此模型进行计算,离散单元的尺寸必须足够小,对于大型混凝土结构而言,计算能力是制约其工程应用的重要因素。此外,现有的大型通用有限元分析软件计算能力及前后处理功能都比较强大,对于日益复杂化的大型结构,可考虑将地震损伤分析功能模块嵌入其中,以提高计算效率,该方面的文献涉及较少^[9]。

针对以上问题,本文在混凝土材料宏观均质性假定的基础上,通过建立一种等效损伤单元模型,实现对强震作用下高混凝土坝损伤开裂行为的模拟,并采用材料参数的 Weibull 随机分布考虑损伤开裂演化中混凝土非均质特性的影响。

1 考虑混凝土非均质性影响的等效损伤单元法

为简化计算,考虑材料随机特性的等效损伤单元法不再区分混凝土中的三相组合,引入了概率统计理论,同时采用相对较为简单的屈服准则、损伤演化模型、材料本构关系来进行高混凝土坝体结构宏观非线性行为的模拟,并在数值求解中发展了增量形式的动力非线性迭代算法。

1.1 混凝土材料力学参数的随机分布模型

混凝土结构由于其内部微裂纹的存在而表现出一定的非均质特性,细观尺度上裂纹萌生扩展产生的损伤积累,最终导致宏观尺度上的开裂破坏行为。

为了描述其非均质性,如上所述,可将整个混凝土坝体看作是一个大的样本空间,采用等效损伤单元来进行坝体离散,假定单元本身是均匀的、连续的介质,但单元间的力学性质均存在差异,并服从 Weibull 概率统计分布规律:

$$f_u = \frac{m}{u_0} \left(\frac{u}{u_0}\right)^{m-1} \exp\left(-\frac{u}{u_0}\right)^m \quad (1)$$

式中: m 代表材料的均质度,可以表征结构材料强度的离散度,由式(1)不难看出, m 值越大,表示整体单元的强度越趋向于均匀; u 表示各单元给定的力学参数,如强度、弹性模量、泊松比等; u_0 是与样本空间内所有单元平均值相关的一个参数。

1.2 损伤演化模型与屈服准则

在本文的等效损伤单元法中,采用拉伸和压缩两种损伤演化模型来描述混凝土的本构关系及相应的破坏准则,即最大拉应变准则和摩尔-库仑准则。

初始损伤之前,假定各等效损伤单元的材料是无损、线弹性、各向同性的。单元的刚度随损伤过程不断减小,泊松比不受影响,受损材料的弹性模量如下:

$$E = (1 - D)E_0, \quad (0 \leq D \leq 1) \quad (2)$$

其中: E_0 代表单元的初始弹模; E 代表损伤后单元的弹模; D 是损伤变量,当 $D = 0$ 时,材料为无损损伤状态,当 $D = 1$ 时,材料为完全损伤状态。

如图 1 所示,为等效损伤单元的拉伸、压缩本构关系及对应的损伤演化模型。图中 f_{t0} 、 f_{c0} 和 f_{tr} 分别为单元材料的单轴抗拉强度、单轴抗压强度及抗拉残余强度; ϵ_{t0} 、 ϵ_{c0} 和 ϵ_{tr} 分别为单元应力达到 f_{t0} 、 f_{c0} 和 f_{tr} 时的应变值, ϵ_{t0} 是拉伸损伤阈值; ϵ_{cu} 和 ϵ_{tu} 分别表示单元完全丧失抗压和抗拉强度时的极限应变值。 η ($\eta \geq 1$)为残余应变系数,表达式为 $\eta = \epsilon_{tr}/\epsilon_{t0}$; λ ($0 \leq \lambda \leq 1$)为残余强度系数,表达式为 $\lambda = f_{tr}/f_{t0}$,此系数越大说明单元在损伤之后残余的抗拉强度越大。

值得注意的是,混凝土结构在承受外荷载时,材料本身的抗压强度较高,要远远大于其抗拉强度,鉴于剪切和拉伸损伤不会同时发生,因此,在对单元进行剪切损伤判断之前,要首先确定其并未发生拉伸损伤。此外,如上所述损伤演化的数值模拟过程中,混凝土结构中出现的微裂纹宽度就等同于完全损伤后单元的宽度,基于此假定,便可以较为容易地模拟混凝土结构内部微裂纹的萌生、扩展及最终贯通的整个过程。

