DOI: 10.16198/j.cnki.1009-640X.2015.06.006
邱春, 岳书波, 刘承兰. 溢流堰表孔弧形闸门开启过程非恒定流水力特性[J]. 水利水运工程学报, 2015(6): 40-46. (QIU Chun, YUE Shu-bo, LIU Cheng-lan. Analysis of hydraulic characteristics of unsteady flow during opening of radial gate located on overflow weir[J]. Hydro-Science and Engineering, 2015(6): 40-46.)

溢流堰表孔弧形闸门开启过程非恒定流水力特性

邱 春[1,2], 岳书波[2], 刘承兰[1]
(1. 四川建筑职业技术学院, 四川 德阳 618000; 2. 四川大学 水力学与山区河流开发保护国家重点实验室, 四川 成都 610065)

摘要: 采用RNG κ-ε 紊流模型结合动网格技术对某水利工程Y型宽尾墩泄洪表孔弧形闸门开启过程进行了三维动态数值模拟研究。为了解闸门开启过程中各相对开度的水力要素特性,采用6种不同的开启总时间,给出各开启总时间对应的闸后流速、压强等水力要素对闸门开启速度的依赖关系,并定义了反弧及消力池3个压强分布区域。研究表明,闸门开启总时间较小时,闸后水流的滞后效应明显,各对应相对开度时闸后水面线偏低;开启过程中溢流堰反弧处最大流速、冲击区最大压强等都会远大于恒定情况时的对应值。冲击区最大压强及其与调节区平均压强的差值随开启速度的增大迅速增加,且需经过较长时间才逐渐回到正常值。开启速度较小时,各水力要素增加较为平缓。将闸后水面线等计算结果与试验结果进行对比,吻合良好,验证了数值方法的可靠性,可为类似水工闸门运行提供借鉴。

关 键 词: 三维动态数值模拟; 开启过程; 非恒定流; 动网格; 弧形闸门; 消力池
中图分类号: TV663$^+$2 **文献标志码:** A **文章编号:** 1009-640X(2015)06-0040-07

水工闸门是水利工程中挡水和控制流量的重要设备,由于闸门运行方式的不合理引起下游冲刷破坏的案例时有发生。因此了解闸门启闭过程中水流水力特性,对于选择合适的开启速度,防止消能设施发生破坏有着重要意义。

水利工程中水流多为明流水气二相流,其边界条件及过程较复杂,给试验数据测量带来了较大困难,作为模型试验的补充,直接动态数值模拟更容易获得过程中各时刻水力要素特性。文献[1]对蓄水池闸门开启过程中水体流动进行了模拟,但和实际情况有一定偏差;文献[2]对孔板泄洪洞事故闸门动水下门过程进行了试验研究,并分析了中闸室噪音和振动的成因;文献[3]对梯形渠道中闸门不同调控方式引起的非恒定流进行了数值模拟;文献[4]用试验方法研究了湖南镇水电站闸门不同开启组合下水舌扩散形态对下游的影响,并制定了最优闸门开启组合;文献[5]通过模拟不同长度的单一渠段的非恒定流响应过程,认为渠段稳定时间、水位变化速率与渠段运行方式有关;文献[6]采用动网格技术对弧形闸门开启过程数值模拟进行了初步探索。本文采用RNG k-ε 双方程紊流模型结合动网格技术对某水利工程溢流表孔Y型宽尾墩加消力池非恒定流进行了三维动态数值模拟,重点分析闸门开启速度对非恒定流压强等水力特性的影响,定义了反弧及消力池中3个压强分布区域,并重点分析了3个区域的压强滞后分布规律及可能对反弧和消力池底板造成的危害。分析表明文中所用方法对于一般小型灌区闸门启闭同样适用。

1 数学模型

RNG k-ε 双方程模型控制方程如下:

收稿日期: 2015-03-05
基金项目: 德阳市重点科学技术研究项目(2014ZZ095-3)
作者简介: 邱 春(1976—),男, 江苏徐州人,工程师,博士,主要从事工程水力学研究。E-mail: qiu3216@163.com

