

文章编号:1672-3031(2020)01-0001-11

基于应力-渗流-损伤耦合模型的重力坝三维水力劈裂数值模拟

沙莎¹, 张国新²

(1. 中国电建集团 北京勘测设计研究院有限公司, 北京 100024;

2. 流域水循环模拟与调控国家重点实验室 中国水利水电科学研究院, 北京 100038)

摘要: 裂缝的高压水力劈裂是混凝土高坝安全评估的重要部分。目前, 重力坝水力劈裂的数值模拟绝大多数是二维的, 对于坝体上游面经常出现的竖直裂缝的三维水力劈裂的数值研究几乎为零。本文提出一种应力-渗流-损伤耦合模型, 用于混凝土重力坝三维水力劈裂的模拟。采用该耦合模型, 模拟了一个内置裂缝的圆柱体试件的水力劈裂, 数值结果与试验结果吻合很好, 验证了所提耦合模型的合理性。在此基础上, 采用该耦合模型, 进行了国内某混凝土重力坝三维水力劈裂的模拟, 数值模拟得到的损伤区域与设计院根据安全监测实测结果得到的范围基本吻合。研究表明: 本文耦合模型可以方便、有效地进行重力坝三维水力劈裂的模拟, 评估表面裂缝的危险程度。

关键词: 重力坝; 水力劈裂; 三维; 应力-渗流-损伤; 耦合

中图分类号: TV313

文献标识码: A

doi: 10.13244/j.cnki.jiwhr.2020.01.001

1 研究背景

随着我国水资源开发需求的增长以及筑坝技术的发展, 修建200~300 m的超高坝早已成为现实, 混凝土高坝的安全问题成为坝工界一个备受关注的重要课题。由于混凝土材料抗拉强度较低, 大体积混凝土坝施工期容易产生裂缝, 尤其是碾压混凝土坝, 还存在薄弱层面, 这些裂缝和薄弱面在库水压力作用下是否会发生高压水劈裂是一个亟需研究的问题。国内外已有几座重力坝出现了高压水劈裂的现象, 例如: 加拿大的雷威尔斯托克坝、美国的德沃歇克坝和卢塞尔坝, 施工过程中虽然采用了预冷骨料、水管冷却、表面保温等综合温度控制措施, 坝体上游面仍出现了表面裂缝, 水库蓄水后经过一段时间, 表面裂缝突然大范围扩大, 发展为劈头裂缝, 深入坝内几十米, 有的甚至将整个坝段一分为二, 引起严重漏水^[1]。我国柘溪^[2]、桓仁^[3]大头坝, 玉石^[4]、观音岩碾压混凝土重力坝也出现了同样的问题。因此, 对混凝土重力高坝或超高坝进行安全评估时, 考虑高压水劈裂作用的影响是非常重要的。

目前, 在混凝土高压水劈裂的试验研究方面, 已有学者进行了相关研究。Brühwiler和Saouma^[5-6]研究了不同级配的混凝土裂缝内的水压分布变化规律及裂缝中静水压力对混凝土表观断裂能、表观断裂韧度的影响。Slowik和Saouma^[7]研究了裂缝边缘张开速度不同时裂缝内水压分布随时间的变化以及裂缝突然闭合时对水压分布的影响。王建敏^[8]采用大型尺寸楔入式紧凑拉伸试件进行了水力劈裂试验, 研究了裂缝内的静水压力对断裂性能的影响, 指出随着水压力的增加, 试件所能承受的最大荷载减小。贾金生等^[9]提出了全级配混凝土试件单轴拉、压应力作用下高压水劈裂模拟试验新方法, 并推导了判定重力坝坝踵是否会发生水力劈裂的分析公式。通过试验可以揭示水力劈裂的机理, 但是由于试验中采取的试件均是立方体、圆柱体试件, 所以试验不能真实反映混凝土坝的形态及其受力条件, 也无法预测裂缝扩展范围及危险程度。鉴于试验的不足, 很多学者致力于混凝土坝高压水劈

收稿日期: 2018-11-04

基金项目: 国家自然科学基金项目(51579252, 51439005); 国家重点研发计划项目(2016YFB0201000)

作者简介: 沙莎(1989-), 博士, 工程师, 主要从事水工结构数值仿真计算和水电工程的设计研究。

E-mail: 857049354@qq.com

裂的数值研究。陈胜宏等^[10]采用有限元法研究了高压水劈裂对小湾高拱坝坝踵开裂的影响,指出考虑高压水劈裂坝踵裂缝扩展范围比不考虑时大。Barpi和Valente^[11]对混凝土重力坝建基面处裂纹的水力劈裂进行了模拟研究,讨论了断裂过程区的发展对裂缝内水压的影响。董玉文等^[12]采用扩展有限元法进行了向家坝坝踵水力劈裂的数值分析,将裂缝面上的水压力视为均布荷载。王克峰等^[13]采用扩展有限元法研究了考虑流固耦合效应的重力坝的水力劈裂问题。Secchi and Schrefler^[14]基于分离裂缝模型和三维自动网格重构技术提出一种模拟饱和和孔隙介质三维水力劈裂的方法,并且用于混凝土重力坝在水头超载作用下坝踵的开裂分析。

水力劈裂是个复杂问题,涉及到四个耦合过程:(1)裂纹面上水压力引发的介质变形;(2)裂纹内及周围介质中流体流动;(3)裂纹的扩展;(4)裂纹内的水渗透到周围介质中^[15]。上述混凝土坝高压水劈裂的数值研究中,只有文献[14]考虑了这4个耦合过程。文献[10]和[12]将裂缝面上的水压力视为均布荷载,没有考虑裂缝扩展过程中水体流动引起的裂缝内的水压重分布。文献[11]和[13]则假定裂缝面是不透水的,且没有考虑周围介质中流体流动。已有的重力坝水力劈裂的数值研究大多是二维的,三维方面的十分罕见,特别是重力坝劈头裂缝方面的。

