

DOI: 10.13476/j.cnki.nsbdqk.2021.0020

朱哲立,管光华,毛中豪.超长倒虹吸出口明满流仿真闸门动态边界设置方法[J].南水北调与水利科技(中英文),2021,19(1):198-206. ZHU Z L, GU AN G H, MAO Z H. Method for dynamic boundary setting in numerical modeling of free surface pressurized flow for outlet gate of long inverted siphon[J]. South to North Water Transfers and Water Science & Technology, 2021, 19(1): 198-206. (in Chinese)

超长倒虹吸出口明满流仿真闸门动态边界设置方法

朱哲立,管光华,毛中豪

(武汉大学水资源与水电工程科学国家重点实验室,武汉 430072)

摘要:鄂北调水工程中的孟楼七方倒虹吸长达72 km,其闸门调控下的出口边界设置对倒虹吸管内水力响应过程有显著影响。超长倒虹吸出口闸门处于有压段与明渠段的交界处,属于长有压管道闸孔淹没出流,具有高度耦合、非线性化的特点。常用的有压隧洞泄流公式未考虑倒虹吸内的非恒定流运动,不适于作为长倒虹吸出口边界, Henry 公式能够合理反映闸门调控下的水力响应规律,但难以反映水击震荡特性。在此基础上,提出一种将出口闸门涵管化的边界处理方法,仿真结果揭示出在快速关闭时倒虹吸管中伴随有显著水击振荡,下游段事故工况中最大水击压强达25.1 m(初始压强为8.8 m),最大水击振幅为16 m,压强变化特性与类似试验结果相符。提出的方法可为鄂北调水工程的事事故工况调度提供技术支撑,也可为类似明满流动态边界仿真建模提供参考。

关键词:鄂北调水工程;长倒虹吸;管渠结合;明满流;应急调度;边界条件

中图分类号:TV 663 文献标志码:A 开放科学(资源服务)标志码(OSID):



孟楼七方倒虹吸是鄂北调水工程的重要组成部分,长约72 km,设计流量为 $38 \text{ m}^3/\text{s}$,属于大流量、低水头、超长管道、大管径的有压输水系统,其水动力学计算分析和调控是鄂北调水工程运行调度的重、难点。特别是在突发事故条件下,可能产生水锤、局部负压、明满流交替等复杂的急变流态,应急反应不及时或调度措施不合理都可能导致严重事故破坏及断水影响。因此,研究超长倒虹吸事故工况水力响应及应急调度对于鄂北调水工程的调度运行意义重大。

对于此类管渠结合系统而言,在仿真过程中,如何选取合适的边界条件至关重要。自1996年起,丁振华等^[1]、王威等^[2]、孙洪亮等^[3]均对水电站尾水洞建立数学模型,以隧洞出口尾水位一定为下游边界进行仿真,并与模型试验结果进行了对比。倪新贤等^[4]、李占松等^[5]和孟弯弯^[6]在研究管-渠结合系统内非恒定流水力特性时,未考虑倒虹吸/有压管道

进、出口闸门边界,将倒虹吸/有压管道作为渠系中间渠段,以下游明渠末端设定水位为下游边界进行仿真。王衍超^[7]则认为当倒虹吸长度较短且在整个系统中所占比例较小时,可以将其视为一个节点,根据过水流量计算水头损失,代入模型计算水面线变化。张兆祥等^[8]在设计淹没出流的雨水管道时,以下游河道水位为下游边界条件进行仿真,并以管道上下游水位差计算排水流量。分段低压输水系统也涉及明满流问题,戴熙武等^[9-10]在利用VOF模型研究保水堰对水体进气及流态影响时,上游箱涵采用速度入口边界,下游箱涵使用压力出口边界,中间明渠段认为压力为零。一维/二维数值仿真结果有时很难真实反映有压流-无压流过渡段或者明满流交替处的水流流态,而利用三维数值仿真方法一般可信。王义红^[11]在研究某引水隧洞明满流条件下的稳定性时,建立入口180 m的隧洞三维模型,并对

收稿日期:2020-05-18 修回日期:2020-07-16 网络出版时间:2020-08-06

网络出版地址: <https://kns.cnki.net/kcms/detail/13.1430.TV.20200805.1448.004.html>

基金项目:国家自然科学基金(51979202; 51439006; 51009108); 国家重点研发计划项目(2016YFC0401810)

作者简介:朱哲立(1996—),男,湖北武汉人,主要从事灌排自动化研究。E-mail: 2014301580021@whu.edu.cn

通信作者:管光华(1979—),男,江苏阜宁人,副教授,硕士生导师,主要从事灌排自动化及量水理论研究。E-mail: GGH@whu.edu.cn

出口采用压力边界条件。三维数值仿真更为精确,但受计算机内存限制只能对较短的渠段进行研究。为此,王常红^[12]将一维仿真和三维仿真相结合对输水隧洞全线进行模拟,一维仿真中以隧洞出口水位为下游边界,三维仿真中认为有压段出口为自由出流边界。

从上述研究中可以看到,多数仿真并未考虑倒虹吸或压力隧洞出口闸门的边界作用,但在鄂北调水工程的应急调度中需操作长倒虹吸出口节制闸以保障入口调节池淹没水深。由于压力波的波速较大,闸门调控将导致进、出口流量与压力差异在仿真过程中被进一步放大^[13]。不合理的出口边界条件将导致剧烈的非物理性数值震荡,以致压力水头出现负值,仿真无法继续进行^[14]。万五一^[15]在研究分段低压输水系统的非恒定流特性时,讨论了阀门位于有压管道进口、出口、中间等位置的边界处理方法,并指出阀门关闭的水击过程主要与阀门关闭规律及阀门流量特性密切相关,且阀门的流量系数无直接计算公式,需通过模型试验确定。苗广宝等^[16]和苏小丽^[17]均对泄流隧洞出口闸门流量系数与闸门开度的关系做了模型试验研究,发现大开度和小开度下流量系数较大,而中间开度的流量系数较小。苗宝广根据试验结果总结出出口闸门流量系数与闸门开度的关系式。但此类研究多假设隧洞出口水位恒定或不考虑淹没出流情况。