连续方程：$\frac{\partial \rho}{\partial t}+\frac{\partial \rho u_i}{\partial x_i}=0$　　(1)

动量方程：$\frac{\partial \rho u_i}{\partial t}+\frac{\partial}{\partial x_j}(\rho u_i u_j)=-\frac{\partial p}{\partial x}+\frac{\partial}{\partial x_j}\left[(\mu+\mu_t)\left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j}+\frac{\partial u_j}{\partial x_i}\right)\right]$　　(2)

k 方程：$\frac{\partial(\rho k)}{\partial t}+\frac{\partial(\rho u_i k)}{\partial x_i}=\frac{\partial}{\partial x_j}\left[(\mu+\mu_t)\alpha_k\frac{\partial k}{\partial x_j}\right]+G_k-\rho\varepsilon$　　(3)

ε 方程：$\frac{\partial(\rho\varepsilon)}{\partial t}+\frac{\partial(\rho u_i\varepsilon)}{\partial x_i}=\frac{\partial}{\partial x_j}\left[(\mu+\mu_t)\alpha_\varepsilon\frac{\partial \varepsilon}{\partial x_j}\right]+\frac{C_{1\varepsilon}^{\ *}\varepsilon}{k}G_k-C_{2\varepsilon}\rho\frac{\varepsilon^2}{k}$　　(4)

式中：ρ 和 μ 分别为体积分数平均的密度和分子黏性系数；p 为压力；$\alpha_k=\alpha_\varepsilon=1.39$；$C_{1\varepsilon}^{\ *}=C_{1\varepsilon}-\frac{\eta(1-\eta/\eta_0)}{1+\beta\eta^3}$，$C_{1\varepsilon}$ 和 $C_{2\varepsilon}$ 为 ε 常数，取 $C_{1\varepsilon}=1.42$，$C_{2\varepsilon}=1.68$；$\eta=(2E_{ij}E_{ij})^{1/2}\frac{k}{\varepsilon}$，$E_{ij}=\frac{1}{2}\left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j}+\frac{\partial u_j}{\partial x_i}\right)$；$\eta_0=4.377$，$\beta=0.012$，$\mu_t$ 为紊流黏性系数，它可由紊动能 k 和紊动耗散率 ε 求出，$\mu_t=\rho C_\mu\frac{k^2}{\varepsilon}$，$C_\mu$ 为经验常数，取 $C_\mu=0.084\ 5$；G_k 为由平均速度梯度引起的紊动能产生项，定义为 $G_k=\mu_t\left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j}+\frac{\partial u_j}{\partial x_i}\right)\frac{\partial u_i}{\partial x_j}$。

采用有限体积法对上述方程进行离散，时间和空间均采用二阶精度格式，压力速度耦合采用压力隐式算子分割法 PISO 算法。采用 VOF 法[7]捕捉自由水面，该方法的 k-ε 紊流模型方程(1~4)与单相流形式相同，但 ρ 和 μ 是体积分数的函数，可由下式表示：

$$\rho=\alpha_w\rho_a+(1-\alpha_w)\rho_a \tag{5}$$

$$\mu=\alpha_w\mu_w+(1-\alpha_w)\mu_a \tag{6}$$

式中：α_w 为水的体积分数；ρ_w 和 ρ_a 分别水和气的密度；μ_w 和 μ_a 分别为水和气的分子黏性系数。动网格模型用于描述边界或流体内部物体的变形及运动，对于通量 ϕ 的积分形式的守恒方程如下：

$$\frac{\mathrm{d}}{\mathrm{d}t}\int_V\rho\varphi\mathrm{d}V+\int_{\partial V}\rho\varphi(\vec{u}-\vec{u}_s)\cdot\mathrm{d}\vec{A}=\int_{\partial V}\Gamma\nabla\varphi\cdot\mathrm{d}\vec{A}+\int_V S_\varphi\mathrm{d}V \tag{7}$$