目前模拟水力劈裂的数值方法有:相场法^[16],近场动力学^[17],元胞自动机法^[18],离散元法^[19],流形元法^[20],无单元法^[21],有限元法^[14],边界元法^[22]等。有限元法是最成熟,应用最广的数值方法,其本质上是一种连续介质力学方法,必须加以改进才能被用来分析裂缝扩展这样的不连续问题,改进的方法分为两类:变网格法和固定网格法。变网格法随着裂缝的产生,需要不断地重新划分网格,裂纹面必须与单元边保持一致,在裂尖区域需要细化单元或改用特殊形式的缝端奇异元,产生极大的前处理工作量。固定网格法则是保持网格不变,通过修改开裂单元插值关系、本构关系反映裂缝的存在,比如扩展有限元(XFEM)、连续损伤模型。相比较而言,固定网格法的应用更为方便。本文基于有限元采用一种各向同性损伤模型进行水力劈裂的模拟,将混凝土视为饱和的孔隙介质,根据孔隙介质有效应力原理,提出一种应力-渗流-损伤耦合模型,考虑水力劈裂过程中的耦合效应。采用该耦合模型,对国内某重力坝上游面垂直裂缝水力劈裂进行数值模拟。

2 应力-渗流-损伤耦合模型

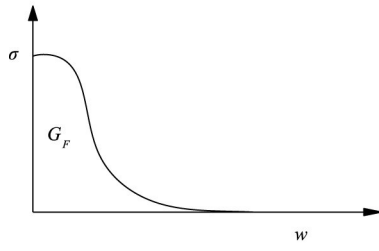
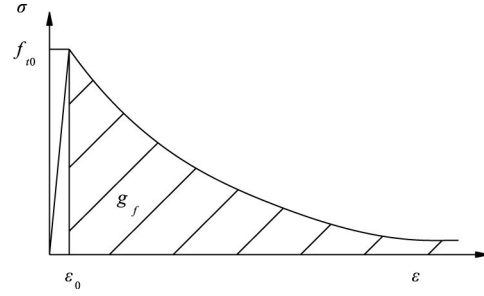
假定大坝混凝土是饱和的孔隙介质。应力-渗流-损伤耦合模型包括了以下非线性行为:(1)单元损伤后的应力-应变关系;(2)损伤引起的孔隙水压影响系数的改变;(3)应力、损伤引起的单元渗透系数的改变。计算中假定受压时,应力应变关系是线弹性的,因为重力坝压应力一般不会超过其抗压强度。以下介绍这种耦合模型的特性。

2.1 损伤模型 混凝土的断裂特性表现为在真实的缝端前面存在一个断裂过程区,在断裂过程区中,通过骨料的咬合和界面间的摩擦力,相互之间仍有应力作用,断裂过程区的存在使得混凝土呈现出应变软化特性。由Hillerborg等^[23]提出的虚拟裂缝模型可以很好地模拟断裂过程区的力学特性。目前,关于混凝土拉伸曲线的数学表达式,大多数学者主张上升段采用直线,主要区别在下降段,包括:单直线下降、分段下降、曲线下降。但无论采用何种形式,均应保持拉伸曲线的断裂能相同^[24]。本文下降段采用由江见鲸^[24]提出的指数下降型表达式。因此,单轴受拉条件下,应力-应变关系表达为:

$$\sigma = \begin{cases} E_0 \varepsilon_t, & \varepsilon_t \leq \varepsilon_0 \\ f_{t0} e^{-\alpha(\varepsilon_t - \varepsilon_0)}, & \varepsilon_t > \varepsilon_0 \end{cases} \quad (1)$$

式中: E_0 为材料无损时的弹性模量; f_{t0} 为抗拉强度; ε_t 为单元的单轴拉伸应变; ε_0 为开裂时的应变, $\varepsilon_0 = f_{t0}/E_0$; α 为控制下降段的软化系数。

断裂能 G_f 的含义如图1所示,为应力-裂缝宽度曲线与坐标轴围成的面积,可表达为式(2);单位开裂宽度的断裂能 g_f 的含义如图2中阴影所示,为应力-应变曲线下降段与 $\varepsilon = \varepsilon_0$ 、横坐标轴 ε 围成


 图1 应力-裂缝宽度曲线和断裂能 G_F

 图2 单位开裂宽度的断裂能 g_f

的面积，可表达为式(3)。

$$G_F = \int \sigma dw, \quad w = \int_h d\varepsilon \quad (2)$$

式中： w 为过程区内所有微裂缝张开的位移量之和， h 为混凝土微裂缝分布区宽度。

$$g_f = \int_{\varepsilon_0}^{\infty} \sigma d\varepsilon_t \quad (3)$$

根据式(1)

$$g_f = \int_{\varepsilon_0}^{\infty} \sigma d\varepsilon_t = \int_{\varepsilon_0}^{\infty} f_{t0} e^{-\alpha(\varepsilon_t - \varepsilon_0)} d\varepsilon_t = \frac{f_{t0}}{\alpha} \quad (4)$$

断裂能 G_F 与单位开裂宽度的断裂能 g_f 存在如下关系：

$$G_F = g_f l_t \quad (5)$$

式中： l_t 为混凝土单元特征尺寸。对于平面单元，取积分点区域面积的平方根；对于实体单元，取积分点区域体积的立方根。

由式(4)、式(5)，本构曲线下降段的软化系数应满足

$$\alpha = \frac{f_{t0} l_t}{G_F} \quad (6)$$

根据 Lemaitre^[25] 提出的等效应变原理，假定 Cauchy 应力 σ 作用在受损材料上的应变与有效应力 $\tilde{\sigma}$ 作用在无损材料上的应变等价，即

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{\tilde{E}} = \frac{\tilde{\sigma}}{E_0} = \frac{\sigma}{(1-d)E_0} \quad (7)$$

得到

$$\sigma = (1-d)E_0\varepsilon \quad (8)$$

式中： E_0 为材料无损时的弹性模量； $\tilde{E}$ 为材料受损后的弹性模量； d 为损伤变量， $d=0$ 对应于无损状态， $d=1$ 对应于完全损伤状态， $0 < d < 1$ 对应于不同程度的损伤状态。

从损伤力学的角度看，岩石、混凝土宏观应力-应变的非线性，是由于其受力后不断损伤引起的微裂纹萌生和扩展造成的。这种脆性在拉伸作用下更加明显，因此采用弹性的损伤力学本构方程来描述其力学特性是合适的。经过研究和实验证明，采用弹塑性损伤本构模型模拟的结果和弹性损伤本构模型的结果相差不大^[26]。因此，本文采用弹性损伤模型进行计算。

由式(1)、式(8)，单轴拉伸作用下，混凝土损伤演化方程可表示为：

$$d = \begin{cases} 0, & \varepsilon_t \leq \varepsilon_0 \\ 1 - \frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_t} e^{-\alpha(\varepsilon_t - \varepsilon_0)}, & \varepsilon_t > \varepsilon_0 \end{cases} \quad (9)$$

