

拱坝-无限地基系统非线性地震超载分析

钟 红^{*1,2}, 林 皋^{1,2}, 李红军³

(1. 大连理工大学 海岸和近海工程国家重点实验室, 辽宁 大连 116024;
2. 大连理工大学 建设工程学部, 辽宁 大连 116024;
3. 中国水利水电科学研究院, 北京 100048)

摘要: 汶川地震的经验表明, 高拱坝可能遭受远超其设计烈度的强地震作用, 研究拱坝的地震损伤破坏情况, 探究其地震超载潜力, 对于防止发生严重的地震灾变具有重要意义. 在拱坝的动力分析中, 采用宏观均质假定基础上考虑混凝土细观非均匀性影响的地震损伤破坏模型, 以及基于阻尼溶剂抽取法的拱坝-地基动力相互作用模型以考虑无限地基辐射阻尼的影响, 研究了拱坝在不同地震超载水平下的损伤破坏情况. 结果表明, 算例采用的拱坝在1倍和2倍设计地震动作用下损伤程度很轻; 在3倍地震动作用下出现较多微裂纹, 但并未聚集贯通形成宏观裂缝, 从而保持了坝体的整体性和蓄水功能. 由于在3倍设计地震动以内非线性程度都不严重, 应力分布和坝顶加速度时程都表现出一致的趋势和形态. 总的来说, 该坝具有良好的地震超载能力.

关键词: 拱坝; 地震; 无限地基; 损伤; 超载分析

中图分类号: TV312 **文献标志码:** A

0 引 言

我国的高坝基本上集中于水力资源丰富的西南地区. 该地区地震活动频繁, 发震强度高, 大坝的抗震安全是设计中需要解决的关键技术问题之一. 汶川大地震中, 震中附近的紫坪铺面板坝遭受了局部震损, 但未影响整体稳定和蓄水功能. 沙牌拱坝处于满库状态, 震后大坝仍正常挡水, 两岸坝头完整, 下游的山体也没有发生严重滑坡, 但由于引水管破裂, 厂房被淹. 从整体安全来看, 沙牌拱坝承受住了强震的考验. 沙牌拱坝的设计地震加速度仅为 $0.1g$, 但实际经受的地震烈度达到Ⅸ度以上. 这一方面说明严格按照正常的勘测—设计—施工—管理程序修建和管理的大坝具有一定的地震安全裕度; 从另一个角度来看, 高坝的设计地震加速度由地震危险性分析的成果提供^[1], 但实际上地震的不确定性很强, 正如Ⅶ度区的汶川

可能遭遇到Ⅹ~Ⅺ度的地震作用一样, 应考虑大坝在超强地震作用下的安全. 确保大坝在地震超载情况下不发生溃坝的严重后果是一个极其重要的课题. 沙牌拱坝和紫坪铺面板坝经受住了强震的考验, 那么在金沙江、澜沧江、怒江、大渡河、雅砻江上修建的一系列 200~300 m 级高坝何去何从, 这是工程界和学术界共同关心的重大问题.

拱坝的超载能力强、工程材料节省, 是西部地区广泛采用的坝型之一. 拱坝动力分析中的关键技术问题主要包括横缝接触非线性、大坝-库水-地基相互作用、混凝土材料非线性、混凝土材料动态特性、地震动不均匀输入等. 振动台模型试验由于受到试验条件、模型材料、相似关系以及试验成本等各方面的限制, 对拱坝的抗震能力进行全方位的模拟不太现实. 相比之下, 数值模拟可以避免模型试验中的诸多限制, 同时考虑多方面因素的影响, 随着计算机技术的发展, 数值模拟在拱坝地

收稿日期: 2008-12-11; 修回日期: 2010-12-01.

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(90510018, 51009019, 90915009); “九七三”国家高技术研究发展计划资助项目(2007CB714107).

作者简介: 钟 红*(1981-), 女, 博士, 讲师, E-mail: hzhong@dlut.edu.cn; 林 皋(1929-), 男, 教授, 博士生导师, 中国科学院院士.