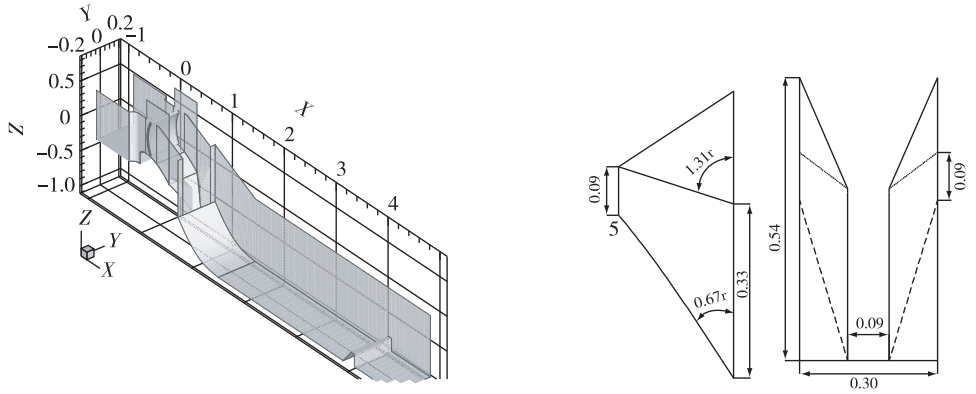
式中：∂V 为控制体 V 的边界；$\vec{u}$ 为流体流动速度矢量；$\vec{u}_s$ 为动网格的网格变化速度矢量；Γ 为扩散系数；S_φ 为通量的源项。

2　计算区域网格划分与条件设置

本文采用某实际工程溢流堰表孔单孔 1∶50 比尺建立计算区域(如图 1)，模型区域长 6.32 m，宽 0.4 m，高 1.79 m；模型尾坎高 0.2 m，弧形闸门宽 0.3 m，半径 0.51 m，堰顶水头 $H=0.4$ m，模型坐标原点位于溢流堰中心线纵剖面与堰顶交汇处。采用 Y 型宽尾墩加消力池联合消能工，类似工程恒定流研究[8-9]较多。本文对弧形门开启过程闸门区、宽尾墩、消力池水体进行了整体模拟，闸门区域采用非结构网格，其余均为六面体结构网格，水气交界面和关键部位网格进行了加密以准确捕捉自由水面。

库区进口分为上下两部分，下部为水流进口，利用自定义程序(UDF)来保证库区水位不变，上部为空气进口，均为压力进口。库区和溢洪道上部均为压力进口，溢洪道出口为压力出口，壁面采用无滑移边界条件。文中共模拟了 6 种开启角速度，对应的开启总时间 T 分别为：3，10，15，30，60 和 120 s，为方便分析，文中分析时用开启总时间 T 代替开启速度。

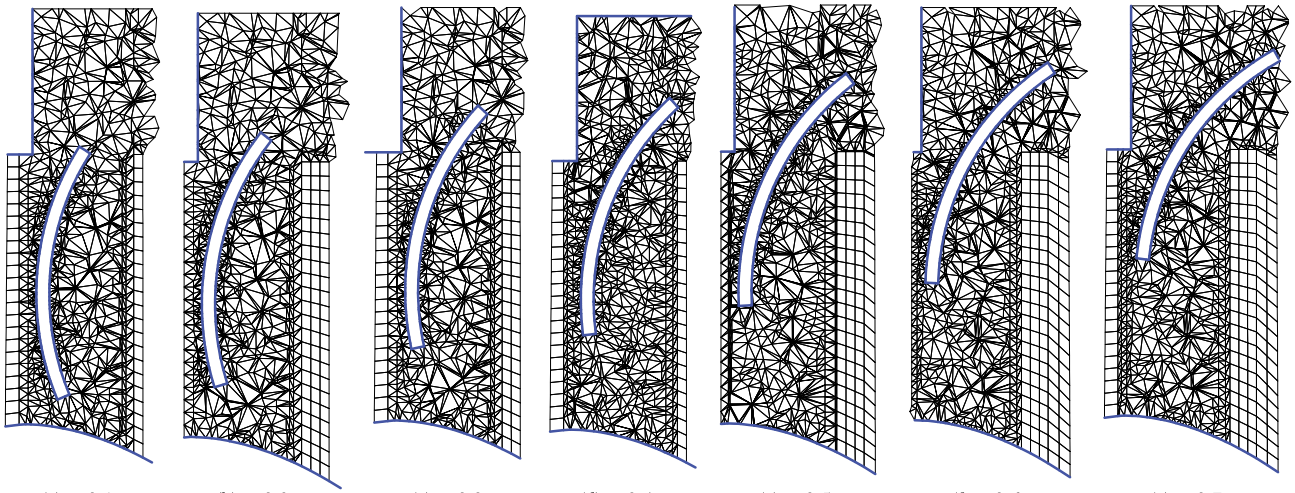
为满足闸门区网格快速变形的需要，动网格更新采用弹簧光顺法和局部重构法，每 5 个时间步长更新一次网格。图 2 给出了 $T=120$ s 时过程中各相对开度(e)对应的溢洪道中心线纵剖面闸门区网格图，可见整个计算过程网格质量良好。闸门开启速度由 UDF 控制，开启时均为匀速开启。