2.2 孔隙介质有效应力原理 有效应力概念应用于被单相流体浸润的岩石、混凝土材料，可以看成太沙基有效应力原理应用于土体的推广。基于有效应力原理，Biot首次引进一个标量参数，即Biot系数，反映孔隙水压对有效应力的影响(Biot, 1941, 1955, 1977)^[27-29]。在文献[28]中，孔隙率 b_i 被定义为有效孔隙面积与横截面 A_i 的比值。有效孔隙面积则被定义为在垂直于横截面 A_i 的方向，单位长

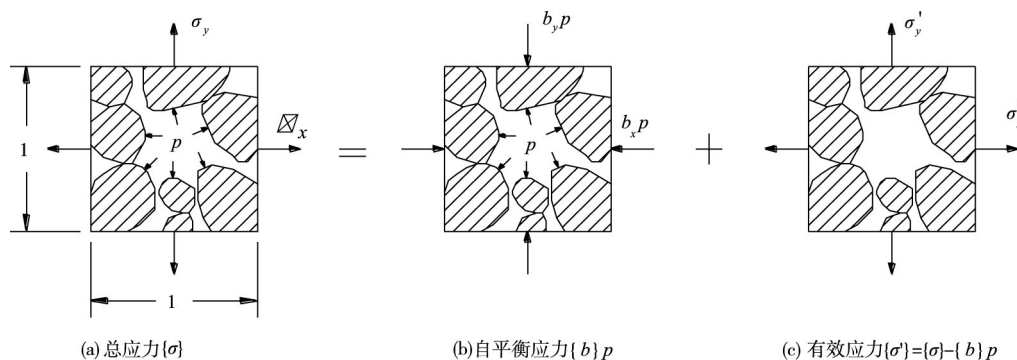


图3 饱和孔隙介质的应力分解

度所有微小孔隙面积的总和。孔隙率 b_i 同样可以代表孔隙体积(V_p)与代表体体积(V_b)的比值。在混凝土坝弹性分析中,通常假定含有孔隙的大坝混凝土是均质、各向同性的,因而经常采用 b_i 的一个各向同性值 $b_x = b_y = b_z = b_0$ 进行混凝土坝的弹性分析。对于土体的应力计算,通常取 $b_0 \approx 1$ 。然而,对于弹性范围内混凝土的应力计算,取 $b_0 \approx 1$ 则是不合理的,因为混凝土即使在即将破坏的状态下, b_0 仍小于1。

文中应力符号以拉应力为正。饱和孔隙介质的应力分解如图3所示,作用在单元表面的总应力可以分解成两部分:与内部水压力 p 相互平衡的外力 b_p 和有效应力,单元的平均变形只与有效应力有关,可表示为:

$$\{\sigma\} = \{D\}\{\varepsilon\}, \quad \{\sigma\} = \{\sigma'\} - \{b\}p \quad (10)$$

式中: $\{\sigma'\}$ 为有效应力向量, $\{\sigma'\} = \{\sigma'_x, \sigma'_y, \sigma'_z, \tau'_{xy}, \tau'_{yz}, \tau'_{zx}\}^T$; $\{D\}$ 为弹性矩阵; $\{\varepsilon\} = \{\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z, \gamma_{xy}, \gamma_{yz}, \gamma_{zx}\}^T$; $\{\sigma\}$ 为总应力向量; p 为孔隙水压力; $\{b\}$ 为孔隙水压影响向量,三维分析中被定义为 $\{b\} = \{b_x, b_y, b_z, 0, 0, 0\}$ 。

2.3 孔隙水压影响系数与损伤关系 单元未损伤时假定 $b_x = b_y = b_z = b_0$,单元损伤后,垂直于裂缝方向的孔隙水压影响系数与平行于裂缝方向孔隙水压影响系数理应是不同的。图4定性的展示了开裂对孔隙水压影响系数的影响,1、2、3分别代表第一、二、三主应力的方向,建立以主应力方向为坐标轴的局部坐标系。开裂对垂直于裂缝面方向的 b_1 影响较大, b_2 和 b_3 在一个范围内,即 $b_0 < b_2 = b_3 < b_1$ ^[30]。Bary and Bournazel^[31]通过实验得出了一个各向异性的Biot张量,其与各个方向的损伤值和孔隙水压有关。由于缺乏开裂对平行于裂缝方向的孔隙水压影响系数影响的试验资料,本文假定混凝土损伤之后,孔隙水压影响系数仍各向同性,即 $b_1 = b_2 = b_3$ 。弹性状态下, $b_1 = b_2 = b_3 = b_0$, b_0 为初始Biot系数;完全损伤后, $b_1 = b_2 = b_3 = 1$,孔隙水压影响系数随损伤的演化方程可表示为:

$$b_1 = b_2 = b_3 = b_0 + d(1 - b_0) \quad (11)$$

2.4 渗透系数与应力及损伤关系 混凝土在微观上是由骨架和孔隙组成的,这种构造特征使得其在受荷载或扰动作用后,其微观几何形态、孔隙的结构发生改变,从而导致孔隙率和渗透性发生改变。孔隙率的变化主要由两部分组成:一是由于结构变形引起孔隙体积变化;二是微裂纹等缺陷的萌生、扩展及贯通,使得材料内部的孔隙结构和大小发生改变,即材料发生损伤而引起的孔隙结构变化^[32]。

当单元未发生拉损伤,处于弹性状态,即损伤变量 $d = 0$ 时,渗透系数与有效应力成指数关系,表示如下:

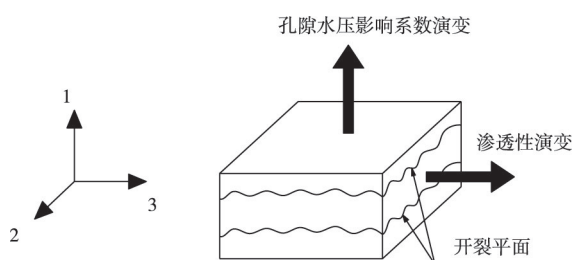


图4 开裂对孔隙水压影响系数及渗透性的影响

$$\begin{cases} k_{11} = k_0 e^{a_0 \sigma_1} \\ k_{22} = k_0 e^{a_0 \sigma_2} \\ k_{33} = k_0 e^{a_0 \sigma_3} \end{cases} \quad (12)$$