鄂北调水工程孟楼七方倒虹吸长达 72 km,在国内外输水工程中都较为罕见,在仿真过程中不能忽视有压管道内的非恒定流动,也不能简单地将整个倒虹吸视为节点仅考虑水头损失。其下游为消力池接七方(罗家)明渠,属于淹没出流。目前对此类长有压管道-闸孔淹没出流边界的研究较少,在缺乏模型试验或三维仿真结果的情况下,本文提出一种出口闸门边界处理方法,并与其他两种闸门边界条件进行对比,分析各自的适用性与合理性,指出了进一步研究的方向。研究结果对于超长倒虹吸事故工况应急调度方案的制定有重要的指导意义。

1 数学模型

管渠结合输水系统中,管道内的水击过程与明渠中的非恒定流过渡过程相互影响,需要同时计算。为此,本文采用普莱斯曼窄缝法对输水系统统一求解,并在此基础上,对长倒虹吸出口边界的方法进行分析比较。

1.1 普莱斯曼窄缝法

鉴于明渠非恒定流的基本方程和有压非恒定流

的基本方程十分相似,为将两组公式统一化,Cunge等^[18]提出了可以在管道顶端假想存在一条极窄的缝隙,缝隙宽度为

$$W_{\text{sl}} = gA/a^2 \quad (1)$$

式中: a 为压力波波速, m/s; g 为重力加速度, m/s^2 ; A 为过水断面面积, m^2 ; W_{sl} 为水面宽度, m。

当管道内计算断面的水头高于管顶时,窄缝法内的水位就可以表征该断面的水头,而相应的重力波在窄缝内的传播速度与该水头下的水击波速相同。以矩形断面管道为例,水面宽度与管道内水位关系见图 1、2,图中: W_{ch} 为无压流水面宽度; W_{sl} 为有压流水面宽度; H_{ch} 为设计断面高度。

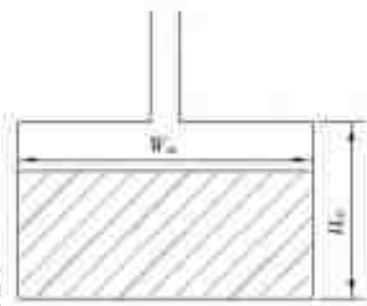


图1 无压流状态管道内水体

Fig. 1 Water body in the pipeline under pressureless flow

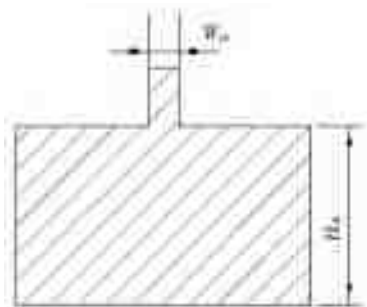


图2 有压流状态管道内水体

Fig. 2 Water body in the pipeline under pressure flow

本文仿真算法中的圣维南方程组见式(2),采用 Preissmann 四点差分隐格式进行求解。

$$\begin{cases} g \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial x} + g(S - S_0) = 0 \\ v \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{\partial H}{\partial t} + \frac{A}{W} \frac{\partial v}{\partial x} = 0 \end{cases} \quad (2)$$

式中: x 为沿水流方向距离, m; v 为控制体沿水流方向的速度, m/s; t 为时间, s; S 为水力坡度; S_0 为底坡; H 在无压流状态下为水深,在有压流状态下为压力水头, m; W 在无压流状态下为水面宽度,在有压流状态下为窄缝宽度, m。

1.2 长倒虹吸出口边界条件

在应急调度工况下,长倒虹吸出口闸门的动作会导致闸门处流量和压力的急剧变化,这是一个高

度耦合、高度非线性化的过程。笔者提出一种将长倒虹吸出口闸门当做可变高度涵管的仿真方法——变高涵管法,并与另外两种边界条件进行对比。

1.2.1 变高涵管法

一般而言,在渠系-维数值仿真的建模过程中,以节制闸等控制建筑物划分渠池。从渠系末端开始逐步求解上游断面水面线,在节制闸处通过过闸流量公式建立上下游渠池之间的水力联系。对于鄂北长倒虹吸出口节制闸,属于长压力管道闸孔淹没出流,在缺少模型试验或三维仿真研究的情况下,其过闸流量-开度-闸前后水头差的关系暂不明确,难以

确定该处的边界条件进行计算。

本文尝试将出口节制闸的过水断面视为一段高度可变的有压涵管段进行仿真,见图 3。虹吸管出口闸室段一般为规则矩形断面(见图 4),闸前为压力流,闸后与明渠水流相接。涵管化时认为涵管宽度与出口节制闸宽度相等(如图 3 中参数 B),涵管纵向长度与节制闸厚度相等(如图 3 中参数 b ,取 0.5 m),涵管过水断面高度与节制闸开度相等(如图 3 中变量 e),变量 e 随闸门设定开度过程变化而变化。同时将长倒虹吸和下游七方明渠纳入同一渠池进行仿真,各断面水头线均通过求解圣维南方程得到。