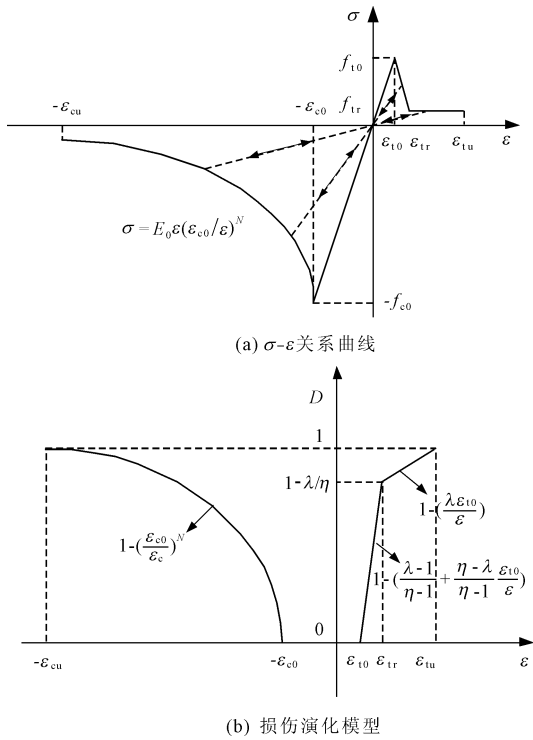


图 1 单元本构关系及损伤演化模型

1.3 动力非线性迭代算法

在外荷载作用下,当等效损伤单元达到损伤阈值(如 1.2 节所述)以后,单元的强度逐渐弱化,至最终破坏。针对这一非线性问题,为消除不平衡力的影响,采用增量形式的迭代算法来进行计算。考虑从时间 t 到 $t + \Delta t$ 的典型增量步中,结构单元 $t + \Delta t$ 时刻的运动方程如下:

$$[m]\{\ddot{u}\}_{t+\Delta t} + [c]\{\dot{u}\}_{t+\Delta t} + [k]_{t+\Delta t}\{u\}_{t+\Delta t} = \{f^a\}_{t+\Delta t} \quad (3)$$

式中: $[m]$ 、 $[c]$ 、 $[k]$ 分别为等效损伤单元的质量阵、阻尼阵以及刚度阵; $\{u\}$ 、 $\{\dot{u}\}$ 、 $\{\ddot{u}\}$ 分别是相应节点的位移、速度和加速度向量; $\{f^a\}$ 为外部荷载向量,包括地震荷载和外部静力荷载。如图 1(a) 所示,对等效损伤单元进行卸载和重复加载,单元损伤时,其弹性模量减小。因此,基于 Newmark- β 法,取 $\beta = 0.25$, $\gamma = 0.5$,修正后的 Newmark 假定的迭代形式如下:

$$\begin{aligned} \{u\}_{t+\Delta t}^i &= \{u\}_t + \{\Delta u\}^i \\ \{\dot{u}\}_{t+\Delta t}^i &= a_1\{\Delta u\}^i - a_4\{\dot{u}\}_t - a_5\{\ddot{u}\}_t \\ \{\ddot{u}\}_{t+\Delta t}^i &= a_0\{\Delta u\}^i - a_2\{\dot{u}\}_t - a_3\{\ddot{u}\}_t \end{aligned} \quad (4)$$

其中,上标“ i ”为当前迭代步,各系数如下:

$$\begin{aligned} a_0 &= \frac{1}{\beta\Delta t^2}; a_1 = \frac{\gamma}{\beta\Delta t}; a_2 = \frac{1}{\beta\Delta t}; \\ a_3 &= \frac{1}{2\beta} - 1; a_4 = \frac{\gamma}{\beta} - 1; a_5 = \frac{\Delta t}{2}(\frac{\gamma}{\beta} - 2); \end{aligned} \quad (5)$$

$$a_6 = \Delta t(1 - \gamma); a_7 = \gamma\Delta t$$

将式(4) 带入式(3) 的运动方程,可得如下迭代格式的等效运动方程:

$$[\bar{k}]_{t+\Delta t}^i\{\Delta u\}^i = \{f^a\}_{t+\Delta t} - \{\bar{f}\}_{t+\Delta t}^i \quad (6)$$

