

城市雨水管理

DOI:10.19853/j.zgjsps.1000-4602.2021.23.019

基于数值模拟的新型合流制溢流调蓄池优化研究

谭志程, 余 健

(湖南大学 土木工程学院, 湖南 长沙 410082)

摘 要: 针对合流制溢流污染现状,构建了一种有效容积为 5 000 m³ 的新型合流制溢流调蓄池,并利用计算流体力学软件 FLUENT 对新型调蓄池进行三维的固-液两相流数值模拟,采用稳态模拟与正交试验相结合的方法优化其内部结构并分析池内物理量场的分布;采用非稳态模拟的方法讨论其对场次降雨所产生的溢流污染的去除效果。模拟结果表明,稳态条件下,当水力停留时间为 0.7 h 时,池体的最佳结构尺寸如下:进水口长度为 1.6 m、竖直挡板深度为 2 m、水平挡板长度为 0.75 m、底部斜板角度为 45°,折流段对 SS 的去除率为 97.3%;非稳态条件下,新型调蓄池对重现期≤1 年的场次降雨产生的超量溢流污染的去除率为同等体积传统调蓄池的 2 倍左右。

关键词: 合流制溢流污染; 新型调蓄池; 计算流体力学; 非稳态模拟

中图分类号: TU992 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4602(2021)23-0114-08

Optimization of a Novel Combined Sewer Overflow Storage Tank Based on Numerical Simulation

TAN Zhi-cheng, YU Jian

(School of Civil Engineering, Hunan University, Changsha 410082, China)

Abstract: A novel combined sewer overflow storage tank with an effective volume of 5 000 m³ was proposed to solve the current issues of combined sewer overflow pollution. Three-dimensional solid-liquid two-phase flow in the novel storage tank was simulated using computational fluid dynamics software. The internal tank structure was optimized through steady-state simulations in conjunction with orthogonal experiments. The distribution of the physical quantities in the tank was analyzed. The performance of the storage tank in removing the overflow pollution caused by field rainfall was discussed by unsteady simulations. The results under steady-state simulations suggested that the optimal dimensions of the tank with a hydraulic retention time of 0.7 h were as follows: inlet length of 1.6 m, vertical baffle depth of 2 m, horizontal baffle length of 0.75 m, and bottom inclined plate angle of 45°. The removal efficiency of SS in the baffle section was 97.3%. Under unsteady states, the removal efficiency of excess overflow pollution caused by rainfalls with return periods less than one year of the novel storage tank was about twice that of the traditional storage tank with the same volume.

Key words: combined sewer overflow pollution; novel storage tank; computational fluid dynamics; unsteady simulation

基金项目: 湖南创新型省份建设专项经费资助项目(2019SK2111)
通信作者: 余健 E-mail: jianyu@hnu.edu.cn

合流制排水系统溢流(CSO)污染是长期以来制约我国水体环境治理效果进一步提升的重要因素之一^[1]。调蓄池作为治理CSO污染的关键措施之一,兼具洪峰调节、污染物控制和雨水再利用三大功能^[2]。《城镇雨水调蓄工程技术规范》(GB 51174—2017)将调蓄池划分为三类:接收池、通过池和联合池。目前合流制溢流调蓄池通常采用接收池式,即在调蓄池充满水后停止通水,这使得许多超量溢流污水未得到适当处理即被排入水体,相关报道显示我国合流制调蓄池对暴雨溢流的实际控污率仅为10%~20%^[3];也有部分采用联合池式,通过增加净化措施强化调蓄池对溢流污水的处理,但这种方式需要增加大量的成本;而通过池式极少被采用,因为大部分调蓄池结构单一,沉淀截污效果一般。因此,合理优化调蓄池结构,提高其对溢流污水的处理效果具有重要意义。

目前,一些学者借助水力模型对调蓄池进行研究,通过改变调蓄池的容积、进水方式和布置形式等优化其对溢流污水的处理效果^[2,4-5];还有一些学者通过增加絮凝、过滤等设施提高调蓄池的除污效果^[6-7],但通过简单的结构优化来提升调蓄池自身除污功能的研究尚未见报道。为此笔者基于异重流与平流沉淀原理,构建了一种结构简单,便于放空、排泥,具有良好沉淀除污作用的新型合流制溢流调蓄池;并利用FLUENT软件对新型调蓄池进行三维的固-液两相流数值模拟,优化该池内部结构,增强对溢流污水的沉淀除污效果,以提升调蓄池在合流制溢流污染控制中的作用。