震安全评价中发挥了越来越重要的作用。目前就混凝土材料非线性分析而言,弹塑性模型、损伤力学模型以及基于断裂力学概念的弥散裂缝模型都有一定的应用。但在这些工作中,对于地基部分往往采用简化的无质量地基模型。由于计算量以及非线性迭代收敛性等原因,同时考虑混凝土非线性和无限地基辐射阻尼的工作尚属少见。事实上,强震作用下混凝土的非线性导致应力重分布,而辐射阻尼可消散系统的震动能量,两者的耦合分析对全面评价拱坝的抗震性能是相当有意义的。

目前关于大型结构与无限地基动力相互作用计算比较成功运用的模型方法有透射边界等人工边界方法以及无穷元法、无限边界元法、比例边界元法等。这些方法都有各自的特点,但也存在一定的局限性。Wolf 等提出的阻尼溶剂抽取法^[2](damping solvent extraction method),不需引入复杂的特征函数或外边界条件,对无限域辐射条件的模拟隐含于较完备的计算公式中,结合子结构法可以方便地考虑结构的非线性特征。同时,该方法避免了费时费力的卷积积分,只需简单代数运算即可实现。基于阻尼溶剂抽取法的相互作用时域模型^[3,4],在继承了该方法诸多优点的基础上,通过对算法和矩阵存储等进行改进,适于求解大规模问题,在工程实践中获得了良好的效果。

混凝土是一种人工复合材料,其力学性质异常复杂,导致对混凝土结构的数值模拟方法多元化。根据不同的研究侧重点,学者们提出了多种计算模型,包括塑性力学模型、断裂力学模型^[5]、损伤力学模型^[6]等。这些模型往往从混凝土复杂的宏观非线性现象出发,采用较复杂的数学物理模型来拟合。事实上,混凝土作为一种多相复合材料,其细观尺度上的性质与宏观性质并不相同。近年来,通过对混凝土各相进行建模,考虑其细观不均匀性来研究混凝土破坏机理的工作日益热门,获得了一些新的认识^[7-9]。对于拱坝这种大体积结构,本文采用材料参数随机分布的办法近似考虑混凝土细观非均匀性的影响,提出拱坝地震损伤破坏模型^[10]。该模型用连续介质的数学处理方法模拟拱坝从连续到不连续的过程,以利大规模

工程应用。

大岗山拱坝高 210 m,设计地震加速度 0.557 5g,在我国拱坝抗震史上是创记录的水平,确保大坝的抗震安全、严防发生严重的地震灾变极其重要。本文采用基于阻尼溶剂抽取法的结构-地基相互作用时域模型,以及考虑混凝土细观非均匀性的损伤模型对该坝进行地震损伤破坏超载分析,为研究拱坝的地震超载能力提供有益的借鉴。

1 基于阻尼溶剂抽取法的结构-地基相互作用时域模型

阻尼溶剂抽取法^[6]的基本思想是在结构近场截取有限域以反映无限域的影响。其特点是在有限域中施加较大的人工阻尼来削弱波动能量,使得反射波在返回到交界面以前被消耗掉(图1)。从而可认为人工阻尼有限域与虚拟的同样范围的人工阻尼无限域在交界面处的动刚度阵及其对频率的一阶导数基本等价,然后通过泰勒级数展开移频抽取掉人工阻尼的影响就可以近似获得原真实无限域地基在交界面处的动刚度,其最终的时域表达式如下:

$$\mathbf{S}^\infty(t) = (1 + \zeta t) \mathbf{S}_\zeta(t) \quad (1)$$

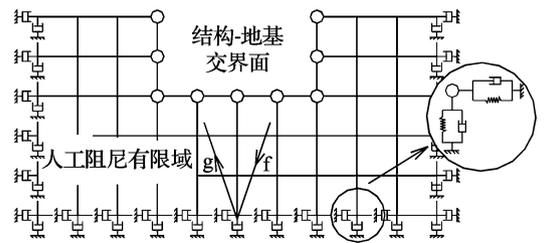


图1 人工阻尼有限域离散模型

Fig.1 Finite-element discretization model of the artificially damped bounded domain