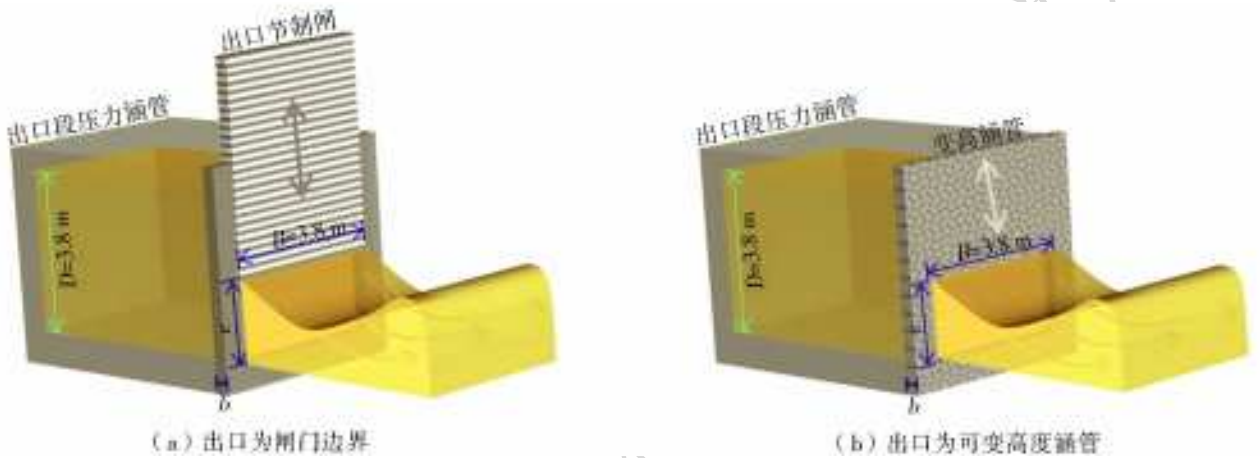


图 3 长倒虹吸出口闸门涵管化示意图

Fig. 3 Schematic diagram of culvert for outlet gate of long inverted siphon

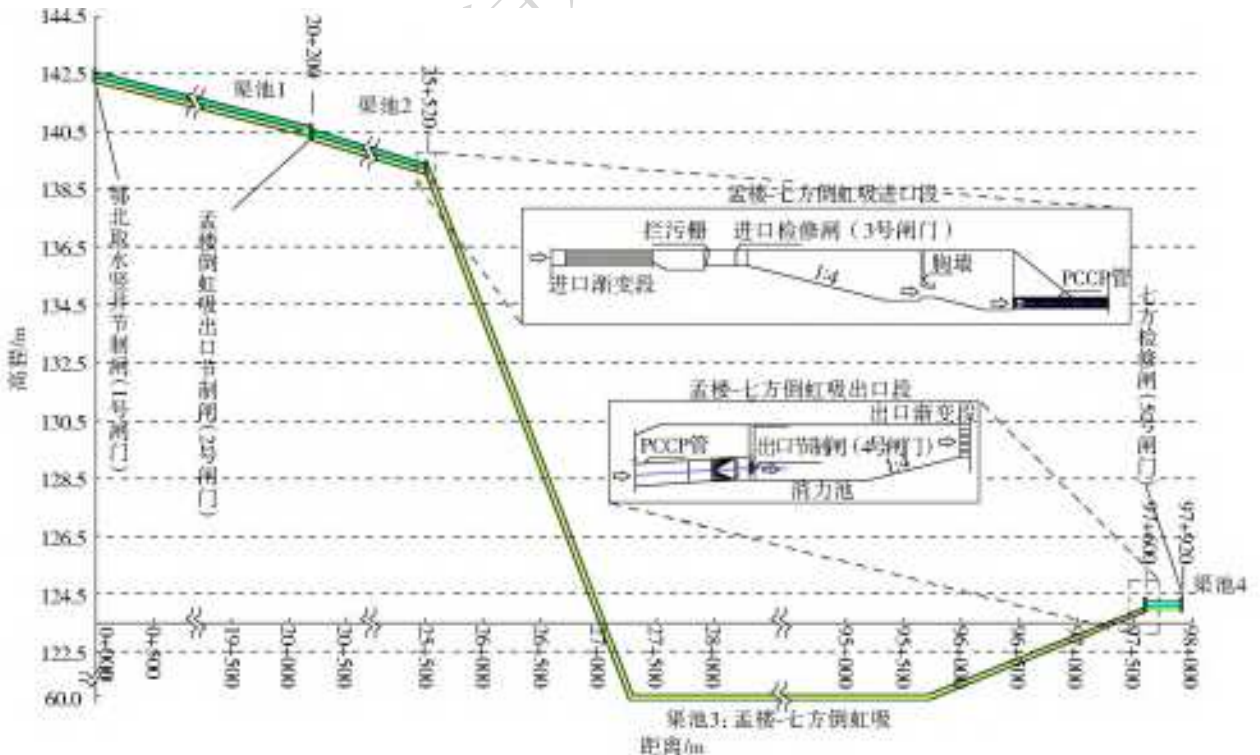


图 4 工程建模示意图

Fig. 4 Engineering modeling diagram

1.2.2 Henry 公式

Henry^[19] 在 1950 年通过广泛的试验研究提出自由出流和淹没出流情况下平板闸门流量系数的计算方法, 并绘制了过闸流量系数的试验曲线。孟楼-七方倒虹吸出口属于淹没出流, 过闸流量计算公式为

$$C_d = 0.611 \left(\frac{h_0 - e}{h_0 + 15e} \right)^{0.072} (h_0 - h_2)^{0.7} \cdot \left\{ 0.32 \left[0.81h_2 \left(\frac{h_2}{e} \right)^{0.72} - h_0 \right]^{0.7} + (h_0 - h_2)^{0.7} \right\}^{-1} \quad (3)$$

$$Q = 0.864eB \sqrt{gh_0} \left(\frac{h_0 - e}{h_0 + 15e} \right)^{0.072} (h_0 - h_2)^{0.7} \cdot \left\{ 0.32 \left[0.81h_2 \left(\frac{h_2}{e} \right)^{0.72} - h_0 \right]^{0.7} + (h_0 - h_2)^{0.7} \right\}^{-1} \quad (4)$$

式中: Q 为仿真时刻闸门过闸流量, m^3/s ; C_d 为过闸流量系数, 与闸前、闸后水位有关; e 为仿真时刻闸门开度, m ; B 为闸门宽度, m ; h_0 为闸前水位, m ; h_2 为闸后水位, m 。