(a) 计算区域 (b) Y型宽尾墩尺寸

图 1 模型整体区域及部分尺寸(单位:m)

Fig. 1 Whole region and main size of a model (unit: m)



(a) e=0.1 (b) e=0.2 (c) e=0.3 (d) e=0.4 (e) e=0.5 (f) e=0.6 (g) e=0.7

图 2 不同相对开度时闸门区中心线纵剖面网格(T=120 s)

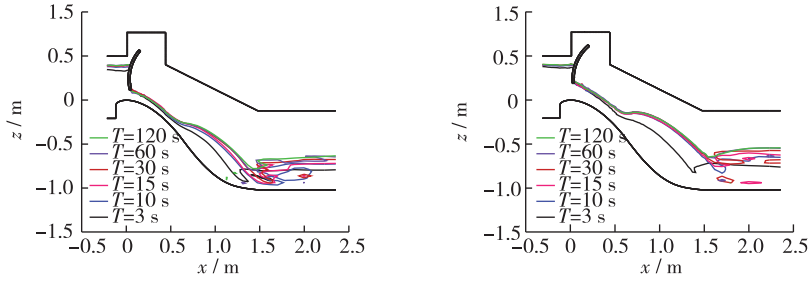
Fig. 2 Grids along middle section of a spillway under different opening (T=120 s)

3 闸后水流流态时空分析

图 3 给出 6 种开启总时间 T 时两种相对开度的水面线。由图 3(a)可见,e=0.3 时,T=3 s 和 10 s 由于下泄流量滞后于闸门开启速度,因此水面线在溢流坝反弧段明显低于其他情况,e=0.5 时,只有 T=3 s 对应的水面线明显偏低,与反弧段最高水面相差达 0.36 m,在消力池中相差约 0.2 m。T>10 s 时,各种情况的水面在溢流坝及反弧段均差别变小,但消力池中水面仍差别偏大,整个开启过程中,以 T=15 s 与 120 s 为例,闸门开启过程中消力池水面相差最大达 0.1 m。在小开度时(e<0.3),下泄水流较少,对消力池中水体影响也较小,水面横向分布偏于平稳,之后随着下泄水流纵向拉开,其冲击作用变强,池中水流紊动混掺逐渐变强,水面横向出现较大波动。对于 T=30,60 和 120 s 时的水面在小开度时尚有差异,随开度增大,水面波动增强,但差别变小。

由于开启过程的非恒定性,流速和压力的直接测量比较困难且存在很大不确定性。因此本文采用比较水面线的方法来验证数模结果的可靠性。图 4 分别给出了 T=120 s 过程中 e=0.3 及 0.5 两种相对开度的

