

基于水动力模拟的钓鱼台水库灌区除险加固工程过流能力分析

刘龙

上海市政工程设计研究总院（集团）有限公司合肥分公司

摘要：本文以钓鱼台灌区取水枢纽工程为例，针对小频率洪水时易回水倒灌的问题，根据因地制宜原则提出除险加固方案，例如报废重建渠首枢纽闸，新建检修桥，基于水动力模拟方式分析新建检修交通桥对水利设施过流能力的影响，评价除险加固方案的可行性。研究表明：溢流坝等水利设施的原设计过流能力有所富余，因此即便建桥后输水能力发生衰退，仍满足原设计过流能力要求，衰减率稳定在3%以内；枢纽溢流坝的过流能力因检修交通桥建设位置的不同而存在差异，溢流坝前12m处属于最佳建桥位置，可减小对过流能力的不良影响，满足过流要求。

关键词：水库灌区；除险加固；输水能力；水动力模拟

【DOI】10.12254/j.issn.2096-6539.2024.16.039

灌区在改善农业生产条件和保障粮食安全等方面具有重要作用，部分灌区建设年代久远，经长期使用后存在诸多安全隐患，且受当时设计理念、施工技术的限制，难以满足使用需求，表现为渠道受损、渗漏、过流能力不足等问题。对现有灌区除险加固是保障灌区正常使用的关键方式。过流能力属于灌区除险加固的控制指标之一，反映的是灌区在设计洪水条件时的输水能力，为例保障周边居民人身财产安全和生态环境安全，要求灌区遇突发洪水灾害后仍保持稳定。因此，在灌区除险加固中分析过流能力具有必要性，下文提出基于水动力模拟的灌区除险加固过流能力分析方法，以供参考。

一、工程概况

钓鱼台水库灌区设计灌溉面积17.87万 hm^2 ，溢流坝原规划最大输水流量3940 m^3/s ，进水闸、冲沙闸的最大流量分别为119.2 m^3/s 、728 m^3/s 。自钓鱼台水库灌区建成以来，有效提高地区水源供应能力，给农业生产提供水源，促进种植结构调整，对当地社会经济发展和生态环境保护均起到促进作用。受建设期间技术水平、工程材料等因素影响，加之灌区长时间使用后部分结构受损，原闸墩和底板配筋在当前缺乏可行性，为保障灌区正常运行，对灌区除险加固势在必行。

二、灌区原设计方案分析及除险加固方案

（一）原设计方案分析

采用 $\Phi 162@300$ 的方式对进水闸、冲沙闸中墩和底板进行配筋，该配筋方式满足灌区建设时期的规范要求：受拉钢筋最小配筋率为0.15%，因此合理，但从现行规范对最小配筋率的要求来看，受拉、偏心受压构件

的受拉钢筋为0.2%，按照此要求需采取的配筋方式为中墩 $\Phi 20@200$ 、底板 $\Phi 25@200$ ，经对比分析发现，原配筋方式不符合现行规范，除险加固时需要着重考虑原配筋在现阶段缺乏可行性的情况。

壅水计算的起推水位为溢流坝前水位，采用天然河道一维恒定非均匀流方法计算，5a一遇洪水对应淹没点水位79.34m，对应岸边高程78.4m，存在回水倒灌风险。从周边居民人身安全角度来看，5a一遇洪水的淹没面积约2.8 km^2 ，对周边产生的危害在于受灾房屋700余间、受灾人口500余人，周边公路遭水淹没，破坏水库管理所与县城的交通设施。针对易回水倒灌问题，除险加固时需要保证渠首的输水能力，防止小频率洪水时发生倒灌。

（二）除险加固方案

灌区取水枢纽安全等级为C级，根据现行标准，渠首枢纽闸为四类闸，已不满足当下的使用要求，需进行拆除重建。

原渠首布置方式经过精心规划，在现阶段仍具有可行性，因此重建后的过流能力符合要求。根据工程条件，按照如下思路对既有水利设施进行除险加固：维持原平面布置方式，拆除进水闸和冲沙闸，根据最新标准重建；新建检修交通桥；新建左岸泄洪闸，防止洪水时回水倒灌。渠首平面布置，如图1所示。