1.2.3 有压隧洞泄流公式

苗宝广等^[16] 通过理论分析和模型试验指出, 影响泄流洞出口闸门流量系数的因素主要是有压隧洞自身的特性及闸门开度, 并得到了闸门不同开度对泄流能力影响的定量关系, 与试验成果吻合良好。计算公式为

$$Q = \mu B e \sqrt{2g(H - \eta D)} \quad (5)$$

$$\mu = 1 \sqrt{1 + \eta^2 \left[\frac{1}{\mu_0^2} - 1 \right] + 0.85(1 - \eta^5)} \quad (6)$$

式中: μ 为流量系数, 闸门全开时为 μ_0 ; D 为孔口高度, 取 3.8 m ; H 为闸室底板以上的工作水头, m ; B 为闸门宽度, m ; e 为闸门开度, m ; η 为闸门相对开度。

2 工程建模

鄂北调水工程自丹江口水库取水, 研究范围以鄂北取水竖井(桩号 0+000)为起点, 至七方检修闸(桩号 97+920)为止, 主要关注事故工况下孟楼-七方倒虹吸(桩号 25+520~97+600)的水动力学特性。由于工程路线较长、沿线交叉建筑物较多, 将桩号 0+000~20+200 段简化为一段长渠池, 见表 1 及图 4。沿线分水口情况见表 2。孟楼-七方倒虹吸管道采用 3 根 DN3 800 mm 预应力钢筒混凝土管(PCCP管), 在事故工况下为保证虹吸管安全, 应通过合理的应急调度方案保持出口段水头在 3.8~61.0 m 。

长倒虹吸进口检修闸后设两级跌水消能调节池(见图 4)。以调节池水位作为长倒虹吸仿真上游边界, 孟楼倒虹吸出口节制闸使用 Henry 公式(式(4)), 鄂北取水竖井节制闸、长倒虹吸进口检修闸、七方检修闸均使用闸孔自由出流公式^[20]为

$$Q = \mu_0 e B \sqrt{2gH_0} \quad (7)$$

式中: e 为闸门开度, m ; B 为闸门宽度, m ; H_0 为闸前水头, m ; μ_0 为闸孔自由出流的流量系数, $\mu_0 = 0.60 - 0.18 \times e/H_0$ 。

表 1 渠系建模参数

Tab. 1 Canal system modeling parameter

渠池编号	起点桩号	终点桩号	渠底起点高程/ m	渠底终点高程/ m	下游闸门宽度/ m	闸门最大开度/ m	渠道设计流量/ $(\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1})$	下游设计水位/ m	总长度/ m
1	0+000	20+200	142.2	140.30	7.4	4.9	38	144.36	20 200
2	20+200	25+520	140.2	138.99	15.0	4.8	38	143.41	5320
3	25+520	97+600	138.8	123.90	11.4	3.8	38	128.42	72 149
4	97+600	97+920	123.9	123.88	8.0	4.8	38	128.35	320

表 2 沿线分水口情况

Tab. 2 Water diversion along the line

编号	名称	干渠建筑物	桩号/ $(\text{km} + \text{m})$	流量/ $(\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1})$
1	滕庄水库分水口	明渠	25+200	0.2
2	夹河套分水阀	倒虹吸	80+600	1.6
3	官沟分水闸	明渠	97+700	1.5
4	七方镇分水闸	明渠	97+700	1.0

3 长倒虹吸事故工况调控仿真分析

为充分研究在各边界条件下长倒虹吸的水力响应特性, 分别以上游纪洪引水隧洞和下游七方渡槽为事故点, 当事故段发生结构破坏或设备故障等问题时沿线流量需要及时调整。根据事故严重程度, 上游事故和下游事故各设两个工况(见表 3), 工况 1 下长倒虹吸出口闸门在 1 h 内关闭至 25% 开度(即 0.95 m), 工况 2 下长倒虹吸出口闸门在 1 h 内关闭至允许最小开度(即 0.3 m)。

表 3 工况设置
Tab.3 Setting of working conditions

事故类型	闸门编号	关闭时间/h	关闭时长/min	初始流量/ ($m^3 \cdot s^{-1}$)	初始开度/ m	目标流量/($m^3 \cdot s^{-1}$)		目标开度 e_2 /m	
						工况 1	工况 2	工况 1	工况 2
下游段事故	1	1.5	15	38.0	5.04	11.3	5.3	1.50	0.70
	2	1.5	15	38.0	3.92	11.3	5.3	1.17	0.55
	3	1.5	15	37.8	3.82	11.1	5.1	1.12	0.52
	4	1.0	60	36.2	3.80	9.5	3.5	0.95	0.30
	5	1.0	15	33.7	3.84	7.0	1.0	0.71	0.10
上游段事故	1	1.0	15	38.0	5.04	11.3	5.3	1.50	0.70
	2	1.0	15	38.0	3.92	11.3	5.3	1.17	0.55
	3	1.0	15	37.8	3.82	11.1	5.1	1.12	0.52
	4	1.5	60	36.2	3.80	9.5	3.5	0.95	0.30
	5	1.5	15	33.7	3.84	7.0	1.0	0.71	0.10

仿真时长为 108 h, 时间步长为 1 min。仿真过程中假设除长倒虹吸出口节制闸外, 各闸门初始开度均为最大开度的 80%, 由于事故工况下渠系处于非恒定流状态, 为简化操作, 各明渠节制闸的目标开度按下式计算

$$e_2 = e_1 \times (Q_2 / Q_1) \quad (8)$$

式中: e_1 为初始开度, m; e_2 为目标开度, m; Q_1 为初始流量, m^3/s ; Q_2 为目标流量, m^3/s 。

3.1 下游段事故

第 1 h 末七方检修闸下游发生事故, 1 至 5 号闸门从下游向上游依次关闭。在工况 1 仿真过程中, 有压隧洞泄流公式边界运行至第 340 min 时模型报错停止, 从图 5 可以看到, 此时进、出口压力已低于 3.8 m 并出现一定振荡, 表明长倒虹吸入口进气且出口闸前存在负压段。将 3 种边界条件前 340 min 的仿真结果见图 6, 可以看到在上游来流变化过程一致的情况下, 以有压隧洞泄流公式为出口边界得到的流量变化过程较其他两种边界要慢, 导致长倒虹吸一段时间内的出流大于入流, 管道沿程压力不断下降直至入口进气。虽然本文采用的有压隧洞泄流公式考虑了闸门流量系数与闸门开度之间的关系, 但从其公式形式可知, 出口流量的计算同时还取决于进口调节池水面与出口闸室底板之间的高程差。这种计算方式忽略了长倒虹吸内的非恒定流作用, 显然不适用于超长倒虹吸的事故工况仿真, 后续分析仅比较 Henry 公式与变高涵管法的仿真结果。