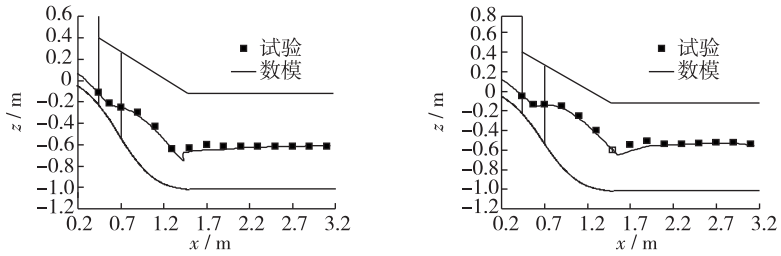
水面线与实测结果比较，吻合良好，说明数模结果准确。



(a) e=0.3　　(b) e=0.5

图 3　6 种开启总时间对应的两种相对开度的溢流堰中线水面线

Fig. 3　Water surface profile along middle section of a spillway at e=0.3 and e=0.5 at six total opening times

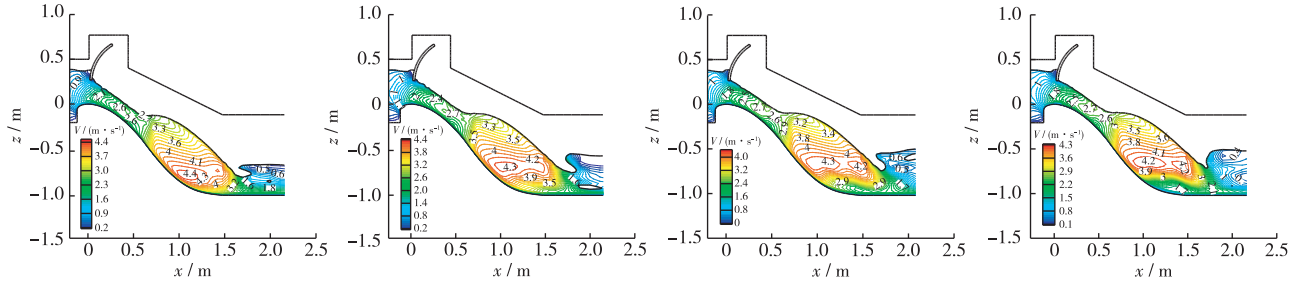


(a) e=0.3, T=120 s　　(b) e=0.5, T=120 s

图 4　溢流堰中线水面线对比

Fig. 4　Comparison of water surface profile along middle section of a spillway

图 5 给出了过程中 e=0.7 时 4 种开启总时间对应的溢流堰及消力池中线纵剖面速度等值线。可见 4 种情况的最大流速均出现在溢流堰反弧处，最大值为 4.4，4.3，4.3 和 4.2 m/s。研究结果表明，对于 T 较大的情况，随 e 逐渐变大，流速变化较平稳，最大流速也较小。



(a) e=0.7, T=3 s　(b) e=0.7, T=15 s　(c) e=0.7, T=30 s　(d) e=0.7, T=120 s

图 5　溢流堰中线纵剖面速度等值线

Fig. 5　Velocity distribution along middle section of a spillway

4　压强时空变化特征

本文根据消力池底板所受压强的特点，将压强作用范围分为 3 个区域：下泄水流直接冲击区、紧随其后的调节区及静压区。结果表明，6 种开启总时间，过程中静压区压强分布比较均匀，说明下泄水流对此区的影响较小，水体相对平静，以静水压力为主。

对于宽尾墩加消力池联合消能工而言，多数工程破坏均发生在消力池部位，除了与闸门开启过程中下游水位偏低有关，还与闸门操作不当（如开启速度过快）有一定关系。表 1 中给出 T=3，10 和 15 s 时过程中各

相对开度时的反弧及消力池底板所受的冲击区最大压强 P_{max}、调节区的平均压强 $\overline{P}$ 及二者的差值 ΔP。可看出当竖向拉伸水舌进入消力池后,冲击区压强最大,调节区压强则较小,二者均随相对开度的增大而增大。