其中,

$$[\bar{k}]_{t+\Delta t}^i = a_0[m] + a_1[c]_{t+\Delta t}^i + [k]_{t+\Delta t}^i \quad (7)$$

$$\begin{aligned} \{\bar{f}\}_{t+\Delta t}^i &= \{f^{im}\}_{t+\Delta t}^i - [m](a_2\{\dot{u}\}_t + a_3\{\ddot{u}\}_t) - \\ & [c]_{t+\Delta t}^i(a_4\{\dot{u}\}_t + a_5\{\ddot{u}\}_t) \end{aligned} \quad (8)$$

式中: $[\bar{k}]$ 代表单元的等效刚度矩阵; $\{f^{im}\}$ 代表内部恢复力向量(由单元应力求解); $\{\bar{f}\}$ 代表单元的等效荷载向量。

需要说明的是,在计算过程中,某一荷载步内,结构的应力场及位移场是根据上一步损伤状态来求解的,若当前荷载步下仍有单元出现损伤,则需要在荷载条件不变的情况下,根据更新的单元刚度,进行重复计算,直到该条件下不再有新的损伤单元出现,且满足给定的收敛准则。

2 基于 ANSYS 平台的等效损伤单元法的嵌入

为考虑混凝土非均质特性的影响,等效损伤单元的材料力学参数通过随机分布来确定,且计算中使用的单元本构关系、屈服准则、迭代计算与 ANSYS 存在差异,使该方法无法在标准的通用有限元软件中实现,本文提出创建一种等效损伤单元,该单元形式是对已有等参元的继承和拓展。

2.1 等效损伤单元的二次开发

在 ANSYS 中建立用户自定义单元需利用接口子程序 UserElem.f 来实现单元级别的数据交互^[10]。在建立用户自定义单元时,材料属性、积分点个数等数据信息均可经该接口从标准数据库获得,进而,通过用户自编程序来计算单元矩阵(刚度、质量、阻尼)、等效节点力等,所得数据将被返回 ANSYS 标准数据库中。特别注意,UserElem.f 中使用的变量名必须与源代码一致,根据第 1 节所述的等效损伤单元的特性编制代码,在 ANSYS 中编译连接成功,即建立了用户自定义单元。

2.1.1 等效荷载修正

由于等效损伤单元与标准单元在迭代过程中存在差异(如图 2 所示),非线性方程(6)不能采用 ANSYS 中的一般求解方法(Newton-Raphson)来求解。图 2(a)为标准单元的迭代过程,等效抵抗力 $\{f^{im}\}$ 通过最后迭代步中的 $\{u^i\}$ 来计算,在迭代过程中实际

外力 $\{f^a\}$ 和 $\{f^{nr}\}$ 存在差异, 而图 2(b) 为等效损伤单元的迭代过程, 其外力为一常数。因此, 需要通过修改式(8)中所示的等效荷载, 来适应 ANSYS 内部的求解算法。在非线性动力分析中, Newton-Raphson 法采用 Newmark 假定, 迭代方程如下:

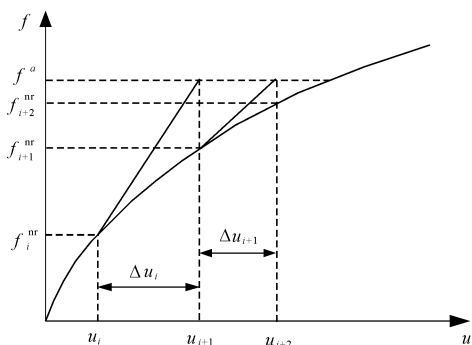
$$[\bar{k}]_{t+\Delta t}^i \{\Delta u\}_{t+\Delta t}^i = \{f^a\}_{t+\Delta t} - \{f^{nr}\}_{t+\Delta t}^i \quad (9)$$

其中, $[\bar{k}]$ 同式(6), 等效阻抗力 $\{f^{nr}\}$ 如下式:

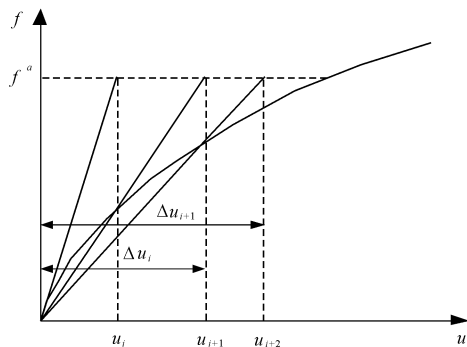
$$\begin{aligned} \{f^{nr}\}_{t+\Delta t}^i &= \{f^{int}\}_{t+\Delta t}^i + \\ &[m](a_0\{\Delta u\}_{t+\Delta t}^i - a_2\{\dot{u}\}_t - a_3\{\ddot{u}\}_t) + \\ &[c]_{t+\Delta t}^i(a_1\{\Delta u\}_{t+\Delta t}^i - a_4\{\dot{u}\}_t - a_5\{\ddot{u}\}_t) \end{aligned} \quad (10)$$

式中: $\{f^{int}\}$ 在子程序中确定, 而惯性力和阻尼力在标准 ANSYS 运行时考虑。如图 2 所示, 虽然在两个迭代过程中 $[\bar{k}]$ 和 $\{\Delta u\}$ 所代表的意义不同, 但两者的表达式是一致的。因此, 通过利用两个重要的位移向量—总位移 $\{u^t\}$ 和最后一迭代步的迭代位移 $\{\Delta u^i\}$, 将等效损伤单元的 $[\bar{k}]$ 和 $\{\Delta u\}$ 返回 ANSYS 数据库。式(8)中的等效荷载向量可修改为如下形式:

$$\begin{aligned} \{f^M\}_{t+\Delta t}^i &= \{f^{int}\}_{t+\Delta t}^i - [m](a_0(\{u^t\}_{t+\Delta t}^i - \{u^t\}_t) - \\ &a_2(\{\dot{u}\}_t - \{\dot{u}^a\}_t) - a_3(\{\ddot{u}\}_t - \{\ddot{u}^a\}_t)) - \\ &[c]_{t+\Delta t}^i(a_1(\{u^t\}_{t+\Delta t}^i - \{u^t\}_t) - a_4(\{\dot{u}\}_t - \\ &\{\dot{u}^a\}_t) - a_5(\{\ddot{u}\}_t - \{\ddot{u}^a\}_t)) \end{aligned} \quad (11)$$



(a) 标准单元



(b) 等效损伤单元

图 2 迭代求解过程

式(4)中 $\{\Delta u\}^i$ 改为 $\{\Delta u\}^{iu}$, 其中上标“a”表示上一荷载步的真实运动量。然而, 由于每一荷载步内的累积效应, $\{u^t\}$ 并非结构的实际响应, 实际响应为最后一迭代步中的 $\{\Delta u^i\}$ 。

2.1.2 用户子程序的编制

根据如前所述理论, 基于 ANSYS 平台建立等效损伤单元法的流程如图 3 所示, 用户子程序 UserElem.f 编制步骤如下:

(1) 从材料参数向量中分别提取模型参数 E 、 ν 、 f 以及 ρ , 他们分别为初始弹性模量、泊松比、抗拉(压)强度, 以及质量密度等;

(2) 若是首次进入等效损伤单元子程序, 则利用蒙特卡罗法生成材料参数随机数(服从 Weibull 分布), 结合式(1)概率密度分布函数, 生成最终的单元材料力学参数, 用数组存储, 并将其定义为全局变量(COMMON), 便于后续迭代调用, 进入(3), 否则, 直接获取上一迭代步的材料参数, 进入(3);

(3) 由式(9)计算总位移 $\{u^t\}$ 和最后一迭代步的迭代位移 $\{\Delta u^i\}$, 得到节点真实位移 $\{u\}_t + \{\Delta u\}^{iu}$, 由此计算得单元应变 ϵ ; 然后, 通过图 1 所示损伤演化模型计算损伤变量 D_i^i (拉损伤 D_k^i 或压损伤 D_c^i), 判断该单元的损伤状态, 若 D_i^i 大于 D_{il}^0 (上标“0”、“i”及下标“l”分别表示上一荷载步的最后迭代步、当前迭代步及当前荷载步), 则判定该单元此前发生过损伤, 进入(5), 否则, 判定该单元此前未发生过损伤, 进入(4);

(4) 根据(3)所求应变 ϵ , 首先, 检验单元是否发生了拉损伤, 若“是”, 则进入(6), 若“否”, 则检验是否为压损伤, 若“是”, 则进入(7), 若“否”, 则进入(8);