利用 Duhammel 公式,交界面处的作用力为

$$\begin{aligned} \mathbf{R}(t) &= \int_0^t \mathbf{S}^\infty(t - \tau) \mathbf{u}(\tau) d\tau = \\ &= (1 + \zeta t) \int_0^t \mathbf{S}_\zeta(t - \tau) \mathbf{u}(\tau) d\tau - \\ &= \zeta \int_0^t \mathbf{S}_\zeta(t - \tau) \tau \mathbf{u}(\tau) d\tau = \\ &= (1 + \zeta) \mathbf{R}_\zeta(t) - \zeta \mathbf{R}_{\zeta'}(t) \end{aligned} \quad (2a)$$

其中

$$\mathbf{R}_\zeta(t) = \int_0^t \mathbf{S}_\zeta(t-\tau)\mathbf{u}(\tau)d\tau \quad (2b)$$

$$\mathbf{R}_{\zeta_r}(t) = \int_0^t \mathbf{S}_{\zeta_r}(t-\tau)\mathbf{u}_r(\tau)d\tau \quad (2c)$$

$$\mathbf{u}_r(t) = t\mathbf{u}(t) \quad (2d)$$

式(2)包含卷积积分,计算不便,没有实用价值.但从物理意义上来看, $\mathbf{R}_\zeta(t)$ 相当于交界面上输入位移激励 $\mathbf{u}(t)$ 时的相互作用力, $\mathbf{R}_{\zeta_r}(t)$ 相当于交界面上输入位移激励 $t\mathbf{u}(t)$ 时的相互作用力,可直接通过运动方程求解,总的作用力 $\mathbf{R}(t)$ 由二者线性组合得到.

对地基有限域施加人工附加刚度 $\zeta^2\bar{\mathbf{M}}$ 和阻尼 $2\zeta\bar{\mathbf{C}}$,则地基的动力矩阵变为 $\mathbf{M} = \bar{\mathbf{M}}, \mathbf{C} = \bar{\mathbf{C}} + 2\zeta\bar{\mathbf{C}}, \mathbf{K} = \bar{\mathbf{K}} + \zeta^2\bar{\mathbf{M}}$,其中 $\bar{\mathbf{M}}, \bar{\mathbf{C}}, \bar{\mathbf{K}}$ 分别是地基的质量阵、阻尼阵和刚度阵.

将位移激励 $\mathbf{u}(t)$ 和 $\mathbf{u}_r(t) = t\mathbf{u}(t)$ 分别代入地基运动方程(下面是其分块形式),

$$\begin{pmatrix} \mathbf{M}_{mm} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{M}_{bb} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \ddot{\mathbf{u}}_m \\ \ddot{\mathbf{u}}_b \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} \mathbf{C}_{mm} & \mathbf{C}_{mb} \\ \mathbf{C}_{bm} & \mathbf{C}_{bb} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \dot{\mathbf{u}}_m \\ \dot{\mathbf{u}}_b \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} \mathbf{K}_{mm} & \mathbf{K}_{mb} \\ \mathbf{K}_{bm} & \mathbf{K}_{bb} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \mathbf{u}_m \\ \mathbf{u}_b \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{R}_\zeta \end{pmatrix} \quad (3)$$

$$\begin{pmatrix} \mathbf{M}_{mm} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{M}_{bb} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \ddot{\mathbf{u}}_{rm} \\ \ddot{\mathbf{u}}_{rb} \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} \mathbf{C}_{mm} & \mathbf{C}_{mb} \\ \mathbf{C}_{bm} & \mathbf{C}_{bb} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \dot{\mathbf{u}}_{rm} \\ \dot{\mathbf{u}}_{rb} \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} \mathbf{K}_{mm} & \mathbf{K}_{mb} \\ \mathbf{K}_{bm} & \mathbf{K}_{bb} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \mathbf{u}_{rm} \\ \mathbf{u}_{rb} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{R}_{\zeta_r} \end{pmatrix} \quad (4)$$