当 $T=3$ s,e 较小时,P_{max} 较小,之后迅速增大。计算发现,在闸门全开一段时间后,其值达到 9 200 Pa,远大于其他开启总时间 T 较大时对应的最大压强。这是由于 T 较小时,虽然闸门已经升起,但是水流由于惯性作用,下泄需要一定时间。当闸门全开时流量尚未达到最大,之后流量会有一突然增大的过程。由于此时消力池中水深相对较小,因此会有一较大的滞后动水冲击压强,且持续较长时间才能达到恒定状态。而 T 较大的情况,随闸门缓慢开启,流量逐步增加,消力池中水深随之增加,闸门全开后即可缓慢过渡到敞泄状态,因此水流比较平稳。对于冲击区之后的调节区,当开启总时间 T 越大时,过程中平均压强亦随之增大;当 $T=30$ s 时,$e=0.75$,$\overline{P}$ 已达到最大值 4 000 Pa;$T=120$ s 时对应值为 4 200 Pa。对于静压区而言,当 T 较小时,静压区压强分布相比平稳式流态而言波动要偏大。

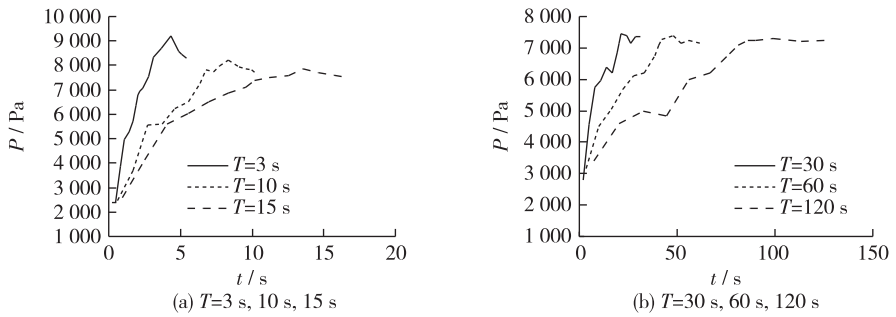
开启时间 T 较小($T=3\sim15$ s),e 也较小时,ΔP 小于其他情况;随着闸门开度的增大,ΔP 迅速增大。当 $T=3$ s 时,ΔP 最大达 6 800 Pa,$T=10$ s 时最大为 4 100 Pa,而 $T>30$ s 时,ΔP 明显偏小,最大值仅为 2 900 Pa 左右。可见当开启总时间 T 越大时,ΔP 越小。

表 1 反弧及消力池底板压强

Tab. 1 Pressure on the floor of ogee section and stilling basin

e	$T=3$ s			$T=10$ s			$T=15$ s		
	P_{max}	$\overline{P}$	$\triangle P$	P_{max}	$\overline{P}$	$\triangle P$	P_{max}	$\overline{P}$	$\triangle P$
0.1	2 400	1 800	600	2 450	1 900	550	2 600	2 000	600
0.2	2 400	1 950	450	3 700	2 200	1 500	4 150	2 100	2 050
0.3	3 850	1 950	1 900	5 550	2 250	3 300	5 600	2 350	3 250
0.4	4 950	2 100	2 850	5 600	2 250	3 350	6 050	2 600	3 450
0.5	5 300	2 300	3 000	6 250	2 700	3 550	6 500	3 100	3 400
0.6	5 700	2 500	3 200	6 500	3 050	3 450	6 850	3 450	3 400
0.7	6 350	2 550	3 800	7 250	3 200	4 050	7 100	3 650	3 450
0.75	6 350	2 650	3 700	7 800	3 400	4 400	7 400	3 800	3 600

为更直观地说明各种开启总时间 T 时的冲击区最大压强变化情况,图 6 给出了冲击区最大压强随开启时间的变化关系曲线。结合表 1 可知,$T=3$,10 和 15 s 与其他开闸总时间 T 相比,在各对应相对开度时,其冲击区最大压强偏小,但闸门全开后会有一较大的压强增长,且 T 越小,随后的冲击区最大压强越大。由图 6 可见,$T=3$ s 时消力池底板在 4 s 时间内压强由 2 000 Pa 增长到 9 200 Pa,增幅非常大,此后经较长时间后压强才会逐渐回落至正常值,开闸时必须避免这种情况。$T>30$ s 时 P_{max} 则随时间逐渐增大至接近恒定状态值。