1 数值模型与边界条件

1.1 数值模型的构建

① 新型调蓄池的基本结构

新型调蓄池的基本结构如图1所示。

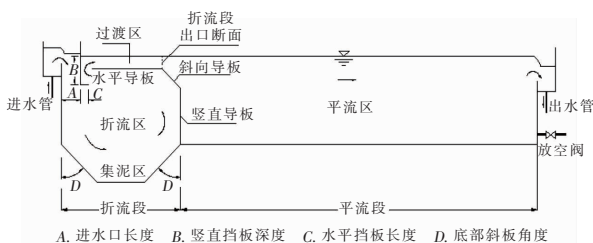


图1 新型调蓄池结构示意

Fig. 1 Structure diagram of the novel storage tank

新型调蓄池长60 m、宽12 m、高6.94 m,有效

容积为5 000 m³,主要由进水区、折流区、过渡区、平流区和出水区等组成,其中折流区由若干块竖直、水平的隔板和斜板围成。为行文方便起见,将集泥区、折流区和过渡区组成的区域称为折流段。

② ICEM 网格划分

为了减少网格数量、节约计算成本、降低网格划分难度,将三维模型进行对称简化处理并忽略调蓄池的进水渠、进水堰、出水堰和出水渠等构筑物,如图2所示。模型整体采用六面体结构化网格进行划分,并对进出水口处、壁面处和速度梯度大的地方进行网格加密处理,经计算,模型网格总数在(550~690)×10⁴个之间。

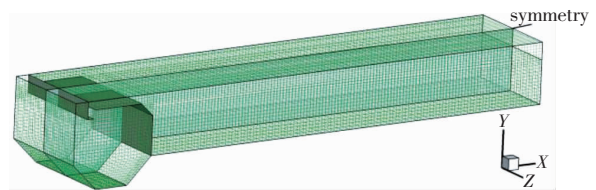


图2 新型调蓄池的三维网格划分

Fig. 2 Three dimensional mesh generation of the novel

storage tank

1.2 控制方程与算法

上述数值模型满足连续性方程和动量方程。由于调蓄池内流体流速低并具有黏性,可将其视为不可压缩黏性流体。池内的离散相分布范围广,可采用固-液两相流混合模型,分别设置水相与污泥相。对池内的流场,采用标准的 $k-\varepsilon$ 湍流模型求解,近壁面处理方式采用近壁面函数^[8]。采用有限体积法求解微分方程,针对稳态和非稳态工况,压力-速度的耦合算法分别采用SIMPLEC和PISO进行求解。压力插值方案采用PRESTO!方法,运动方程、体积分数方程、湍流动能 k 及湍流耗散率 ε 均采用二阶迎风流离散格式^[9]。动量、体积分数、湍流动能和湍流耗散率的松弛因子分别为0.3、0.2、0.5、0.5,其余为默认值。

1.3 边界条件与工况参数

① 入口边界:采用速度入口,流体的速度、浓度和湍流动能的分布近似认为是均匀的,水和污泥进口流速相同。

② 对称边界:将对称面设置为symmetry对称边界。

③ 固体壁面边界:池子周边、顶部、底部和挡板的壁面均设置为固体壁面,并设置为无滑移壁面。

④ 出口边界:采用压力出口,取1个标准大气压即 1.01×10^5 Pa。

⑤ 工况参数:水的密度为 998.2 kg/m^3 ,黏度为 $1.005 \times 10^{-3} \text{ kg/(m} \cdot \text{s)}$;参考湘潭市地表径流污染物数据,污泥浓度取 $1320 \text{ mg/L}^{[10]}$,污泥颗粒密度取 1100 kg/m^3 ,换算成污泥颗粒物SS体积分数为0.12%,平均粒径取0.1 mm,黏性系数为 $2.001 \times 10^{-2} \text{ Pa} \cdot \text{s}^{[11]}$ 。SS是CSO污染中的主要污染物,也是其他污染物的载体^[12]。因此,以SS去除率表征稳态模拟下调蓄池对污染物的去除效果,采用以下公式进行计算:

$$\eta_1 = \frac{\psi_{\text{进}} - \psi_1}{\psi_{\text{进}}} \times 100\% \quad (1)$$

$$\eta_2 = \frac{\psi_{\text{进}} - \psi_2}{\psi_{\text{进}}} \times 100\% \quad (2)$$