其中b表示交界面自由度,m表示地基内部自由度.假定 $\mathbf{u}_b(t)$ 已知,则 $\mathbf{R}_\zeta(t)$ 和 $\mathbf{R}_{\zeta_r}(t)$ 可表示成 $\mathbf{u}_b(t)$ 的表达式.将两者线性组合得到的相互作用力 $\mathbf{R}(t)$ 代入结构部分的运动方程,解出 $\mathbf{u}_b(t)$,则所有的未知量都可以求出.通过这种递归的方式,可获得结构-地基系统在整个地震动时程中的响应.具体的计算过程参考文献[4].

该方法可有效模拟近场地基的非均匀性,避免了相互作用问题求解中常见的卷积积分,通过简单代数运算即可实现结构子结构和地基子结构的递归求解,且适于求解大规模问题,可应用于实际工程的地震响应分析.

2 考虑混凝土细观非均匀性影响的拱坝地震损伤破坏模型

从宏观尺度上来看,混凝土受力后表现出损

伤和开裂等非线性现象.如何表述这种非线性,是混凝土力学中的一个关键问题.以往的工作通常采用唯象的手段,通过宏观现象拟合混凝土本构关系.混凝土力学性能的复杂性决定了这些非线性模型的复杂性.模型中往往包含若干假设和待定参数.另外,在数值实现中经常遭遇到大计算量或者收敛性、稳定性方面的问题,难以在大体积混凝土结构中应用.细观力学方法接近真实地模拟细观结构体的几何形象和物理过程,深化了对混凝土非线性过程机理的认识,是解决材料破坏问题的一条有效途径.细观尺度上的研究成果需要通过一定的均匀化方法转化到宏观尺度上,目前与在大体积混凝土结构中的应用还有一定的距离.

混凝土的非线性与其细观非均匀性有着密切的关系.通过在混凝土的非线性分析中考虑其细观非均匀性,对混凝土的损伤破坏机理可以获得新的认识^[7~9].但是对于拱坝这种大体积混凝土结构,精确界定其细观组成是不现实也无必要的.为了近似模拟细观非均匀性的影响,在将拱坝离散成足够大量尺寸很小的有限单元的前提下,可以认为混凝土单元的材料特性服从某种统计学分布.本文参考已有的研究工作,采用Weibull分布来模拟材料特性(包括弹性模量、强度、泊松比等)的随机分布.其中的参数取值可以通过物理试验与数值试验的对比来确定.

此外,既然通过单元材料参数的随机分布来考虑单元中包含的微裂纹和微孔洞等细观结构的影响,那么拱坝在加载过程中产生的微裂纹以及微裂纹的扩展同样可以通过材料参数的劣化来表征.如此一来损伤力学的理论是适用的,而且使得用连续的办法处理混凝土从连续到非连续的过程成为可能.

一般认为混凝土本构关系中的非线性是由于其受力后不断损伤引起微裂纹萌生和扩展造成的,而不是由于其塑性变形.微裂纹萌生和扩展对结构整体抗力的影响可以通过混凝土模量的逐步降低来模拟.在拉伸应力作用下,其脆性更为明显.因此用弹性损伤本构关系来描述细观单元的

力学性质是适宜的, 本文工作为研究混凝土拱坝的地震响应. 目前已达成共识的一点是, 混凝土坝在强地震作用下会出现裂缝, 证明混凝土是受拉破坏的, 表现为动态断裂的形式. 因此, 根据地震作用下混凝土坝的受力特点, 本文着重考虑了混凝土的受拉破坏, 在受拉阶段采用了弹脆性本构模型, 即峰值强度以前应力应变关系为线性, 一旦应力达到峰值强度, 认为单元立即破坏, 强度彻底丧失. 需要说明的是, 若严格控制单元尺寸, 达到细观尺度, 那么采用弹脆性本构模型是合理的, 混凝土拉破坏时观察到的声发射现象可证明弹-脆性行为的存在. 但是对拱坝这种大体积混凝土结构, 虽然建模时在计算机容量范围内使单元尺寸尽量小, 但实际上仍无法达到真正的细观尺度, 因此在弹脆性本构的基础上进行了一定的修正, 考虑了峰值应变后的应变软化段以及认为单元彻底拉破坏以前的残余强度(图2).