式中： k_0 为初始渗透系数； a_0 为耦合系数； σ_1 、 σ_2 、 σ_3 为有效主应力，以受拉为正； k_{11} 、 k_{22} 、 k_{33} 为方向与有效主应力一致的主渗透系数。

当单元第一主应力达到抗拉强度，发生损伤，即损伤变量 $d > 0$ 时，单元中产生裂缝，图4定性展示了开裂对单元渗透性的影响。混凝土中的水主要沿着裂缝流动，方向2、方向3的渗透系数大大提高，此时近似按照裂隙渗流考虑，采用在裂隙渗流研究中运用得最为广泛的单裂隙平行板水力模型，则渗透系数表示如下：

$$\begin{cases} k_{11} = k_0 e^{a_0 \sigma_1} \\ k_{22} = k_{33} = \frac{g u^2}{12 \nu} \end{cases} \quad (13)$$

式中： u 为裂缝张开的宽度，近似按 $u = (\varepsilon_1 - \varepsilon_t) l_i$ 计算， ε_i 、 l_i 的定义见2.1节； ν 为水的运动黏滞系数， g 为重力加速度。由 k_{11} 、 k_{22} 、 k_{33} 形成局部坐标系下的渗透矩阵 $[k']$ ，经坐标转换将其转换到整体坐标系中，则整体坐标系下的渗透矩阵 $[k]$ 可表示为：

$$[k] = [\beta]^T [k'] [\beta] \quad (14)$$

$$\text{式中：} [k] = \begin{bmatrix} k_{xx} & k_{xy} & k_{xz} \\ k_{yx} & k_{yy} & k_{yz} \\ k_{zx} & k_{zy} & k_{zz} \end{bmatrix}, [k'] = \begin{bmatrix} k_{11} & 0 & 0 \\ 0 & k_{22} & 0 \\ 0 & 0 & k_{33} \end{bmatrix}, [\beta] = \begin{bmatrix} l_1 & m_1 & n_1 \\ l_2 & m_2 & n_2 \\ l_3 & m_3 & n_3 \end{bmatrix}。 [\beta] \text{为两种坐标系间的转换矩}$$

阵， l_i 、 m_i 、 n_i ($i=1, 2, 3$)为主应力 σ_i 的方向余弦。

2.5 渗流场基本微分方程 假定水不可压缩，根据Darcy定律，可得无源非稳定情况下渗流连续方程：

$$\frac{\partial}{\partial x_i} \left[k_{ij} \frac{\partial H}{\partial x_j} \right] = S \frac{\partial H}{\partial t} \quad (15)$$

式中： S 为饱和度， H 为水头势， k_{ij} 为渗透系数张量；

对于非恒定渗流，其定解条件包括如下边界条件和初始条件：

水头边界：

$$H(x, y, z, t) \Big|_{\Gamma_1} = f(x, y, z, t) \quad t > 0 \quad (16)$$

流量边界：

$$k \frac{\partial H}{\partial \eta} \Big|_{\Gamma_2} = q(x, y, z, t) \quad t > 0 \quad (17)$$

隔水边界：

$$\frac{\partial H}{\partial \eta} = 0 \quad (18)$$

初始条件：

$$H(x, y, z, t) \Big|_{t=0} = H_0(x, y, z) \quad (19)$$

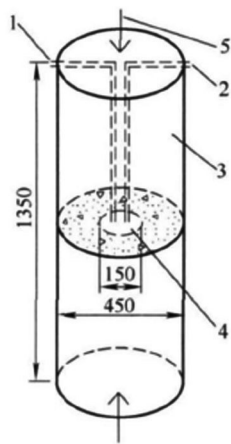
式中： f 为已知水头边界值， q 为已知流量边界， H_0 为已知函数。

如果按照恒定渗流计算，即式(15)的右侧为0，没有初始条件式(19)。

2.6 程序实现 SAPTIS软件是中国水利水电科学研究院结构材料所独立开发的大型结构多场仿真与非线性分析软件，该软件具备混凝土坝温度、渗流、变形、应力等多场耦合仿真分析功能^[33-35]。本文在SAPTIS原有功能基础上加入了应力-渗流-损伤耦合非线性功能，进行水力劈裂的数值模拟计算。

3 实验验证

为了验证本文应力-渗流-损伤耦合模型的正确性,对贾金生等^[9]做的圆柱体混凝土试件水力劈裂试验进行了数值模拟,试件尺寸及受力条件如图5所示,本文计算模型如图6所示。选取文献[9]中3个试件进行数值模拟,试件力学参数、受力状态与文献[9]一致,见表1。水压加载过程与文献[9]一致,如图7所示,即采用梯级加载方式,水压小于1.0 MPa时,每小时增加0.5 MPa;水压1 MPa至2 MPa时,每小时增加0.2 MPa,水压大于2 MPa时,每小时增加0.1 MPa。渗流场计算按照非恒定渗流考虑,混凝土渗透系数 $k_0 = 5 \times 10^{-9}$ m/s,耦合系数 $\alpha_0 = 0.01$ 。



注: 1、2 钢管; 3 混凝土; 4 预设裂缝; 5 单轴压力

图5 高压水劈裂试验原理(单位: mm)

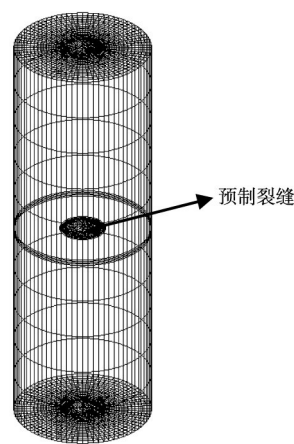


图6 计算模型

表1 圆柱体混凝土试件力学参数及受力状态

试件 编号	混凝土龄期 /d	单轴抗拉强度 f_t /MPa	弹性模量 E /GPa	断裂能 G_f /(N/m)	试件应力 状态	施加在试件两端的 应力/MPa
Ⅲ	90	4.1	43.7	97.9	无应力	0
Ⅳ	28	3.1	33.4	94.2	单轴压	1.0
Ⅴ	90	4.4	43.7	97.9	单轴拉	-0.71