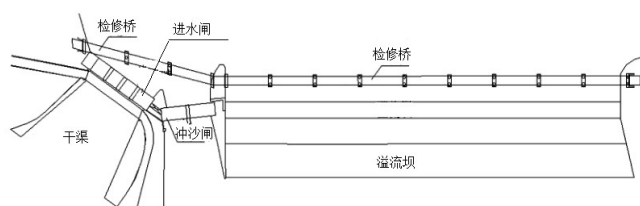


图1 渠首平面布置图

堰前水深4.45m，堰顶高程77.47m，上游设计水位81.92m，溢流坝结构安全等级为B级，需处理裂缝。检修桥跨度20m，宽度6m，建设位置为溢流坝上游12m处，下部桥墩采用直径为1m的圆形桥墩，每两节溢流坝分缝处设置一个桥墩。新建桥梁在冲沙闸与右岸溢流坝处设折线，桥梁连接枢纽左右岸。新建桥梁不满足距上游堰壁3~4倍堰前水头的要求，溢流坝的输水能力可能因检修交通桥建设于堰前水头影响范围内而衰退，因此需要结合现场各类水利设施分布位置评估新建桥梁对溢流坝输水能力的影响，兼顾桥梁建设和正常输水。

三、基于水动力模拟的输水过流能力分析

溢流坝设计堰顶水头 $h=4.45\text{m}$ ，堰顶宽度 $\delta=3.2\text{m}$ ， $\delta/h=0.72$ ， $0.67 < \delta/h < 2.5$ ，属于曲线形实用堰，虽然可以采用常规理论计算公式确定此类设施的输水能力，但难以确保边界条件符合理论计算要求。基于此，提出常规水力计算、非均匀流计算、水动力数值模拟3种计算方法，根据新建检修交通桥后的现场水利设施分布情况，采用不同方法计算曲线形实用堰的输水能力，计算结果相互检验，准确评估输水过流能力是否符合要求。根据资料，建桥前溢流坝实际最大输水流量为 $4241\text{m}^3/\text{s}$ ，将其作为建桥后输水能力计算结果的对比基准，评价建桥前、后输水能力的变化情况，作为设计检修交通桥的依据。

(一) 常规水力计算

于溢流坝上游建设检修交通桥，根据堰前水深确定溢流坝为实用堰流态，新建检修交通桥后，溢流坝的最大输水流量为 $3816\text{m}^3/\text{s}$ 。根据常规水力计算结果可知，相比建桥前的 $4241\text{m}^3/\text{s}$ ，建桥后输水能力衰退。

(二) 非均匀流计算

溢流坝最大输水流量按天然河道为非均匀流计算，计算思路是先确定水位落差，再计算最大输水流量，结果为 $4100\text{m}^3/\text{s}$ ，相比建桥前小幅度减小。

(三) 水动力数值模拟计算

通过水力模型研究溢洪道水流问题的方式具有直观性，能够降低研究难度。但制作模型耗时长，成本高，难以满足全部相似条件。随着信息技术的进步，在部分溢洪道水流问题研究中采用计算机数值模拟方法取代模型试验，作为对传统物理模型的补充方式，数值模型内容更加详尽，具有低成本、高效的优势。考虑到数值模拟方法的诸多优势，本次对新建检修交通桥后溢流坝水力特性的研究采用数值模拟方法进行。

(1) 基本控制方程

包含如下三类方程：

1) 连续性方程：

$$\frac{\partial u_i}{\partial x_i} = 0 \tag{1}$$

式中： u_i 为流体速度分量， m/s ； x_i 为坐标分量（ $i=1, 2, 3$ ）， m 。

2) 动量守恒方程：

$$\frac{\partial u_i}{\partial t} + u_j \frac{\partial u_i}{\partial x_j} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial x_i} + \frac{\partial}{\partial x_j} \left(\nu \frac{\partial u_i}{\partial x_j} - u_i u_j \right) + \frac{1}{\rho} F_i \tag{2}$$

式中： u_j 表示流体速度分量， m/s ； ρ 表示水的密度， kg/m^3 ； P 表示流体平均压力， N/m^2 ； ν 表示流体运动黏度， m^2/s ； F_i 表示作用于单位质量水体的体积力， N 。

3) $k-\varepsilon$ 方程：

$$\frac{\partial(\rho k)}{\partial t} + \frac{\partial(\rho k u_i)}{\partial x_i} = \frac{\partial}{\partial x_j} \left[\left(\mu + \frac{\mu_t}{\sigma_k} \right) \frac{\partial k}{\partial x_j} \right] + G_k + G_b - \rho \varepsilon - Y_M + S_k \tag{3}$$

$$\frac{\partial(\rho \varepsilon)}{\partial t} + \frac{\partial(\rho \varepsilon u_i)}{\partial x_i} = \frac{\partial}{\partial x_j} \left[\left(\mu + \frac{\mu_t}{\sigma_\varepsilon} \right) \frac{\partial \varepsilon}{\partial x_j} \right] + C_{1\varepsilon} \frac{\varepsilon}{k} (G_k + C_{3\varepsilon} G_b) - C_{2\varepsilon} \rho \frac{\varepsilon^2}{k} + S_\varepsilon \tag{4}$$