式中: η_1 为折流段对SS的去除率,%; η_2 为调蓄池对SS的去除率,%; $\psi_{\text{进}}$ 为折流段进水口污水中SS的体积分数,取0.12%; ψ_1 为折流段出水口污水中SS的体积分数,%; ψ_2 为调蓄池出水口污水中SS的体积分数,%。

2 稳态模拟

2.1 结构的优化与分析

为获得调蓄池的最佳结构设计参数,选取进水口长度(A)、竖直挡板深度(B)、水平挡板长度(C)、底部斜板角度(D)等四个因素进行 $L_{16}(4^4)$ 正交试验分析,并以稳态模拟收敛时折流段和调蓄池的SS去除率作为评价指标。四个因素的水平取值见表1。

表1 因素水平设计

Tab.1 Level design of factors

水平	A:进水口长度/m	B:竖直挡板深度/m	C:水平挡板长度/m	D:底部斜板角度/(°)
1	0.7	2.00	0.50	15
2	1.0	2.25	0.75	30
3	1.3	2.50	1.00	45
4	1.6	2.75	1.25	60

根据《城镇雨水调蓄工程技术规范》(GB 51174—2017),目前雨水调蓄池的水力停留时间(HRT)通常为0.5~1.0 h,参照上述数值,对本调蓄池进行稳态模拟时,HRT取0.7 h,其相应的进水流量为 $7142.9 \text{ m}^3/\text{h}$,当进水口长度取0.7~1.7 m时,对应的进口流速为0.235~0.103 m/s。经过迭代,最终各物理量的残差曲线平稳降到 1×10^{-3} 以

下,进出口质量流量差值比为 2.6033×10^{-5} ,计算达到收敛。16组稳态模拟结果与极差分析见表2,由于调蓄池对SS的去除率均为100%,因此仅对折流段的SS去除率进行方差分析,结果见表3。

表2 正交试验方案结果及其极差分析

Tab.2 Results and range analysis of orthogonal test scheme

编号	A/m	B/m	C/m	D/(°)	SS去除率/%	
					折流段	调蓄池
1	0.7	2.00	0.50	15	26.83	100
2	0.7	2.25	0.75	30	6.46	100
3	0.7	2.50	1.00	45	49.93	100
4	0.7	2.75	1.25	60	18.19	100
5	1.0	2.00	0.75	45	93.99	100
6	1.0	2.25	0.50	60	26.29	100
7	1.0	2.50	1.25	15	48.23	100
8	1.0	2.75	1.00	30	40.93	100
9	1.3	2.00	1.00	60	54.86	100
10	1.3	2.25	1.25	45	95.67	100
11	1.3	2.50	0.50	30	70.80	100
12	1.3	2.75	0.75	15	67.56	100
13	1.6	2.00	1.25	30	93.05	100
14	1.6	2.25	1.00	15	94.89	100
15	1.6	2.50	0.75	45	96.89	100
16	1.6	2.75	0.50	60	95.44	100
k_1	25.35	67.18	54.84	59.38		
k_2	52.36	55.83	66.22	52.81		
k_3	72.22	66.46	60.15	84.12		
k_4	95.07	55.53	63.78	48.69		
R	69.71	11.65	11.38	35.42		

表3 折流段的SS去除率方差分析

Tab.3 Variance analysis of SS removal rate in baffle section

方差来源	偏差平方和	自由度	均方	F值	p	显著水平
A	10 512.66	3	3 508.73	14.05	0.028	显著
B	495.94	3	166.00	0.67	0.623	不显著
C	291.80	3	97.93	0.40	0.763	不显著
D	3 012.25	3	973.21	3.86	0.146	不显著
误差	744.03	3	248.52			