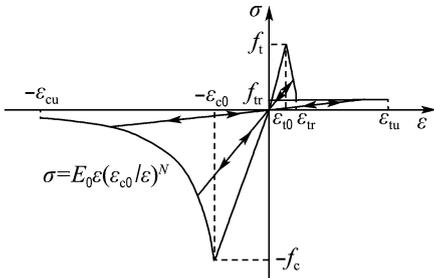


图2 单元体本构关系

Fig. 2 Constitutive relation of element

混凝土受拉阶段的应力应变关系相对要复杂一些, 且三轴效应明显. 以往模拟混凝土宏观非线性现象的多种非线性本构模型往往过于复杂, 难于在大型工程问题中应用. 考虑到混凝土坝地震作用下极少出现受压破坏的现象, 而且基于单元采用小尺寸的前提, 本文认为单元达到抗拉强度以前为线弹性, 之后假设了幂函数形式的下降段(图2). 关于下降段的形式, 梁正召^[11]在研究岩石的细观破坏中进行过研究, 认为下降段形式不是影响宏观特征的主要因素. 此外, 马怀发等^[8]在对大坝混凝土的细观数值模拟中, 完全不考虑混凝土受压时的非线性, 也取得了较好的结果.

当单元的主拉应力达到其抗拉强度时, 单元

出现损伤, 损伤的数值根据主拉应变计算得到. 主拉应变若达到极限拉应变 ϵ_{tu} , 认为单元彻底拉坏, 拉损伤值达到 1.0, 在后续的计算中以极小值代替其刚度. 此外, 考虑了单元的剪切损伤, 采用 Mohr-Coulomb 作为破坏准则, 损伤值由主压应变度量. 关于本构模型的详细描述可参考已有的工作^[7,10].

对于损伤达到 1.0, 即彻底破坏的单元, 其刚度对整个坝体的影响可以忽略, 在后处理图形显示中对该种单元采用消隐的办法, 以表征裂纹的位置. 而在实际的有限元计算中, 该单元并未从模型中删除, 即不改变模型原有的拓扑结构, 其影响通过极小的模量值来体现. 随着振动的加剧, 损伤范围发展, 对应地裂纹向前扩展. 采用连续介质力学的手段模拟非连续的物理过程, 避免了更新拓扑结构导致的复杂性和大计算量, 却可以近似模拟裂纹的扩展过程, 这是本文的一大特点.

拱坝是在承受自重、静水压力等静荷载的基础上承受地震激励的. 因此, 将承受静载后的状态作为拱坝的初始状态, 地震动时程叠加在其上. 虽然采用了弹性损伤本构关系, 但依然可以描述拱坝逐步损伤破坏的过程. 对于每一个加载步, 采用当前模量进行分析后, 如有单元出现损伤, 则应更新模量再次执行计算, 如此往复, 直至达到收敛准则, 方可进行下一个加载步的计算. 收敛准则包含两层含义: 一是新损伤单元数目小于给定值, 二是本次迭代与前次迭代位移之差的范数小于给定的阈值.

3 算 例

选用大岗山拱坝进行研究. 该坝设计地震加速度达到 0.557 5g, 为我国拱坝设计历史之最, 抗震安全问题非常关键. 在坝体附近截取有限地基区域, 地基范围为从坝体向上下游、两侧以及下部各延伸 1.5 倍坝高. 坝体单元尺寸约 4 m, 地基单元尺寸不超过 25 m. 由于坝体和地基单元尺寸相差较多, 坝体最底层采用了一层作者提出的新型十三节点单元^[12]进行过渡. 整个拱坝-地基系统共剖分 93 360 个六面体和三棱柱单元, 105 070 个节点. 模型如图 3 所示.