式中： $C_{1\varepsilon}$ 、 $C_{2\varepsilon}$ 、 $C_{3\varepsilon}$ 为模型常数； k 为紊动能， m^2/s^2 ； μ 为黏性系数， $\text{kg/m} \cdot \text{s}$ ； x_j 为坐标分量， m ； G_k 与 G_b 分别为平均速度梯度和浮力引起的紊动能， $1/\text{s}^2$ ； ε 为耗散率， m^2/s^3 ； σ_k 与 σ_ε 为紊动能和耗散率下普朗特数； Y_M 为可压缩紊流脉动膨胀对总耗散率的影响； S_k 、 S_ε 为用户定义的源项； μ_t 为紊流黏度， m^2/s 。

(2) 计算方法

计算方法采用有限体积法，对各相的描述引入体积分数量变量 α_q ，由各控制单元内体积分数的求解结果确定相间界面。控制单元表面体积通量由隐式差分格式确定，方法如下：

$$\frac{\alpha_q^{n+1} - \alpha_q^n}{\Delta t} V + \sum_f (U_f^{n+1} \alpha_{q,f}^{n+1}) \tag{5}$$

式中： n 、 $n+1$ 分别为前一时间步指示因子、当前时间步指示因子； V 为控制单元体积， m^3 ； t 为时间， s ； U_f 为控制单元表面体积通量， m^3/s ； $\alpha_{q,f}$ 为单元表面第 q 相体积分数量计算值。

(四) 数值模拟条件

模拟工况为建桥前和建桥后，计算区域包含河道、溢流坝、冲沙闸、进水闸、消力池、防冲槽、海漫，其中上游河道、下游河道的长度分别为 170m 、 200m ，距坝轴线 170m 断面、 200m 断面分别为模型上游边界、下游边界。河道和建筑物，均采用无滑移边界。按上述计算区域，确定建桥前计算模型，如图2所示。数值模拟分析采用的设计水位为防洪效果良好时对应的水位，对比分析多种水位组合后，设计上游、下游的水位分别为 81.92m 、 79.0m 。

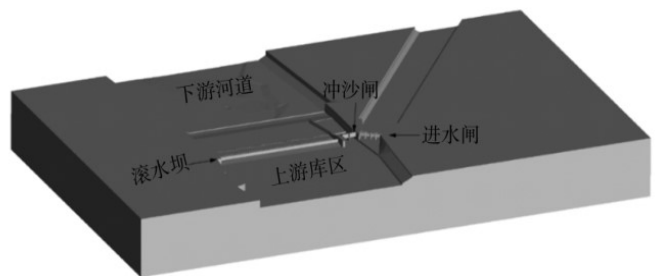


图2 建桥前计算模型

建模采用结构网格划分方式，上、下游河道网格长度为 1m ，水闸、溢流坝网格长度为 0.25m ，按照该划分方式，网格总量约 1170 万个。

(五) 数值模拟结果

考虑50a一遇洪水条件，研究对象为溢流坝、冲沙闸、进水闸三类建筑物，分别计算原设计方案、建桥前、建桥后的输水流量，根据计算结果得出建设检修交

通桥后输水流量的减小比例，各建筑物的数值模拟结果如表1所示。

表1 输水能力数值模拟结果

建筑物	原设计输水流量 / ($m^3 \cdot s^{-1}$)	建桥前输水流量 / ($m^3 \cdot s^{-1}$)	建桥后输水流量 / ($m^3 \cdot s^{-1}$)	建桥后输水流量减小比例 / %
溢流坝	3945	4099	4078	0.5
冲沙闸	565	730	720	2.3
进水闸	120	635	620	2.9

根据表1可知，建设检修交通桥后，溢流坝、冲沙闸和进水闸的输水能力均有所下降，最大衰减率为2.9%，但均在3%以内，表明建设检修交通桥后，各建筑物的过流能力仍满足原设计要求。