(5) 单元损伤类型的判断: 若为拉损伤, 则进入(6); 若为压损伤, 则进入(7);

(6) 计算对应 E (弱化后弹性模量)及 D_k^i (拉损伤变量), 进入(8);

(7) 计算对应 E 及 D_c^i (压损伤变量), 进入(8);

(8) 由式(9)计算单元的质量阵 $[m]$ 、刚度阵 $[k]$ 、阻尼阵 $[c]$, 及等效荷载向量 $\{f^M\}$ 。

等效损伤单元的建立是实现细观损伤演化模拟的重要环节, 其特点如下: ① 是实体(平面)等参单元的继承和拓展, 在首次进入单元时随机赋予材料参数, 能很好满足考虑混凝土的非均质特性影响; ② 单元本身的材料参数在计算过程中依据损伤演化模型进行弱化, 可方便模拟微裂缝的萌生、扩展和贯通。

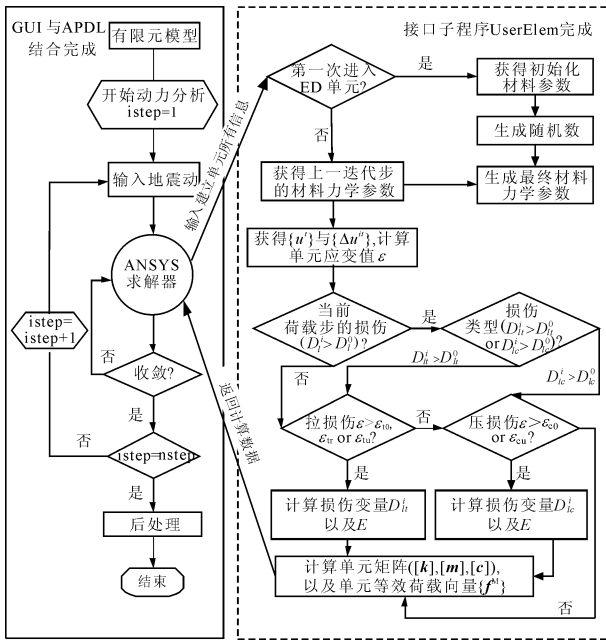


图 3 等效损伤单元法分析流程图

2.2 基于等效损伤单元法的细观损伤模型的建立

基于 ANSYS 平台,建立用于高混凝土坝损伤开裂演化模拟的等效损伤单元模型,关键技术包括两方面^[10-12]:①用户子程序的编制;②子程序同标准 ANSYS 主程序的编译连接。子程序编制主要利用有限元计算程序的特点及等效损伤单元法的优势;与标准程序的连接过程即用户自定义单元模块的嵌入过程,此时编译连接主要检测编程中出现的语法问题,编译连接成功之后,还应通过实例验证来保证计算结果的可靠性。

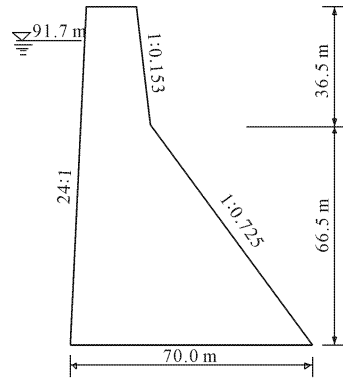
3 Koyna 重力坝的损伤演化分析

为验证本文所提出等效损伤单元法的有效性,以 1967 年遭受地震破坏的 Koyna 重力坝为例,对强震作用下,混凝土坝体的开裂机理及破坏形态进行了研究。另外,研究了离散单元尺寸对坝体损伤状态的影响,并给出了适用于大型工程结构的最优化尺寸。

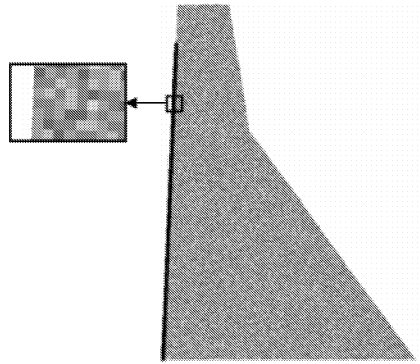
3.1 有限元模型及材料参数

在分析中采用的混凝土坝体的材料参数同其他研究者^[13-14]的数值类似:动抗拉强度 $f_t = 2.9$ MPa;泊松比 $\nu = 0.2$;质量密度 $\rho = 2\ 643$ kg/m³;动弹性模量 $E_0 = 31.0$ GPa。计算中使用的材料随机力学参数:抗拉强度均质度 $m = 2$;弹性模量均质度 $m = 2$,泊松比均质度为 $m = 100$ 。图 4(b)所示为服从 Weibull 分布后单元弹性模量的分布,大小通过颜色的深浅来代表,颜色越浅,单元的弹性模量越大,其