工况 1 结果见图 7、8, 可以看出, 虽然两种边界仿真结果数值上的差异较大, 但总体变化规律基本一致。在出口闸门关闭的过程中出口流量下降、闸前压力上升; 当闸前、后的水头差逐渐变大, 对过

闸流量的影响大于闸门开度变化的影响时, 出口流量上升; 随着上游来流的减小, 长倒虹吸出口流量和压力逐渐下降直至稳定。当以 Henry 公式为长倒虹吸出口边界时, 长倒虹吸出口流量变化更迅速、闸前压力水头上升更快, 最高可达 26.5 m。相比之下, 当以变高涵管法为边界时, 出口断面的水力波动较小。

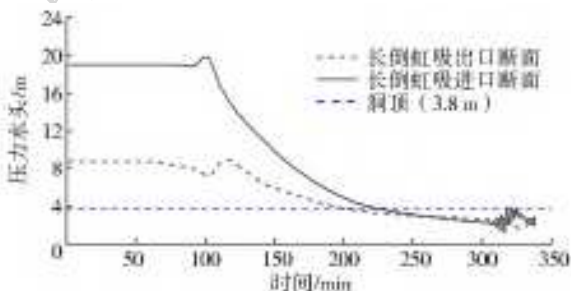


图 5 有压隧洞泄流公式边界仿真结果
Fig.5 Boundary simulation results of pressure tunnel discharge formula

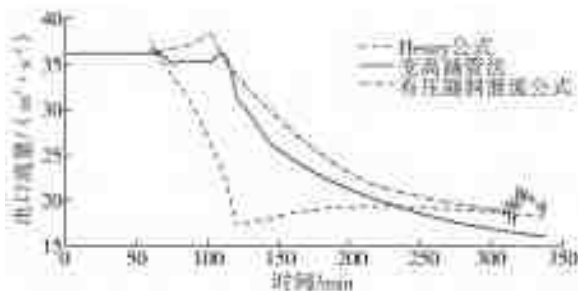


图 6 前 340 min 仿真结果-长倒虹吸出口流量变化过程线
Fig.6 Simulation results of the first 340 min the flow change process line of the long inverted siphon outlet

工况 2 事故影响更为严重, 该工况下各闸门目标开度更小、关闸速度加快, 其仿真结果见图 9、10。在两种边界条件下长倒虹吸出口断面的水力响应规律与工况 1 大致相同, 但以变高涵管法为边界的仿真结果显示出剧烈的水击振荡, 水击发生于闸门关闭后阶段, 初期振幅可达 16 m, 随后逐渐减弱直至

消失;而以 Henry 公式为边界的仿真结果却没有。苏小丽等^[21]在对泄洪洞工作闸门关闭过程进行数值模拟时也得到类似的水击振荡特性,她利用特征线法模拟青海省某水电站泄洪洞工作闸门关闭时闸前水击的变化过程,发现闸门匀速关闭的方式可导致泄洪洞内水击波的产生,水击发生于闸门关闭后然后逐渐衰减。

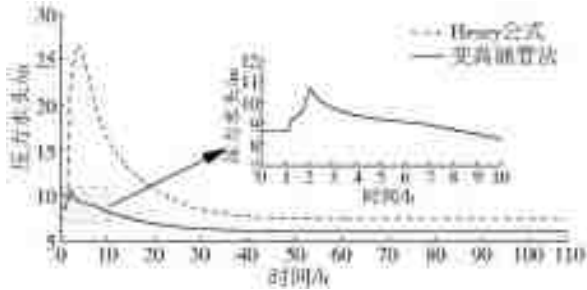


图7 长倒虹吸出口压力变化过程线(下游事故工况1)
Fig. 7 The pressure change process line of the long inverted siphon outlet (condition 1 under downstream accident)

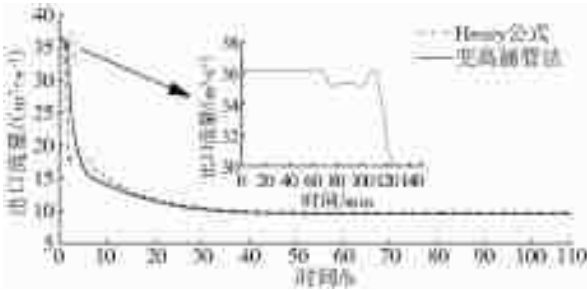


图8 长倒虹吸出口流量变化过程线(下游事故工况1)
Fig. 8 The flow change process line of the long inverted siphon outlet (condition 1 under downstream accident)

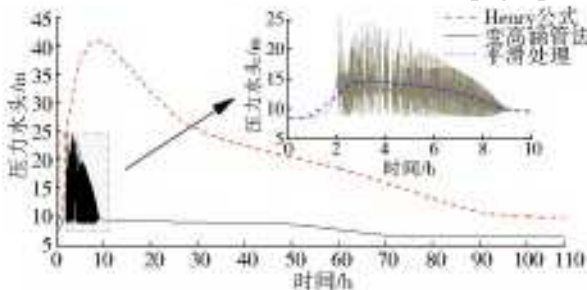


图9 长倒虹吸出口压力变化过程线(下游事故工况2)
Fig. 9 The pressure change process line of the long inverted siphon outlet (condition 2 under downstream accident)