试件Ⅳ发生水力劈裂破坏时的损伤分布如图8所示,由图8可以看出,试件损伤区域几乎和预制缝平行。不同水压作用下,试件Ⅳ预制缝所在截面损伤分布如图9所示,孔隙水压分布如图10所示。由图9可知,水压1.4 MPa,缝端开始损伤,随着水压的增加,损伤区域越来越大,水压3.4 MPa,损伤区域面积占总面积55%,与文献[9]描述的劈裂面积十分接近,水压超过3.4 MPa,截面全部损伤,本文认为水压3.4 MPa时,试件发生了水力劈裂破坏。由图10可以看出,随着水压增加,最大孔隙水压分布区域逐渐增大,其边界与图9中损伤区域的边界十分吻合,这是由混凝土单元损伤之后,渗透系数显著增加,水不断渗入引起的。不同试件水力劈裂水压的试验值、计算值见表2,计算值与试验值吻合很好,可以看出,本文耦合模型可以很好地模拟水力劈裂现象。

4 国内某重力坝水力劈裂数值模拟

该水电站为西南某水电基地的中游河段,水库正常蓄水位1134 m,库容约20.72亿 m^3 。施工过程中,16号坝段上游面出现了表面裂缝,蓄水过程中这些表面裂缝扩展为劈头裂缝。本文以16号坝段为研究对象,在其上游面设置了一个竖直的初始缝面,模拟了其在蓄水过程中的水力劈裂现象。该

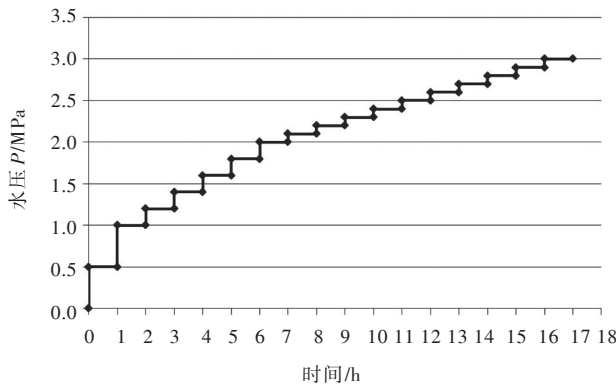


图7 水压加载过程

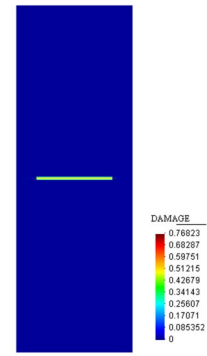
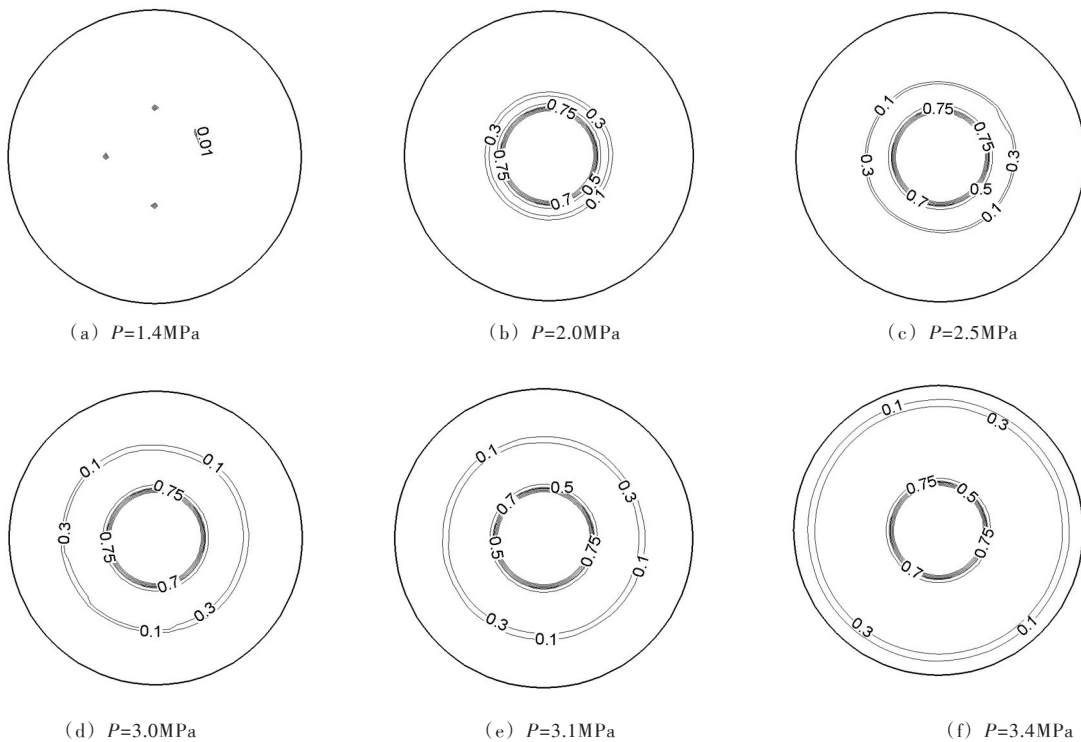

 图8 $P=3.4\text{MPa}$, 试件损伤分布


图9 不同水压作用下, 预制缝所在截面损伤分布等值线图

坝段坝顶高程 1139 m, 建基面高程 990 m, 坝体及坝体-地基模型如图 11 所示, 模型中考虑了坝体排水、廊道、地基排水、帷幕。由于缺乏施工期形成的表面裂缝的形状、范围, 本文假定初始裂缝面形状为三角形, 底高程 1005 m, 顶高程 1025 m, 最大深度为 5 m。坝基的计算范围为向上游、下游和基岩深度方向各取 1.5 倍坝高, 坝基底边界为竖向约束, 四个侧边界均为水平约束。

计算中考虑的荷载为自重、上下游水荷载, 先施加自重荷载, 再施加水压力, 上游水位按每荷载步增加 10 m 的方式从 1020 m 抬升至 1120 m, 最后一个荷载步水位从 1120 m 抬升至正常蓄水位 1134 m, 下游水位 1010 m 保持不变。坝体混凝土、地基力学特性见表 3。渗流场计算按照恒定渗流考虑, 混凝土渗透系数 $k_0 = 5 \times 10^{-9} \text{ m/s}$, 耦合系数 $a_0 = 0.01$ 。

不同水位坝体损伤分布如图 12 所示。由图 12 可以看出, (1)蓄水至 1070 m 时, 坝体出现损伤; (2)随着水位增加, 损伤区域从裂缝面尖端逐步向坝体上部、内部、下部扩展; (3)水位从 1070 m 上升至 1110 m 过程中, 损伤区域缓慢扩展, 从 1110 m 上升至 1120 m, 损伤区域明显增大, 向内部扩展至坝体排水管处; (4)水位由 1120 m 上升至正常蓄水位 1134 m 时, 损伤区域显著增大, 上部达到高程 1060 m 处, 下部达到高程 992 m 处, 最大裂缝深度 33 m, 最终裂缝面呈圆弧形。