它参数取值见表 1。此外,不考虑大坝-地基的动力相互作用,假定地基为刚性,坝体采用 Rayleigh 阻尼,阻尼比取为 5%。



(a) 几何模型



(b) 有限元模型

图 4 计算中使用的几何及有限元模型

表 1 本构关系参数

本构关系	η	N	ξ	λ
拉伸	2		10	0.05
压缩		4	100	0.20

3.2 荷载条件

计算中考虑的静力荷载包括上游面的静水压力及坝体自重,动力荷载包括地震荷载及动水压力。Koyna 地震的水平向和竖向地震波记录如图 5 所示,峰值加速度:水平向 0.474g,竖向 0.312g;在 ANSYS 中进行分析计算时,由 Mass21 质量单元来模拟坝体承受的动水压力,大小则通过 Westergaard 公式计算(如图 5(b)所示)。

3.3 大坝的地震损伤演化过程

为了描述在地震激励下混凝土坝体微裂纹萌生、扩展,宏观裂缝的形成,至最终贯通破坏,在此选择 2.60 s,4.26 s,4.80 s 及 5.00 s 四个典型的时间点来展现整个损伤演化过程,如图 6 所示,同时给出

了四个时间点坝体的主拉应力分布。

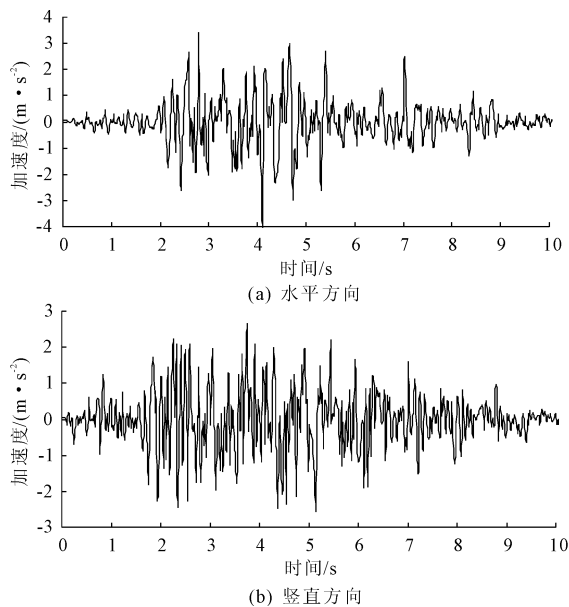


图 5 Koyna 地震波记录

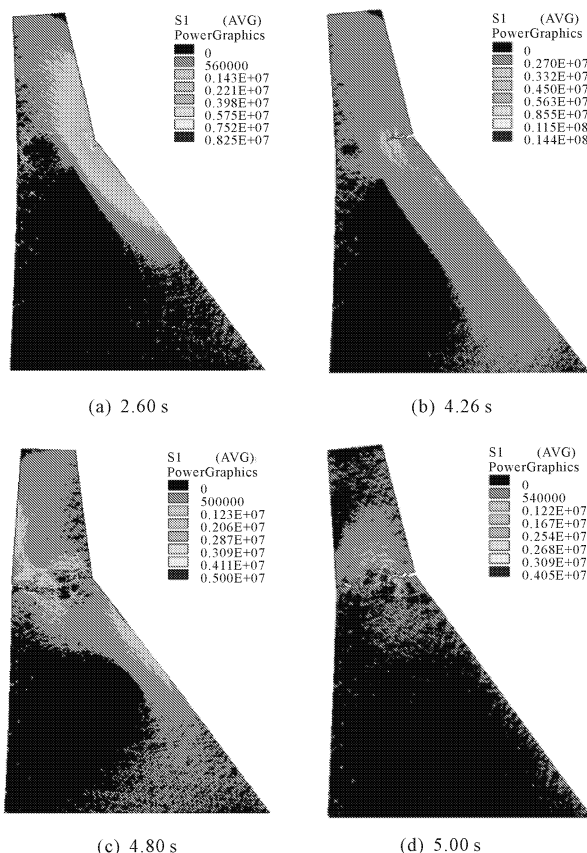


图 6 坝体损伤演化过程及对应的主拉应力分布图

坝体损伤演化过程分析:在初始应力状态(静力荷载)的基础上,地震荷载作用初始的 2 s ~ 3 s 内,只有少数的单元损伤,并未形成可见裂缝,但有拉应力集中区域出现在坝头下游面的折坡处;随着时间