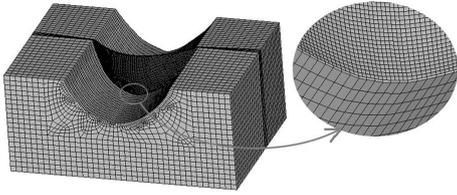


图3 大岗山拱坝-地基有限元离散模型
Fig. 3 Finite element discretization model of Dagangshan dam-foundation system

坝体混凝土弹性模量为 24 GPa, 抗拉强度为 2.8 MPa, 抗压强度为 28.0 MPa, 依据我国水工抗震规范, 地震作用下模量和强度均提高 30%。在考虑混凝土的细观非均匀性以后, 单元的模量和强度将在材料参数的基础上, 通过立方体试件单轴试验的结果进行修正^[13]。断裂能取 400 N/m, 泊松比为 0.17, 密度为 2 400 kg/m³。地基假定为均质、各向同性的线弹性材料, 材料参数为弹性模量 24 GPa, 动力情况下为 31.2 GPa; 密度 2 400 kg/m³; 泊松比 0.17。拱坝-地基系统各阶振型的阻尼比均为 5%。人工阻尼系数取为 $\zeta = dc_s/b = 1.0 \times 2\,357 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1} / 210 \text{ m} = 11.22 \text{ s}^{-1}$ 。静荷载包括坝体自重和正常蓄水位对应的静水压

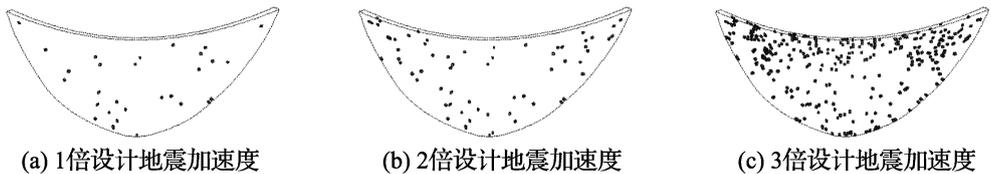


图5 大坝不同地震超载水平时的破坏单元

Fig. 5 Damaged elements in the dam under different levels of earthquake intensity

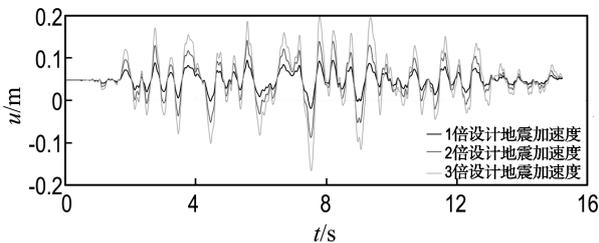


图6 不同地震超载水平时的坝顶顺河向位移时程

Fig. 6 Time history of displacement in the downstream direction under different levels of earthquake intensity

力, 地震动时程曲线根据规范谱生成, 分别考虑了 1 倍、2 倍、3 倍设计地震加速度幅值的超载水平。

对应不同的地震超载水平, 图 4 给出了坝体的最大主拉应力分布灰度图, 图中单元颜色越浅, 拉应力值越大; 图 5 为拉破坏单元的分布, 图 6 给出了坝顶的顺河向位移时程。

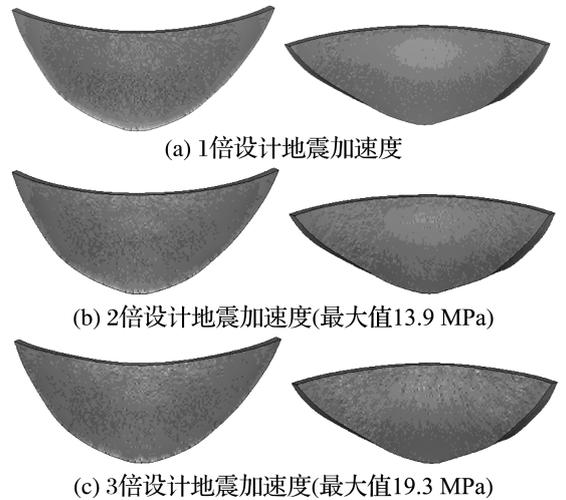


图4 不同地震超载水平时的最大主拉应力
Fig. 4 Maximum principal tensile stress under different levels of earthquake intensity