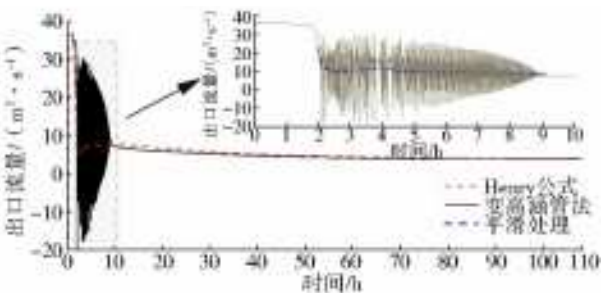


图10 长倒虹吸出口流量变化过程线(下游事故工况2)
Fig. 10 The flow change process line of the long inverted siphon outlet (condition 2 under downstream accident)

3.2 上游段事故

第1 h末上游纪洪引水隧洞发生事故,1号~5号闸门从上游向下游依次关闭,其他设置与下游事故两个工况相同。工况1仿真结果见图11、12,与下游事故工况1的结果大致相似,但此时变高涵管并没有显示出出口流量先下降、后上升、再下降的趋势。通过分析,在上游事故的应急调度方案中,长倒虹吸上游及入口闸门先关闭,半小时后出口闸门才开始动作。在变高涵管法边界条件下,此时来流减小对长倒虹吸出口流量的影响大于出口闸前后压力差增大的影响,过闸流量持续下降直至稳定。

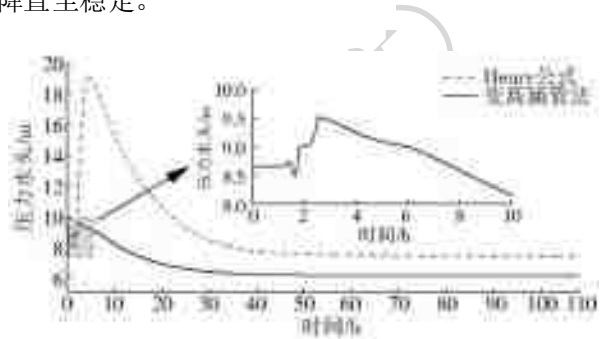


图11 长倒虹吸出口压力变化过程线(上游事故工况1)
Fig. 11 The pressure change process line of the long inverted siphon outlet (condition 1 under upstream accident)

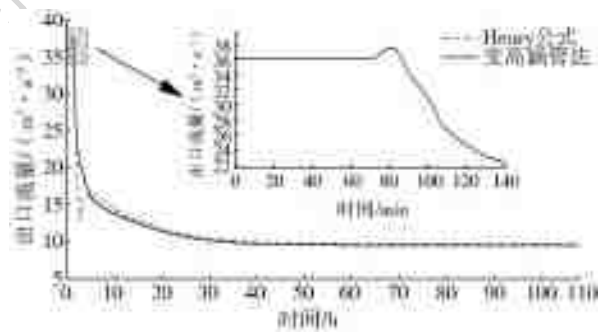


图12 长倒虹吸出口流量变化过程线(上游事故工况1)
Fig. 12 The flow change process line of the long inverted siphon outlet (condition 1 under upstream accident)

工况2仿真结果见图13、14,与下游事故工况2的结果大致相似,但此时最大水击压强振幅为5.4 m,较图9结果更小。通过分析,上游来流的减小造成出口闸门动作时的初始过闸流量减小,水击振荡减弱。牛利敏^[22]在长有压隧洞的模型实验中控制上、下游水位保持不变,发现随着闸门初始过闸流量的减小,闸门最大启闭力也随之减小。闸门动水启闭力的大小受水击压力直接影响,从侧面验证了本文结果的合理性。

表4为各工况仿真结果,可以看到以变高涵管法为长倒虹吸出口边界能够在一定程度上反映快速关闸而导致的水击振荡,且初始过闸流量越小,水击

强度越弱, 这点是 Henry 公式无法办到的。但从最大水击压强的角度来看, Henry 公式得到的结果更大, 更适于制定应急调度计划。

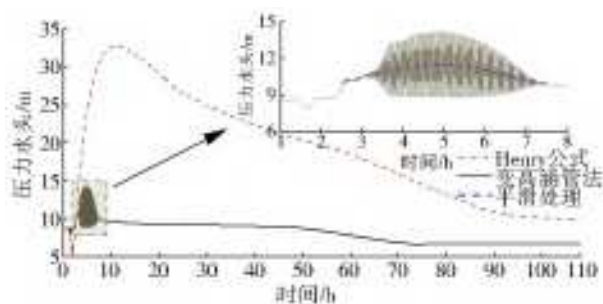


图 13 长倒虹吸出口压力变化过程线(上游事故工况 2)

Fig. 13 The pressure change process line of the long inverted siphon outlet (condition 2 under upstream accident)

目前对于长有压管道出口闸门淹没出流的研究较少, 特别是对于孟楼-七方倒虹吸这种超长倒虹

吸而言, 应急调度下其出口闸门的闸孔出流具有很强的三维特征, 受到闸门开度过程、关闸时间、水击、闸后消力池水位、出口段结构、长有压管中的非恒定流等多方面因素影响, 目前的研究还有待进一步深化。

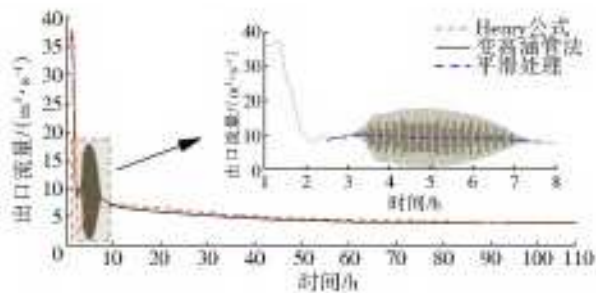


图 14 长倒虹吸出口流量变化过程线(上游事故工况 2)

Fig. 14 The flow change process line of the long inverted siphon outlet (condition 2 under upstream accident)