(a) T=3 s, 10 s, 15 s (b) T=30 s, 60 s, 120 s

图 6 反弧及消力池底板冲击区最大压强随时间变化曲线

Fig. 6 Variation of maximum pressure on the floor of anti-arc and stilling basin with time

从图 6 中可看出消力池底板所受的滞后最大压强分布。当 $T=3$ s 时，闸门全开后由于滞后水流的冲击，在前端冲击区最大压强达到 9 200 Pa，紧随其后的调节区压强却只有约 2 400 Pa，压差较大为 6 800 Pa，消力池后部静压区压强平均约为 4 000 Pa。而对于另外两种开启总时间 T 的压强差分别为 4 100 和3 600 Pa。

对于消力池而言，调节区是高速水流偏转和急剧扩散的低压区，一般来说此区域受到的时均动水压强合力向上，也是消力池中最先失稳的部位。

对于本文工程 $T\geqslant 30$ s 时过程中各水力要素值变化已偏于平稳，与恒定情况时各对应开度的值相比差别较小；基本可以忽略滞后作用对水流的影响。结合文中的压强分布规律，闸门开启速度越大，冲击区最大压强与调节区平均压强差值也越大，调节区消力池底板越容易发生破坏，在类似工程闸门运行时，除了要求下游消力池初始水深不能太低，实际操作中闸门开启速度应以不出现较大的滞后动水冲击压强为宜，否则必须考虑压差 ΔP 可能对反弧及消力池底板造成危害，并采取相应的防护措施。

表 2 为 $T=30$ s 时溢流堰中线纵剖面上两测点（$x=0.442$ 和 0.702 m）的数值模拟与实测压强结果的对比，整个开启过程中相对误差最大约为 6.8%，表明数模结果准确。

表 2　数值模拟及模型试验结果对比

Tab. 2　Comparison between the simulated and model test results

测点	压强 P/kPa					
	$T=5$ s	$T=10$ s	$T=15$ s	$T=20$ s	$T=25$ s	$T=30$ s
$x=0.442$ m	0.21/0.22	1.09/1.04	1.76/1.82	2.11/2.22	2.43/2.52	2.51/2.58
$x=0.702$ m	0.67/0.71	0.77/0.74	0.86/0.90	0.83/0.87	0.85/0.91	0.82/0.88

注："/"前后分别为数值模拟结果和模型试验结果。

5　结　语

采用 6 种不同的开启速度，研究了堰上弧形闸门开启速度对闸后水流的影响，给出水面线及流速随开启速度的定性变化关系。根据开启过程中压强分布特点，将反弧及消力池底板分为冲击区、调节区及静压区 3 部分；指出开启总时间越小，闸后水流的非恒定性越强；分析了消力池冲击区最大动水压强与开启总时间的关系及其对底板可能造成的危害。

参　考　文　献：

[1] 朱仁庆，杨松林，王志东. 闸门开启过程中水体流动的数值模拟[J]. 华东船舶工业学院学报，1998，12(3)：18-21.（ZHU Ren-qing，YANG Song-lin，WANG Zhi-dong. Numerical simulation of water flowing during opening of flood gate[J]. Journal of East China Shipbuilding Institute，1998，12(3)：18-21.（in Chinese））

[2] WANG Wei，YANG Yong-quan，XU Wei-lin，et al. Experimental investigation of emergency gate shutting for orifice tunnel[J]. Journal of Hydrodynamics，2002(3)：29-34.