的增加,由于折坡处拉应力逐渐增大,并超过了混凝土的抗拉强度,坝体下游面的折坡处有明显的裂缝,高拉应力区向坝体的内部发展(4.26 s);随着继续震动,在上游面开始出现裂缝(4.80 s),这是由于下游面裂缝的出现导致应力重分布,应力集中区向上游转移;最后,随着上、下游坝面已有裂缝尖端应力的不断增大,裂缝继续向内部发展,直至最终贯通坝体。同时,坝踵出现局部损伤。

由此可以得:受强震激励, Koyna 大坝坝头折坡处产生了水平向裂缝,该裂缝贯穿坝体,并且在坝踵也出现了局部损伤破坏,该结论与大坝震害研究调查结果及其他研究者^[15-16]的研究成果基本一致。

3.4 等效损伤单元尺寸的影响

本文所提出的等效损伤单元法,主要通过限制单元的尺寸,来保证混凝土结构本身的非均质性,这就要求样本点的数量足够多,且单元的尺寸足够小,即单元的尺寸相对于结构本身处于细观层次。为了具体研究单元尺寸对坝体最终破坏形态的影响,在计算条件相同的情况下,选取不同宽度的网格(0.1 m、0.3 m、0.5 m、0.8 m、1.0 m、2.0 m),分别对大坝进行动力分析,对比分析结果(坝体最终破坏形态)如图 7 所示。

如图 7 所示,由于离散单元的宽度不同,最终坝体的裂缝宽度也不尽相同,但坝体的最终破坏形态基本一致。此外,由于假定单元本身是均质连续的,过大的单元尺寸会导致样本点的减少,引起随机分布的不合理性,不能较为真实的反映混凝土结构本身的非均质特性,如图 7 主要体现在局部损伤区域减少。不难得出,较小的单元尺寸可以更好地表征混凝土结构的非均质性,但单元尺寸过小又会产生较大的计算量,因此,根据实际工程,确定适合的单元尺寸显得尤为重要。从上述计算结果不难得出,在工程实际中,对于 100 m 级的大体积混凝土结构,0.5 m × 0.5 m 大小的离散网格是较为合适的。另外,可以在潜在的应力集中部位采用细网格剖分,在满足模拟混凝土非均质性的要求的同时,亦可提高计算效率。