由表2可知,折流段对SS的去除率随进水口长度的增加而呈上升趋势;在HRT为0.7 h工况下,四个因素对折流段SS去除率的影响程度:进水口长度(A) > 底部斜板角度(D) > 竖直挡板深度(B) > 水平挡板长度(C);最优设计方案为 $A_4B_1C_2D_3$ 。由表3可知,仅进水口长度的伴随概率小于显著性水

平0.05,表明进水口长度的变化对调蓄池折流段的SS去除率影响显著。当进水口长度为1.6 m时,其对应的4组稳态模拟的折流段SS去除率均高达90%以上,可认为无需再增加进水口长度进行模拟分析。综上,得出新型调蓄池的最佳结构设计参数如下:进水口长度为1.6 m、竖直挡板深度为2 m、水平挡板长度为0.75 m、底部斜板角度为45°。

2.2 最优结构的模拟结果与分析

取最优结构方案 $A_4B_1C_2D_3$ 进行模拟分析,其在 $HRT=0.7$ h工况下的稳态模拟结果显示,折流段的SS去除率为96.9%、调蓄池的SS去除率为100%,与上述正交试验结果基本一致。调蓄池内SS体积分数的三维分布云图见图3, X 分别在5、12、30、58 m处的 $Y-Z$ 平面二维流线-速度分布见图4。

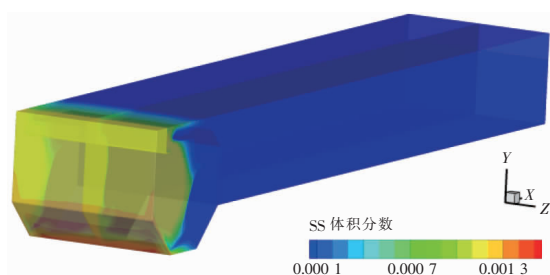


图3 SS体积分数的三维分布云图($HRT=0.7$ h)

Fig.3 Three dimensional distribution cloud map of SS volume fraction ($HRT=0.7$ h)

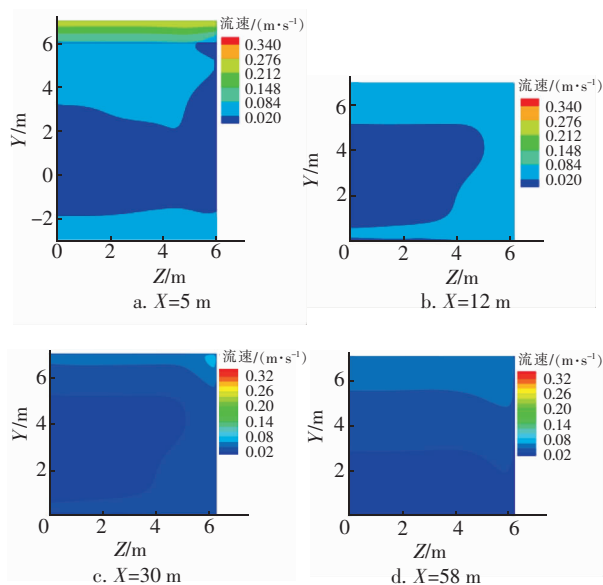


图4 $Y-Z$ 平面的流线-速度分布($HRT=0.7$ h)

Fig.4 Diagram of streamline to velocity distribution in $Y-Z$ plane

分析图3和图4可知,池内的浓度场和速度场均均匀分布于对称面两边;除近壁面区域外,池内其他区域的速度与SS体积分数的数值在 Z 轴方向上变化不大。由此可认为,对称面上物理量场的分布情况能够近似代表调蓄池大部分区域在任意 $X-Y$ 平面上的物理量场分布情况。

对称面上的SS体积分数分布云图和流线-速度分布如图5所示。可知,水流在折流沉淀区形成了明显的异重流。进水依靠自身重力与动能沿着竖直挡板向下流动,进水方向与折回上升的较清水流向相反,存在密度差,从而形成异重流^[13]。进水向下流动时密度较小的较清水不断从进水中分离出来并沿着水平挡板的下侧流入过渡区;而密度较大的污水会沿着池壁继续往下流动,在折流区底部进行泥水分离将污染物汇聚在集泥区,然后遇到导板折回上升,上升过程仍不断分离出较清水。较清水通过导板的引流进入过渡区,随后进入平流沉淀区进行沉淀作用。