[3] 韩宇，吕宏兴，余国安. 两种运行方式下灌溉渠道的非恒定流数值模拟[J]. 长江科学院院报，2010，27(3)：29-33.（HAN Yu，LV Hong-xing，YU Guo-an. Numerical simulation of unsteady flow in irrigation canals with two operation modes[J]. Journal of Yangtze River Scientific Research Institute，2010，27(3)：29-33.（in Chinese））

[4] 王均星，陈晓勇，尹浩，等. 湖南镇水电站水工模型试验研究[J]. 水力发电学报，2008，27(5)：103-108.（WANG Jun-xing，CHEN Xiao-yong，YIN Hao，et al. Study on the hydraulic model tests of Hunanzhen hydropower station[J]. Journal of Hydroelectric Engineering，2008，27(5)：103-108.（in Chinese））

[5] 范杰，王长德，管光华，等. 渠道非恒定流水力学响应研究[J]. 水科学进展，2006，17(1)：55-60.（FAN Jie，WANG Chang-de，GUAN Guang-hua，et al. Study on the hydraulic reaction of unsteady flows in open channel [J]. Advances in Water Science，2006，17(1)：55-60.（in Chinese））

[6] 邱春，刁明军，徐兰兰. 溢流堰表孔弧形闸门开启过程水力特性 3 维数值模拟[J]. 四川大学学报：工程科学版，2012，

44(3): 19-25. (QIU Chun, DIAO Ming-jun, XU Lan-lan. 3-D numerical simulation of hydraulic characteristics during the opening process of radial gate for overflow weir[J]. Journal of Sichuan University(Engineering Science Edition), 2012, 44(3): 19-25. (in Chinese))

[7] HIRT C W, NICHOLS B D. Volume of fluid (VOF) method for the dynamics of free boundary[J]. Journal of Computational Physics, 1981, 39(1): 201-225.

[8] 倪汉根. 宽尾墩-消力池的简化计算方法[J]. 水利学报, 1998(6): 19-24. (NI Han-gen. A simplified hydraulic calculation method for flaring gate pier-stilling basin[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 1998(6): 19-24. (in Chinese))

[9] 葛旭峰, 王长新, 李琳. 陡坡后消力池内水跃的数值模拟[J]. 水利水运工程学报, 2012(3): 70-74. (GE Xu-feng, WANG Chang-xin, LI Lin. Turbulence model of hydraulic jump in a post-steep plunge pool[J]. Hydro-Science and Engineering, 2012(3): 70-74. (in Chinese))

Analysis of hydraulic characteristics of unsteady flow during opening of radial gate located on overflow weir

QIU Chun[1,2], YUE Shu-bo[2], LIU Cheng-lan[1]

(1. *Sichuan College of Architecture Technology*, *Deyang* 618000, *China*; 2. *State Key Laboratory of Hydraulics and Mountain River Engineering*, *Sichuan University*, *Chengdu* 610065, *China*)

Abstract: The RNG κ-ε turbulent model and dynamic mesh technology were applied to simulation of the unsteady flow of the flaring gate pier and the stilling basin during the radial gate opening. Six different total opening times were used to achieve the detailed hydraulic properties of different opening velocities. The opening velocities of the radial gate were homogeneous of every total opening time. The relationships between the opening velocities and pressures, flow velocities and other hydraulic characteristics were obtained by using six corresponding total opening times. Hysteresis effect was apparent while the total opening time was relatively small, and a water surface profile corresponding to different relative openings was also lower than those of other total opening times. The maximum flow velocity appeared at the ogee section of the overflow weir at the opening process no matter which total opening time was. The maximum velocity and the pressure on the impact region were much larger than the corresponding value at a constant situation. The slab of the ogee section and stilling basin was divided into three regions according to the distribution of pressurs; the relationships between the maximum pressure and the opening velocity was obtained. The velocities and the maximum pressure on the impact region in the stilling basin were much higher than those corresponding to the constant conditions while the opening velocities were relatively lower. The maximum pressure and differences between the maximum pressure on the impact region and an average pressure of the adjusting region increased with the increasing of the opening velocities, and fell to a normal value after long time. A gentle increase in pressures and other hydraulic characteristics would appear under the lower opening velocities. The water surface profile and other results of numerical simulation were in good agreement with the model test data, which shows that the numerical method is reliable. The analysis results can provide an important basis for operation of the similar radial gate located on the hydroproject.

Key words: 3-D dynamical numerical simulation; opening process; unsteady flow; dynamic mesh; radial gate; stilling basin