设计院根据安全监测实测结果得到的正常蓄水位下的裂缝范围如图 13 所示。由图 13 可以看出,

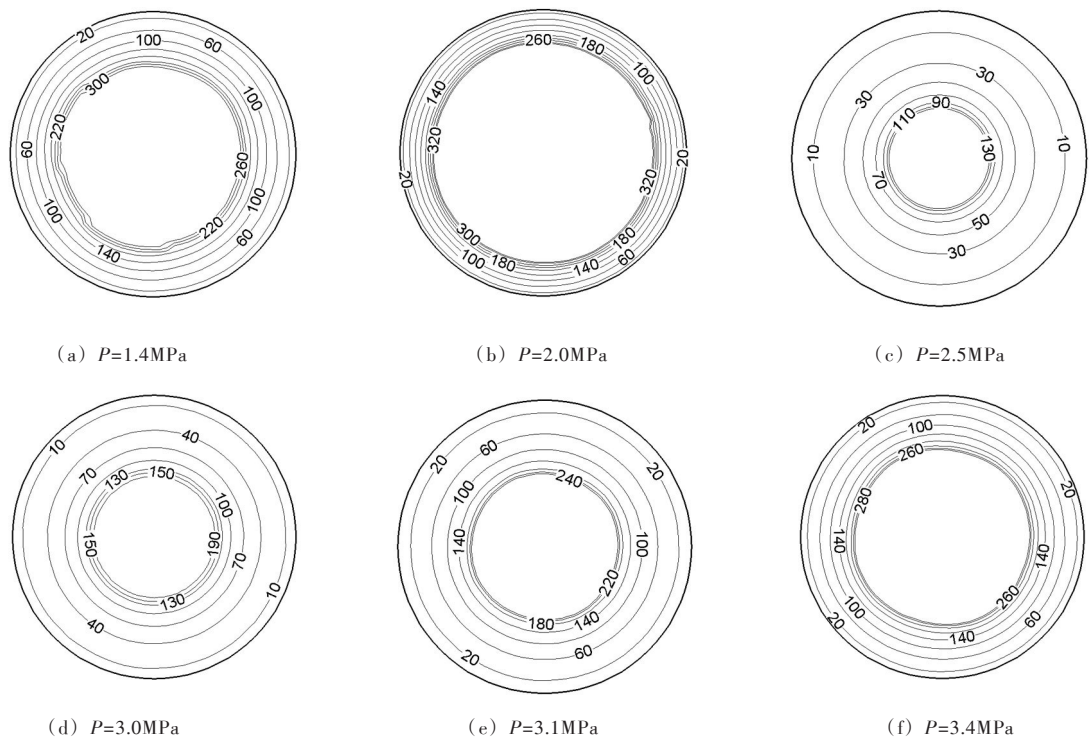


图 10 不同水压作用下, 预制缝所在截面孔隙水压分布等值线图 (单位: m)

表 2 水力劈裂水压计算值、试验值对比

试件 编号	混凝土龄 期/d	单轴抗拉强度 f_t/MPa	试件应力状态	施加在试件两 端的应力/MPa	水力劈裂水压/MPa	
					试验值	计算值
Ⅲ	90	4.1	无应力	0	2.7	2.8
Ⅳ	28	3.1	单轴压	1.0	3.2	3.4
Ⅴ	90	4.4	单轴拉	-0.71	2.3	2.2

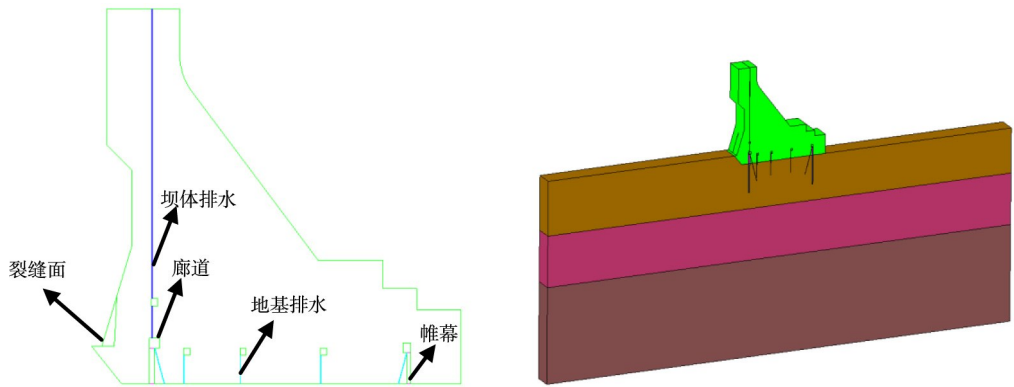


图 11 坝体、坝体-地基模型

表 3 国内某重力坝材料参数

材料	弹性模量 E/GPa	泊松比 ν	密度 $\rho/(\text{kg}/\text{m}^3)$	抗拉强度 f_t/MPa	断裂能 $G_f/(\text{N}/\text{m})$
混凝土	32.2	0.167	2450	2.5	200
地基	25.7	0.220	2600	1.0	200

正常蓄水位下, 裂缝范围上部达到高程 1070 m 处, 底部达到高程 997 m 处, 裂缝向坝体内部扩展的最大深度达到 40 m 左右。比较图 12(f) 及图 13 可以看出, 本文数值模拟得到的正常水位下裂缝的扩