从图 4 中看出, 考虑混凝土的细观非均匀性以后, 单元的应力分布表现出离散性。上游坝面拱冠梁顶部附近、上游坝踵以及下游坝面中上部都是高应力部位。1 倍设计地震加速度输入时, 最大拉应力出现在上游坝踵, 为 8.8 MPa。2 倍设计地震加速度时, 坝体整体的应力水平提高, 坝体中上部高应力范围扩大, 最大拉应力出现在上游坝踵, 为 13.9 MPa。3 倍设计地震加速度时, 拉应力水平进一步提高, 坝体中上部应力提高水平比坝踵更为显著, 坝肩以及下游面 1/3 坝高以上都成为

高应力部位,最大拉应力出现在上游坝面拱冠梁顶部附近,为 19.3 MPa。需要说明的是,由于通过单元材料属性的随机分布来考虑混凝土的细观非均匀性,部分单元的材料参数可能远大于混凝土的设计值。

计算过程中,如果单元的拉损伤值达到 1.0,则认为该单元破坏,不能继续承受拉应力,该单元的影响通过对其模量赋极小值来近似。不同超载水平下拉损伤达到 1.0 的单元在图 5 中给出。1 倍、2 倍设计地震加速度输入时,只有极少量的单元拉破坏。3 倍设计地震加速度时,拉破坏单元数量明显增多,达到 270 个,说明此时坝体出现了一定程度的非线性,在坝体上部和坝踵多处产生微裂纹。但并没有出现微裂纹聚集贯通形成宏观裂缝的现象,坝体的整体性得到了保证。

此外,从图 6 也可以看出,不同地震超载水平时的坝顶顺河向位移形态上相当一致,相位接近,幅值因输入加速度幅值不同而不同。换言之,地震作用下坝体的非线性并不严重。3 倍设计地震加速度输入时,坝顶顺河向位移最大为 16.5 cm。

总的说来,大岗山拱坝在 1 倍和 2 倍设计地震加速度下只出现了极少量的微裂缝。3 倍设计地震加速度下损伤现象变严重,微裂纹数量增多,但未出现宏观裂缝,大坝得以保持其整体性和蓄水功能。虽然大坝按照 100 a 超越概率 2% 的地震加速度设计,但实际上能够抵抗 3 倍于设计值的地震动而不产生危害坝体安全及其蓄水功能的损伤。若进一步考虑实际拱坝工程中设置的横缝对拉应力的释放效应,拱坝的地震损伤现象将进一步减轻,拱坝的抗震安全性应当是有足够保证的。

作者在文献[13]中采用本文模型计算了同一拱坝在不考虑无限地基时的破坏情况,并与振动台模型试验进行了对比,两者得到了接近的破坏形态。即坝顶中部是抗震薄弱部位,往复荷载作用下顶部开裂,裂缝向下扩展到一定深度后水平扩展,可能导致坝块脱落。大坝其余部位保持完好。具体的破坏形态参考文献[13]。将本文算例结果与之进行比较,可以看出无限地基辐射阻尼可大幅削减拱坝响应,从而缓和开裂破坏情况。同时也

可以看出,本文算例考虑满水,坝体应力分布和破坏情况与空库情况有很大差别。此外,大岗山拱坝运行低水位比正常蓄水位仅低 10 m,正常蓄水位情况下的地震破坏情况对运行低水位下的破坏情况也是有参考意义的。