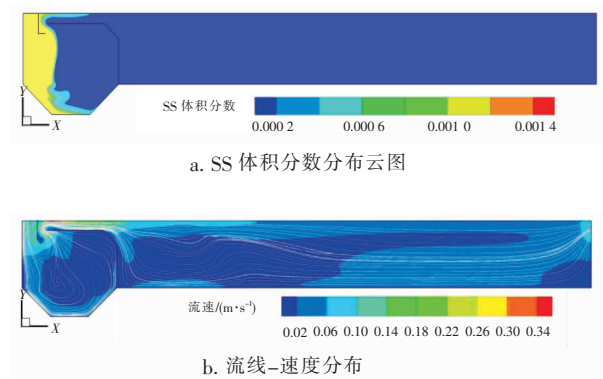


图5 对称面上的SS体积分数分布云图和流线-速度分布($HRT=0.7$ h)

Fig.5 Diagram of SS volume fraction distribution and streamline to velocity distribution in symmetry plane ($HRT=0.7$ h)

折流段与平流段之间相互联系,斜向导板在折流区引流较清水上升的同时,还能在平流区引流较清水向下流动,扩大过流断面,降低流速,提高平流段的沉淀效果。

2.3 不同工况的模拟结果与分析

为了研究最佳结构参数下的调蓄池在不同工况下对SS的去除效果,分别取 HRT 为0.5 h和0.3 h进行稳态模拟,并与 HRT 为0.7 h工况下的模拟结果进行对比分析,结果见表4。 HRT 为0.3 h和0.5 h工况下对称面的流线-速度分布如图6所示。

表4 不同HRT工况下的SS去除率

Tab.4 Removal rate of SS under different HRT

HRT/h	0.7	0.5	0.3
进口流速/(m·s ⁻¹)	0.103	0.145	0.241
折流段的SS去除率/%	96.9	73.2	49.6
调蓄池的SS去除率/%	100	100	100

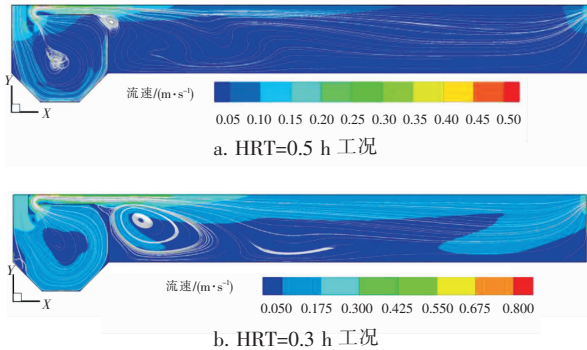


图6 HRT为0.3 h和0.5 h工况下对称面的流线-速度分布

Fig.6 Diagram of streamline to velocity distribution in symmetry plane at HRT=0.3 h and HRT=0.5 h

由图6可知,随着进口流速的增大,SS在折流区的分布范围变广,折流段对SS的去除率降低;平流段入口处流速变大,入口下方更容易产生环流,短流现象严重,会对平流段的沉淀效果产生不利影响。但从总体上说,在不同HRT的稳态模拟下新型调蓄池的折流段均具有较好的沉淀截污效果。

3 场次降雨的瞬态模拟

3.1 溢流流量过程线推导

降雨是一个场次事件,一般在降雨结束后对调蓄池进行放空、排泥。但稳态模拟得出的是调蓄池具备连续排泥特征下的结果,即认为调蓄池中已经沉淀的污泥不会再度上浮到流体区内^[9]。而在实际运行过程中,调蓄池内已经沉淀的污泥会被后续流量不断变化的进水持续冲刷,为了更好地了解新型调蓄池在无连续排泥措施下对场次降雨产生的溢流污染的控制效果,需要对其进行三维的固-液两相流非稳态模拟。非稳态模拟需要以实际的合流制溢流流量过程线作为边界条件,但溢流流量不但与降雨强度、降雨历时有关,还与片区的大小和管网特征相关,其受多因素的影响^[2,14]。

为此,笔者基于质量守恒原理,参考美国基于数学模型的计算方法(见图7)^[15],提出一种简单且不失普遍性的计算方法,即认为:某片区产生的瞬时溢流量等于瞬时降雨量与平均污水量之和再减去平均