表 4 仿真结果对比

Tab. 4 Comparison of simulation results

事故类型	工况	T 时刻初始过闸流量/ ($m^3 \cdot s^{-1}$)	最大水击压强/m		最大水击压强振幅/m	
			Henry 公式	变高涵管法	Henry 公式	变高涵管法
下游事故	1	36.2	26.5	10.7		
	2	36.2	40.9	25.1		16
上游事故	1	34.2	19.2	9.5		
	2	29.1	32.7	14.2		5.4

Henry 公式作为计算闸孔出流的经典经验公式, 多年来得到了许多学者的验证, 但通常适用于水库堤坝闸门^[23], 是否适用于长倒虹吸出口闸门需要原型观测或三维仿真实验进一步验证。笔者所提出的变高涵管法, 将出口闸门当做可变高度涵管进行仿真, 这是一种新的尝试。从仿真结果上来看, 这种做法虽然能够反映在动水中快速关闸产生的水击振荡, 但得到的最大水击压强偏小, 从应急调度计划制定的角度来说风险较大。这与变高涵管法没有考虑出口闸孔处的局部水头损失和阻力系数关系较大, 其影响有待进一步研究。

4 结论与展望

本文以鄂北调水工程中的孟楼-七方倒虹吸为主要研究对象, 对在事故工况下超长倒虹吸出口闸门动态边界的设置方法进行探讨, 结论如下。

(1) 比较了现有的两种过闸流量公式。有压隧洞泄流公式忽略了倒虹吸内的非恒定流运动, 不适用于超长倒虹吸的事故工况仿真; Henry 公式能够合理反映快速关闸过程的水力响应规律, 但无法反映水击振荡现象。

(2) 提出了一种将长倒虹吸出口闸门涵管化的

边界处理办法——变高涵管法, 能够合理反映快速关闸过程中的水击现象。水击振荡发生于闸门关闭后阶段, 下游段事故工况中水击压力振幅可达 16 m, 随后逐渐减弱直至消失。

研究结果对鄂北调水工程的应急调度方案制定有重要的参考意义, 也可为类似明满流动态边界仿真建模提供参考。但一维数值仿真一般难以真实反映实际水流流态变化, 在下一步研究中可结合局部三维数值仿真对变高涵管法进行改进。

参考文献(References):

[1] 丁振华, 许景贤. 导流洞改作发电尾水洞过渡过程中明满流的数学模型[J]. 水利学报, 1996(9): 1-10. (DING Z H, XU J X. Mathematical model of diversion tunnel converted to power generation tailwater tunnel during the transition process[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 1996(9): 1-10. (in Chinese)) DOI: 10.13243/j.cnki.slxb.1996.09.001.

[2] 王威, 吴时强, 黄标, 等. 变坡长隧洞明满流水力特性研究[J]. 人民黄河, 2017, 39(6): 94-98. (WANG W, WU S Q, HUANG B. Hydraulic characteristics of the free surface pressurized flow in the long tunnel with variable slope [J]. Yellow River, 2017, 39(6): 94-98. (in Chinese))

- DOI: 10.3969/j.issn.1000-1379.2017.06.021.
- [3] 孙洪亮,陈益民,杨飞,等.白鹤滩水电站尾水洞明满流段优化试验研究[J].中国水利,2019,18(1):80-83. (SUN H L, CHEN Y M, YANG F, et al. Experimental study on optimum of the free surface pressurized tail race tunnel in Baihetan hydropower[J]. China Water Resource, 2019, 18(1): 80-83. (in Chinese)) DOI: CNKI: SUN: SLZG.0.201918033.
- [4] 倪新贤,江春波,石二朋,等.闸门对水力过渡特性影响研究[J].水力发电,2010,36(10):59-61,100. (NI X X, JIANG C B, SHI E P, et al. Influence of sluice gate on the hydraulic transition of water channel[J]. Water Power, 2010, 36(10): 59-61, 100. (in Chinese)) DOI: 10.3969/j.issn.0559-9342.2010.10.020
- [5] 李占松,何晓辉,王玲玲,等.管渠结合系统非恒定流数值模拟及理论分析[J].人民黄河,2012,34(1):131-133. (LI Z S, HE X H, WANG L L, et al. Theoretical analysis and numerical simulation for unsteady flow in pipe canal combined system[J]. Yellow River, 2012, 34(1): 131-133. (in Chinese)) DOI: 10.3969/j.issn.1000-1379.2012.01.045.
- [6] 孟弯弯.面向大水网复杂输水系统水力仿真及运行控制研究[D].太原:太原理工大学,2016. (MENG W W. Net oriented research about hydraulic simulation and operational control of complex water diversion system [D]. Taiyuan: Taiyuan University of Technology, 2016. (in Chinese)) DOI: 10.7666/d.D01008962.
- [7] 王衍超.长距离调水系统明满流耦合水动力学模型研究及其应用[D].大连:大连理工大学,2014. (WANG Y C. Study of hydrodynamics system of the free surface pressure flow in long distance water diversion project and its application[D]. Dalian: Dalian University of Technology, 2014. (in Chinese))
- [8] 张兆祥,杨帆,王大春.淹没出流雨水管道应对内涝设计探讨[J].中国给水排水,2016,32(1):83-85. (ZHANG Z X, YANG F, WANG D C. Discussion on design of rainwater pipe responding to local flooding at submerged discharge[J]. China Water & Wastewater, 2016, 32(1): 83-85. (in Chinese)) DOI: 10.19853/j.zgjsp.1000-4602.2016.01.021.
- [9] 戴熙武,蔡付林,花玉龙.分段低压输水系统中堰井段水面波动数值模拟[J].水电能源科学,2017,35(3):89-93. (DAI X W, CAI F L, HUA Y L. Numerical simulation of water surface fluctuation in weir well segment of stepped low-pressure water supply system [J]. International Journal of Hydroelectric Energy, 2017, 35(3): 89-93. (in Chinese)) DOI: CNKI: SUN: SDNY.0.2017-03-023.
- [10] 戴熙武,盛雨.保水堰后增加明槽段对水体进气及水流流态的影响[J].中国农村水利水电,2017(5):73-76. (DAI X W, SHEN Y. The impact of adding short open channel after weir well on air input of the water body and the flow pattern[J]. China Rural Water and Hydropower, 2017(5): 73-76. (in Chinese)) DOI: 10.3969/j.issn.1007-2284.2017.05.017.
- [11] 王义红.明满流条件下有压隧洞稳定性分析[D].贵州:贵州大学,2018. (WANG Y H. The stability analysis of pressure tunnel under conditions of free surface pressurized flow[D]. Guizhou: Guizhou University, 2018. (in Chinese))
- [12] 王常红.长距离输水隧洞水力特性数值模拟研究[D].天津:天津大学,2008. (WANG C H. Numerical simulation study on hydraulic characteristics in long distance water diversion tunnels[D]. Tianjin: Tianjin University, 2008. (in Chinese)) DOI: 10.7666/d.y1530762.
- [13] MAO Z H, GUAN G H, YANG Z H. Suppress numerical oscillations in transient mixed flow simulations with a modified HILL solver[J]. Water, 2020, 12(5): 1245. DOI: 10.3390/w12051245.
- [14] MALEKPOUR A, KARNEY B W. Spurious numerical oscillations in the preissmann slot method: origin and suppression[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2016, 142(3): 4015060. DOI: 10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0001106.
- [15] 万五一.长距离输水系统的非恒定流特性研究[D].天津:天津大学,2004. (WAN W Y. Study on unsteady flow in long distance water diversion projects [D]. Tianjin: Tianjin University, 2004. (in Chinese)) DOI: 10.7666/d.y707610.
- [16] 苗宝广,刘善均,徐一民,等.有压隧洞流量系数与闸门开度的关系[J].水利水电技术,2004,35(9):70-72. (MIAO B G, LIU S J, XU Y M, et al. Pressure tunnel discharge coefficient vs gate opening[J]. Water Resources and Hydropower Engineering, 2004, 35(9): 70-72. (in Chinese)) DOI: 10.13928/j.cnki.wrahe.2004.09.020.
- [17] 苏小丽.泄洪洞水击数值模拟研究[D].杨凌:西北农林科技大学,2017. (SU X L. Study on numerical simulation of water hammer in spillway tunnel[D]. Yangling: Northwest A & F University, 2017. (in Chinese))
- [18] CUNGE J A, WEGNER M. Intégration numérique des équations d'écoulement de barrage de Saint Venant par un schéma implicite de différences finies [J]. La Houille Blanche, 1964(1): 33-39. DOI: 10.1051/lhb/1964002.
- [19] SWAMEE P K. Sluice gate discharge equations[J]. Journal of Irrigation & Drainage Engineering, 1992, 118(1): 56-60. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9437(1992)118:1(56).
- [20] 李炜.水力计算手册[M].2版.北京:中国水利水电出版社,2006:101-104. (LI W. Hydraulic calculation manual[M]. 2nd ed. Beijing: China Water & Power