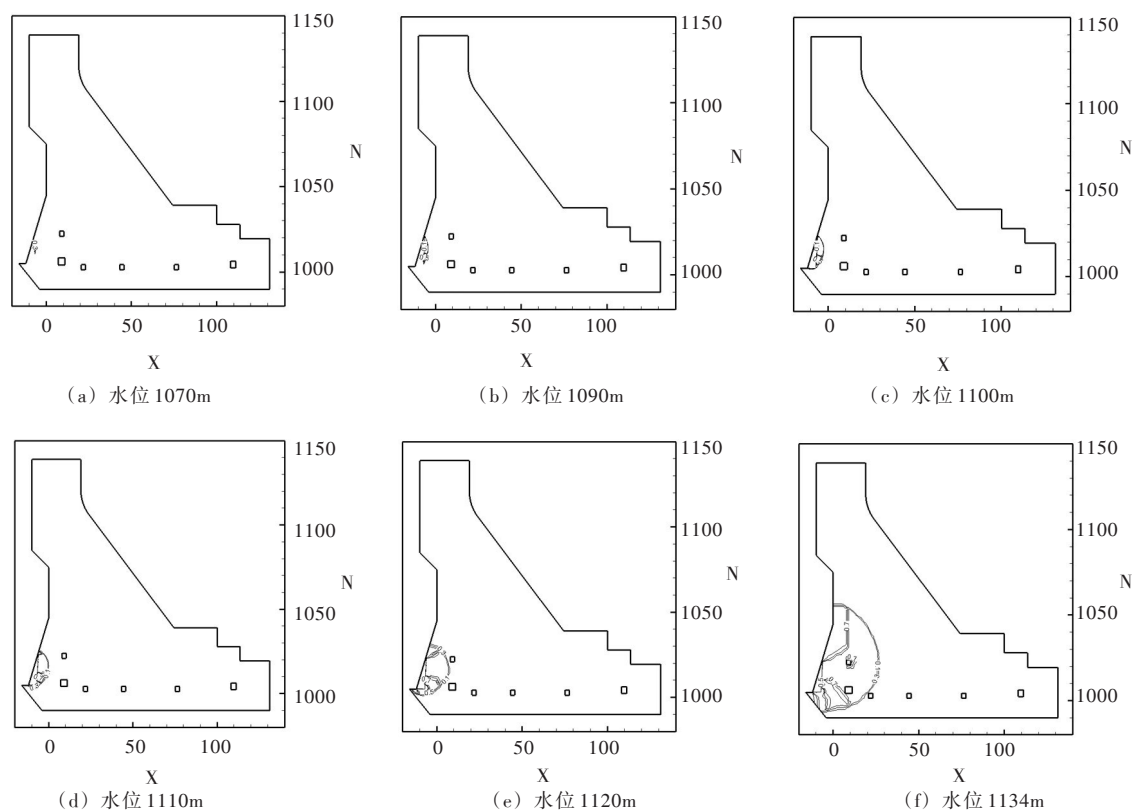


图 12 不同水位坝体损伤分布等值线

展范围与设计院根据安全监测实测结果得到的范围基本吻合，设计院的裂缝范围比本文向内部扩展的更深一点，向上扩展的更高一点。经过初步分析差异主要与初始裂缝面形状、范围，坝体力学特性参数，蓄水过程等有关，计算中当初始裂缝面的最大深度增加时，正常水位下裂缝扩展范围增大，坝体抗拉强度降低时，正常水位下裂缝扩展范围也增大，所以掌握真实的初始裂缝面形状、范围，坝体力学特性参数，蓄水过程等资料是采用本文耦合模型准确预测裂缝是否扩展、扩展过程、最终扩展范围的关键。

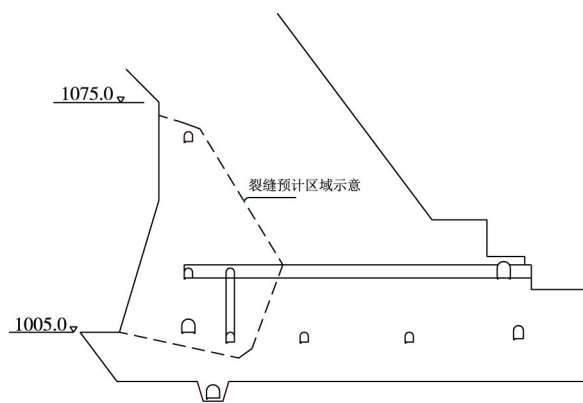


图 13 裂缝预估范围

5 结论

本文提出了一种应力-渗流-损伤耦合模型，并用于混凝土重力坝三维水力劈裂的模拟。

该耦合模型具有以下特点：(1)考虑了混凝土断裂过程区的应变软化特性；(2)基于断裂能守恒原理将损伤模型与断裂力学相结合，使得断裂能的消散不会受到网格大小的影响；(3)考虑了水力劈裂过程中的4个耦合过程。

采用该耦合模型，对内置裂缝的圆柱体试件的水力劈裂进行了数值模拟，水力劈裂水压的计算值与试验值吻合很好，验证了所提耦合模型的合理性。

在此基础上，进行了国内某混凝土重力坝三维水力劈裂的模拟：(1)蓄水至 1070 m 时，坝体出现

损伤; (2)随着水位增加, 损伤区域从裂缝面尖端逐步向坝体上部、内部、下部扩展, 蓄水至正常蓄水位 1134 m, 损伤区域上部达到高程 1060 m 处, 下部达到高程 992 m 处, 最大裂缝深度 33 m, 最终裂缝面呈圆弧状; (3)数值模拟得到的损伤区域与设计院根据安全监测实测结果得到的范围基本吻合。研究表明: 采用该耦合模型可以十分便捷有效地进行混凝土重力坝三维水力劈裂的模拟, 评估表面裂缝的危险程度。然而水力劈裂是一个复杂的问题, 损伤对孔隙水压影响系数、渗透系数的影响还需要进一步研究。

参 考 文 献:

- [1] 朱伯芳. 重力坝的劈头裂缝[J]. 水力发电学报, 1997(4): 85-93.
- [2] 梁文浩, 谯常忻, 涂传林. 柘溪大头坝裂缝问题研究述评[J]. 水利学报, 1982(6): 3-12.
- [3] 曹泽生, 陈重喜. 桓仁大头坝上游坝面劈头裂缝稳定性分析[J]. 水力发电, 1991(3): 9-14.
- [4] 曹刚, 伞小雨, 王宇. 玉石水库 6 号坝段劈头裂缝原因分析[J]. 水利建设与管理, 2008, 28(5): 11-14.
- [5] BRUHWILER E, SAOUMA V E. Water fracture interaction in concrete-Part I: Fracture properties [J]. ACI Materials Journal, 1995, 92(3): 296-303.
- [6] BRUHWILER E, SAOUMA V E. Water fracture interaction in concrete-Part II: Hydrostatic pressure in cracks [J]. ACI Materials Journal, 1995, 92(4): 383-390.
- [7] LOWIK V, SAOUMA V E. Water pressure in propagating concrete cracks [J]. Journal of Structural Engineering, 2000, 126(2): 235-242.
- [8] 王建敏. 静水压力环境下混凝土裂缝扩展与双 K 断裂参数试验研究[D]. 大连: 大连理工大学, 2008.
- [9] 贾金生, 汪洋, 冯炜, 等. 重力坝高压水劈裂模拟方法与特高重力坝设计准则初步探讨[J]. 水利学报, 2013, 44(2): 127-133.
- [10] 陈胜宏, 邹丽春. 小湾高拱坝坝踵开裂的有限单元法分析[J]. 水利学报, 2003(1): 66-71.
- [11] BARPI F, VALENTE S. Modeling water penetration at dam-foundation joint [J]. Engineering Fracture Mechanics, 2008, 75(3/4): 629-642.
- [12] 董玉文, 任青文. 重力坝水力劈裂分析的扩展有限元法[J]. 水利学报, 2011, 42(11): 1361-1367.
- [13] 王克峰, 章青, 夏晓舟. 考虑流固耦合效应的重力坝水力劈裂模拟[J]. 应用数学和力学, 2015, 36(9): 970-980.
- [14] SECCHI S, SCHREFLER B A. A method for 3-D hydraulic fracturing simulation [J]. International Journal of Fracture, 2012, 178: 245-258.
- [15] MOHAMMADNEJAD T, KHOEI A R. An extended finite element method for hydraulic fracture propagation in deformable porous media with the cohesive crack model [J]. Finite Elements in Analysis and Design, 2013, 73(15): 77-95.
- [16] EHLERS W, LUO C. A phase-field approach embedded in the Theory of Porous Media for the description of dynamic hydraulic fracturing [J]. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 2016, 315: 348-368.
- [17] OUCHI H, KATIYAR A, YORK J, et al. A fully coupled porous flow and geomechanics model for fluid driven cracks: a peridynamics approach [J]. Computational Mechanics, 2015, 55(3): 561-576.
- [18] PAN P Z, RUTQVIST J, FENG X T, et al. A discontinuous cellular automaton method for modeling rock fracture propagation and coalescence under fluid pressurization without remeshing [J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2014, 47(6): 2183-2198.
- [19] SHIMIZU H, MURATA S, ISHIDA T. The distinct element analysis for hydraulic fracturing in hard rock considering fluid viscosity and particle size distribution [J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2011, 48(5): 712-727.
- [20] ZHANG G X, LI X, LI H F. Simulation of hydraulic fracture utilizing numerical manifold method [J]. Science China Technological Sciences, 2015, 58(9): 1542-1557.
- [21] OLIAEI M N, PAK A, SOGA K. A coupled hydro-mechanical analysis for prediction of hydraulic fracture propa-

- gation in saturated porous media using EFG meshless method[J]. Computers and Geotechnics, 2014, 55(2): 254-266.
- [22] CHERNY S, LAPIN V, ESIPOV D, et al. Simulating fully 3D nonplanar evolution of hydraulic fractures [J]. International Journal of Fracture, 2016, 201: 181-211.
- [23] HILLERBORG A, MODÉER M, PETERSSON P E. Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements[J]. Cement and concrete research, 1976, 6(6): 773-781.
- [24] 江见鲸, 陆新征, 叶列平. 混凝土结构有限元分析[M]. 北京: 清华大学出版社, 2005.
- [25] LEMAITRE J. How to use damage mechanics [J]. Nuclear Engineering and Design, 1984, 80(2): 233-245.
- [26] 任青文, 刘爽, 陈俊鹏, 等. 基于损伤理论的重力坝坝基岩体渐进破坏数值模拟研究[J]. 水利学报, 2014, 45(1): 1-9.
- [27] BIOT M A. General theory of three-dimensional consolidation[J]. Journal of Applied Physics, 1941, 12(2): 155-164.
- [28] BIOT M A. Theory of elasticity and consolidation for a porous anisotropic solid[J]. Journal of Applied Physics, 1955, 26(2): 182-185.
- [29] BIOT M A. Variational Lagrangian-thermodynamics of nonisothermal finite strain mechanics of porous solids and thermomolecular diffusion[J]. International Journal of Solids and Structures, 1977, 13(6): 579-597.
- [30] BHATTACHARJEE S S, LÉGER P. Fracture response of gravity dams due to rise of reservoir elevation [J]. Journal of Structural Engineering, 1995, 121(9): 1298-1305.
- [31] BARY B, BOURNAZEL J P, BOURDAROT E. Poro-damage approach applied to hydro-fracture analysis of concrete [J]. Journal of Engineering Mechanics, 2000, 126(9): 937-943.
- [32] 林凯生, 李宗利. 高孔隙水压作用下混凝土渗流-损伤耦合模型[J]. 水利水电工程学报, 2010(2): 51-55.
- [33] 张国新. SAPTIS: 结构多场仿真与非线性分析软件开发及应用(之一)[J]. 水利水电技术, 2013, 44(1): 52-55.
- [34] 周秋景, 张国新. SAPTIS: 结构多场仿真与非线性分析软件开发及应用(之二)[J]. 水利水电技术, 2013, 44(9): 39-43.
- [35] 张国新, 沙莎. 混凝土坝全过程多场耦合仿真分析[J]. 水利水电技术, 2015, 46(6): 87-93.

Simulation of 3D hydraulic fracturing of concrete gravity dams based on stress-seepage-damage coupling model

SHA Sha¹, ZHANG Guoxin²

(1. PowerChina Beijing Engineering Corporation Limited, Beijing 100024, China;

2. State Key Laboratory of Simulation and Regulation of Water Cycle in River Basin, China Institute of Water Resources and Hydropower Research, Beijing 100038, China)

Abstract: High pressure hydraulic fracturing is an important part of safety assessment in high concrete dams. At present, most of the numerical simulations of hydraulic fracturing in concrete gravity dams are limited to 2D. There is lack of the simulation of 3D hydraulic fracturing of vertical cracks which often occur upstream of the dam. In this study, a stress-seepage-damage coupling model is presented for the simulation of 3D hydraulic fracturing. By the coupling model, hydraulic fracturing of an internal crack in a cylinder specimen is simulated. The results are in good agreement with the experimental results, verifying the rationality of the coupled model. Then the coupled model is used to simulate 3D hydraulic fracturing of a concrete gravity dam. The damage region obtained by the simulation is basically consistent with the crack zone predicted by the design institute. The results show that the coupled model can be used to simulate the 3D hydraulic fracturing of gravity dams conveniently and effectively, assess the degree of risk of surface cracks to take effective measures in time and provide technical support for the safe operation of high dams.

Keywords: Gravity dam; Hydraulic fracture; 3D; Stress-Seepage-Damage; Coupling

(责任编辑: 祁 伟)