四、综合分析

汇总上述三种方法的输水能力计算结果，如图3所示，根据图形进行综合分析。

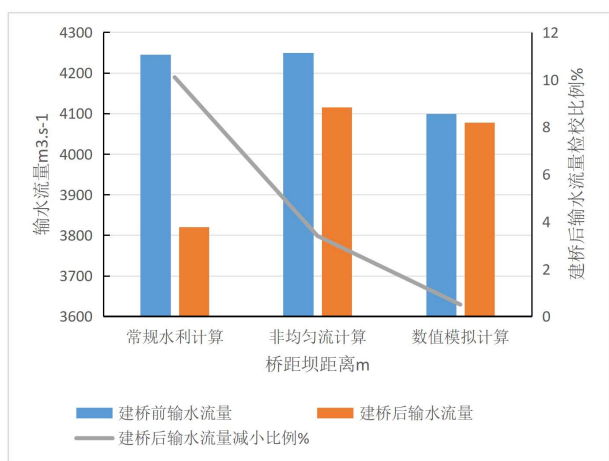


图3 三种方法的输水流量计算结果汇总图

依次分析三种计算方法的应用特点，评估各自在输水流量计算中的可行性：

常规水力计算：是一种应用较为普遍的输水计算方法，但是该方法计算基于检修桥建于溢流坝上的假设，因此其结果可靠性不足，仅作为一般参考。

非均匀流计算：根据理论确定堰上水头，可以给计算提供理论支撑，但该计算方法存在水头无法满足堰流计算要求而无法应用的局限性，因此其计算结果也仅作为一般参考。

水动力数值模拟：计算区域大，涵盖上游河道、下游河道、溢流坝、冲沙闸等，边界条件设定方式与实际情况较为吻合。计算数据介于上述两种方法的计算数据之间，更加合理，水动力数值模拟计算结果可作为设计时的重要依据。鉴于水动力数值模拟方法的可行性，在建立数值模型的基础上，提出将检修交通桥建设于溢流坝上游0m、4m、8m、12m四种方案，分别研究不同建桥位置对应的溢流坝输水能力，结果如图4所示。

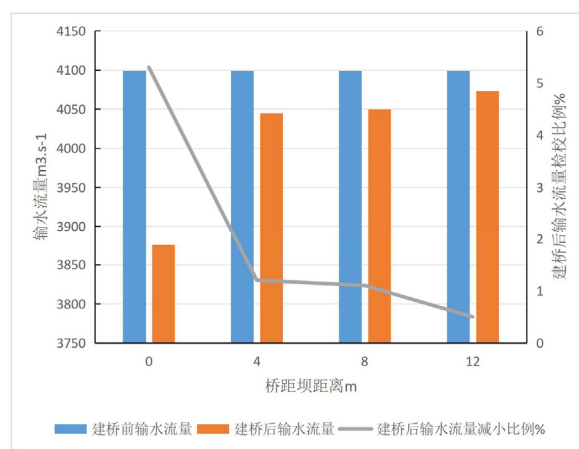


图4 不同建桥位置的溢流坝输水能力

根据图4可知，检修交通桥建设位置位于溢流坝上游0m时，过流面积因桥梁桥墩的建设而减小，输水流量较建设前显著下降，此建桥位置缺乏可行性；检修桥建设位置位于溢流坝上游4m、8m、12m时，随着距离的延长，新建桥梁对输水流量的影响持续减小，过流能力受影响程度减轻，即检修桥建设于溢流坝前12m的方案更具可行性，在该位置建桥后，尽可能避免溢流坝过流能力衰退。

五、结语

综上所述，闸墩、底板配筋不符合现行规范，仍采用既有水利设施将面临洪水倒灌风险，周边农田、道路被洪水淹没，危及人们的人身财产安全，同时枢纽建筑物间无检修桥。针对原水利设施在现阶段的不足，设计除险加固方案，拆除重建进水闸和冲沙闸，避免回水倒灌；新建检修交通桥和左岸泄洪闸，完善基础设施。考虑新建桥梁对枢纽建筑物输水能力的影响，进行研究，评估新建桥梁方案的可行性，结果表明，溢流坝、冲沙闸和进水闸的输水能力虽然因新建检修交通桥而受到影响，但衰减率最大为2.9%，小于3%，符合要求；新建检修交通桥对溢流坝过流能力的不良影响因桥梁位置不同而存在差异，建设于溢流坝前12m时对过流能力的影响较小，属于检修桥的适宜建设位置。

参考文献

- [1] 黄亮亮. 皮山县波斯干水库大坝抗震稳定分析及除险加固设计[J]. 陕西水利, 2023, (12): 151-153.
- [2] 席鹏, 黄阳杰, 包宵波. 水库除险加固设计中洪水推求分析及运用[J]. 陕西水利, 2023, (09): 68-69+72.
- [3] 张风辉. 马尾龙台水库输水涵管除险加固设计方案[J]. 水利科技, 2023, (02): 47-49+52.
- [4] 邓剑峰. 小型水库安全评价及其除险加固设计研究[J]. 水利技术监督, 2023, (04): 221-224.
- [5] 王立彬, 迟兴, 刘红喜, 佟敬鲁. 某病险水库溢洪道除险加固设计方案研究[J]. 大坝与安全, 2023, (02): 44-47.

作者简介：刘龙（1991.10-），男，汉，安徽淮北，本科，工程师，研究方向：水工结构。