- Press, 2006: 101-104. (in Chinese)
- [21] 苏小丽, 刘韩生, 范晓丹. 泄洪洞工作闸门关闭时水击数值模拟研究[J]. 中国农村水利水电, 2017, 39(1): 160-162. (SU X L, LIU H S, FAN X D. Research on numerical simulation of water hammer in the closing process of working gate of spillway tunnel[J]. China Rural Water and Hydropower, 2017, 39(1): 160-162. (in Chinese)) DOI: 10.3969/j.issn.1007-2284.2017.01.037.
- [22] 牛利敏. 长引水压力隧洞平面闸门启闭力及稳定性试验研究[D]. 天津: 天津大学, 2015. (NIU L M. Study on the hoisting force and stability of the plane gate located in the middle of long water delivery tunnel[D]. Tianjin: Tianjin University, 2015. (in Chinese)) DOI: 10.7666/d.Y3174277.
- [23] 刘国强, 王长德, 管光华, 等. 南水北调中线干渠弧形闸门过流能力校核分析[J]. 南水北调与水利科技, 2010, 8(1): 24-28. (LIU G Q, WANG C D, GUAN G H, et al. Analysis and check of radial gate conveyance capability on the middle route of the South to North Water Transfer Project [J]. South to North Water Transfers and Water Science & Technology, 2010, 8(1): 24-28. (in Chinese)) DOI: 1672-1683(2010)01-0024-05.

Method for dynamic boundary setting in numerical modeling of free surface pressurized flow for outlet gate of long inverted siphon

ZHU Zheli, GUAN Guanghua, MAO Zhonghao

(State Key Laboratory of Water Resources and Hydropower Engineering Science, Wuhan University, Wuhan 430072, China)

Abstract: The Menglou Qifang inverted siphon is 72 km long in the north Hubei water diversion project. The setting of the outlet boundary under the control of its gate has a significant impact on the hydraulic response process in the pipe. The super long inverted siphon outlet gate is located at the junction of the pressure section and the open channel section. It belongs to the orifice submerged outflow of the long pressure pipeline and has the characteristics of high coupling and nonlinearity. The commonly used pressure tunnel discharge formula does not consider the unsteady flow in the inverted siphon and is not suitable as the outlet boundary of the long inverted siphon. The Henry formula can reasonably reflect the hydraulic response law under the gate control, but it is difficult to reflect the vibration characteristics of water hammer. On this basis, a boundary treatment method for culverting the exit gate was proposed, the simulation results revealed that there was significant water hammer during rapid closing in the inverted siphon, the maximum water hammer pressure in the downstream accident conditions was 25.1 m (the initial pressure was 8.8 m), the maximum water hammer amplitude is 16 m, and the average pressure variation characteristics are consistent with similar experimental results. The proposed method can provide technical support for the intervention schedule in the water transfer project in northern Hubei and is also a reference for similarly dynamic boundary simulation modeling in the free surface pressurized flow.

Key words: northern Hubei water transfer project; long inverted siphon; canal pipes conjunctive; free surface pressurized flow; intervention schedule; boundary condition