4 结 论

(1) 基于宏观均质假定并采用材料参数的随机分布来考虑混凝土的非均质性,可对外荷载作用下高混凝土坝的损伤演化进行有效地模拟,且具有较高的计算效率及精度。

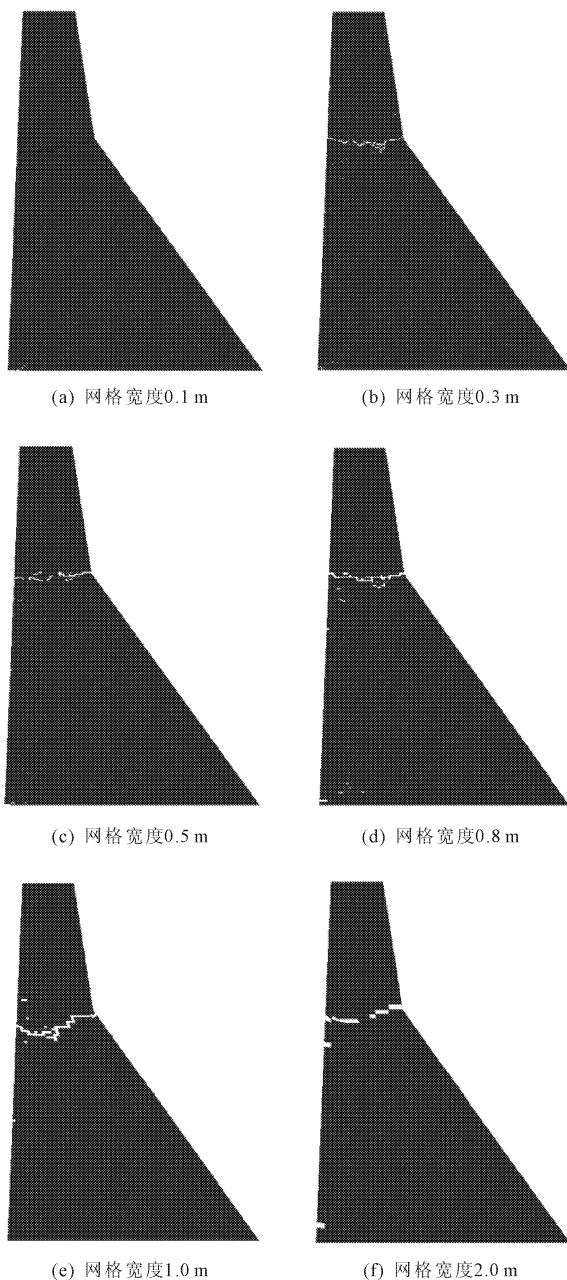


图7 不同单元尺寸下坝体的破坏形态

(2) 分析了不同有限元离散网格尺寸对坝体最终破坏形态的影响,得出在实际工程中相对于 100 m 级的高混凝土坝体较为适宜的网格尺寸(0.5 m × 0.5 m),可为开展高混凝土坝的抗震安全分析以及地震超载能力分析的参数选择提供依据。

参考文献:

[1] 李晓燕,钟红,林皋.地震作用下混凝土重力坝破坏过程与破坏形态数值仿真[J].水利学报,2011,42(10):1209-1217.

[2] Wieland M, Brenner R P, Sommer P. Earthquake resiliency of large concrete dams: Damage, repair and strengthening concepts. In: International Commission on Large Dams[C]// Proceedings of 21st Congress of ICLD, Montreal, 2003.

[3] 路璐,李兴贵.大体积混凝土裂缝控制的研究与进展[J].水利与建筑工程学报,2012,10(1):146-150.

[4] Bazant Z P, Tabbara M R, Kazemi M T, et al. Random particle models for fracture of aggregate or fiber composites[J]. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 1990, 116(8): 1686-1705.

[5] Mohamed A R, Hansen W. Micromechanical modeling of concrete response under static loading: Part I: Model development and validation[J]. ACI Materials Journal, 1999, 96(2):196-203.

[6] Chiaia B, Vervuurt A, Van Mier J G M. Lattice model evaluation of progressive failure in disordered particle composites[J]. Engineering Fracture Mechanics, 1997, 57(2/3):301-309.

[7] 唐春安,朱万成.混凝土损伤与断裂-数值试验[M].北京:科学出版社,2003:45-57.

[8] 钟红.高拱坝地震损伤开裂的大型数值模拟[D].大连:大连理工大学,2008:82-89.

[9] 吴业飞,马海霞.基于 ANSYS 的土石坝应力变形有限元分析[J].水利与建筑工程学报,2010,8(4):209-212.

[10] ANSYS Incorporated. Programmer's manual for ANSYS [M]. Canonsburg, USA: ANSYS, Incorporated, 2007: 101-180.

[11] 尹训强,李建波,林皋,等.基于 ANSYS 平台的阻尼溶剂抽取法及其工程应用[J].工程力学,2013,30(3):98-105.

[12] 尹训强,李建波,林皋.基于 UPFs 的三维紧支粘弹性边界单元[J].世界地震工程,2012,28(3):95-100.

[13] Zhong Hong, Lin Gao, Li Xiaoyan. Seismic failure modeling of concrete dams considering heterogeneity of concrete [J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2011, 31(12):1678-1689.

[14] 唐欣薇,周元德,张楚汉.基于细观损伤力学模型的混凝土坝抗震分析[J].水力发电学报,2013,32(2):195-200.

[15] Lee J, Fenves G L. A plastic-damage concrete model for earthquake analysis of dams[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1998, 27(9):937-956.

[16] Karaton M, Calayir Y. Seismic fracture analysis of concrete gravity dams including dam-reservoir interaction[J]. Computer and Structures, 2005, 83(19/20):1595-1606.