4 结 论

(1)通过单元材料参数的随机分布可以在大体积混凝土结构的动力分析中近似考虑混凝土材料的细观非均匀性的影响。

(2)考虑无限地基辐射阻尼可使得拱坝响应大幅降低,地震损伤破坏情况大大缓和。

(3)对文中给定的材料参数和地震波,大岗山拱坝具有至少 3 倍于设计地震加速度的地震超载能力,拱坝的整体性和蓄水功能有充分保证。

(4)不同幅值加速度时程输入时,上游面坝踵和拱冠梁顶部附近都是高拉应力部位。地震水平增大时,上游面拱冠梁顶部附近和下游面中上部应力水平增加很快,是可能的开裂部位。

参 考 文 献:

- [1] 中国水利水电科学研究院. DL 5073—2000 水工建筑物抗震设计规范[S]. 北京:中国电力出版社, 2001
- [2] WOLF J P, SONG C. **Finite-Element Modeling of Unbounded Media** [M]. New York: John Wiley & Sons, 1997
- [3] 李建波,陈健云,林 皋. 求解非均匀无限地基相互作用力的有限元时域阻尼抽取法[J]. 岩土工程学报, 2004, 26(2):264-267
- [4] 钟 红,林 皋,李建波. 空间结构-地基动力相互作用数值分析的时域算法研究[J]. 大连理工大学学报, 2007, 47(1):78-84
(ZHONG Hong, LIN Gao, LI Jian-bo. Numerical analysis of soil-structure dynamic interaction for 3-D problems in time domain [J]. **Journal of Dalian University of Technology**, 2007, 47(1):78-84)
- [5] 周元德. 混凝土非线性断裂模型与高拱坝开裂分析研究[D]. 北京:清华大学, 2004
- [6] 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
- [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
- [8] 马怀发, 陈厚群, 黎保琨. 混凝土试件细观结构的数值模拟[J]. 水利学报, 2004(10): 29-37
- [9] 唐欣薇, 张楚汉. 基于改进随机骨料模型的混凝土细观断裂模拟[J]. 清华大学学报, 2008, **48**(3): 348-351
- [10] 钟红, 林泉, 李建波, 等. 高拱坝地震损伤破坏的数值模拟[J]. 水利学报, 2008, **39**(7): 848-853
- [11] 梁正召. 三维条件下的岩石破裂过程分析及其数值试验方法研究[D]. 沈阳: 东北大学, 2005
- [12] 钟红, 林泉, 陈健云. 一种用于有限元疏密过渡的新型十三节点单元[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2009, **41**(4): 219-221
- [13] 钟红. 高拱坝地震损伤破坏的大型数值模拟[D]. 大连: 大连理工大学, 2008

Nonlinear overloading analyses of arch dam-unbounded foundation subjected to earthquakes

ZHONG Hong^{*1,2}, LIN Gao^{1,2}, LI Hong-jun³

(1. State Key Laboratory of Coastal and Offshore Engineering, Dalian University of Technology, Dalian 116024, China;

2. Faculty of Infrastructure Engineering, Dalian University of Technology, Dalian 116024, China;

3. China Institute of Water Resources and Hydropower Research, Beijing 100048, China)

Abstract: As shown by the experience obtained from Wenchuan Earthquake, high arch dams are likely to experience ground motion much stronger than their design value. So it becomes extremely important for avoiding serious earthquake disasters to investigate the damage of arch dams subjected to earthquakes and examine their seismic overloading capacity. The damage of an arch dam subjected to earthquakes of different intensities is studied. The damage model for dynamic analysis of arch dams which incorporates the heterogeneity of concrete is employed. The radiation damping of unbounded media is also considered using the arch dam-foundation interaction model based on damping solvent extraction method. According to numerical simulation, the investigated dam only suffers negligible damage when subjected to design earthquake and twice the design earthquake. While for the case of three times the design earthquake, many microcracks occur, but are generally scattered and don't form macrocracks, so the integrity and water-pounding function of the dam are retained. Since the degree of nonlinearity is not high within three times the design earthquake, the distribution of response of the dam is similar for different levels of earthquake intensity. In a word, this dam has remarkable seismic overloading capacity.

Key words: arch dam; earthquake; unbounded foundation; damage; overloading capacity