截流流量。其中,瞬时降雨量为瞬时降雨强度、汇水面积和径流系数三者的乘积,如式(3)所示。

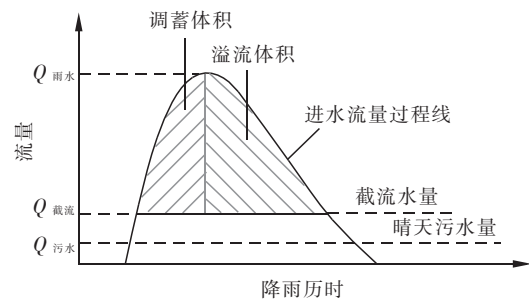


图7 合流制系统调蓄池的工作原理

Fig.7 Working principle of storage tank in combined system

$$Q_{\text{进水}t} = Q_{\text{雨水}t} + Q_{\text{污水}} - Q_{\text{截流}} = \psi q_t F - n Q_{\text{污水}} \quad (3)$$

式中: $Q_{\text{进水}t}$ 为 t 时刻的调蓄池进水流量, m^3/s ; $Q_{\text{雨水}t}$ 为 t 时刻的雨水设计流量, m^3/s ; $Q_{\text{污水}}$ 为晴天旱流流量, m^3/s ; $Q_{\text{截流}}$ 为截流流量, m^3/s ; ψ 为径流系数,取0.5; q_t 为 t 时刻的设计降雨强度, mm/s ; F 为汇水面积,取研究片区的面积, hm^2 ; n 为截流倍数,取2。

调蓄池的瞬时进口流速等于瞬时进水流量除以进口面积,公式如下:

$$v_{\text{进水}t} = Q_{\text{进水}t} / A_{\text{进口面积}} \quad (4)$$

调蓄池容积根据日本合流制调蓄池容积计算方法确定,见式(5),即一座 $5\,000\text{ m}^3$ 的调蓄池负责 100 hm^2 的汇水片区^[15]。

$$V_{\text{调蓄池}} = A_{\text{截流面积}} \times 5\text{ mm} \quad (5)$$

现以株洲市白石港(龙母河)水质净化中心某合流制区域的 100 hm^2 片区为研究对象,片区所需调蓄池容积为 $5\,000\text{ m}^3$,与新型调蓄池的有效容积保持一致。参考《株洲湘江白石港(龙母河)流域水系工程可行性研究》相关资料,该片区的晴天旱流流量为 $0.026\text{ m}^3/\text{s}$,径流系数为0.5。瞬时降雨强度采用株洲市暴雨强度公式[见式(6)]计算,并结合芝加哥雨型进行计算,根据式(3)~(6),可推导出不同重现期下降雨历时为2 h的调蓄池进口流速过程线。由于株洲市采用合流制排水的区域大部分为老城区,管网设计重现期(P)较低,因此取 P 分别为0.33、0.5、1和2年进行研究,计算结果如图8所示。图中 t_{0i} ($i=1,2,3,4$)表示不同重现期下调蓄池蓄满后开始发生溢流的时刻, t_{ni} ($i=1,2,3,4$)表示

不同重现期下调蓄池溢流 60 min 的时刻,其中 $i = 1, 2, 3, 4$ 分别表示重现期 $P = 0.33, 0.5, 1, 2$ 年; v_{0i} 表示在 t_{0i} 时刻调蓄池的进口流速。

$$q = \frac{1\ 839.712(1 + 0.724 \lg P)}{(T + 6.986)^{0.703}} \quad (6)$$

式中: q 为降雨强度, mm/s; T 为降雨历时, s; P 为降雨重现期, 年。

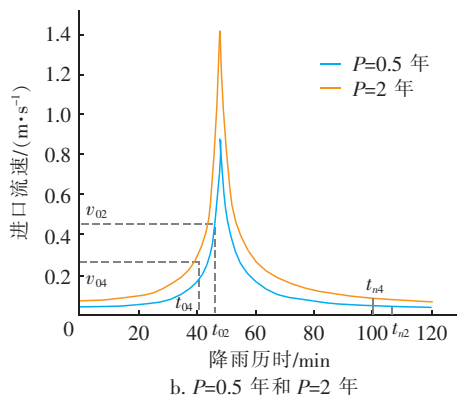
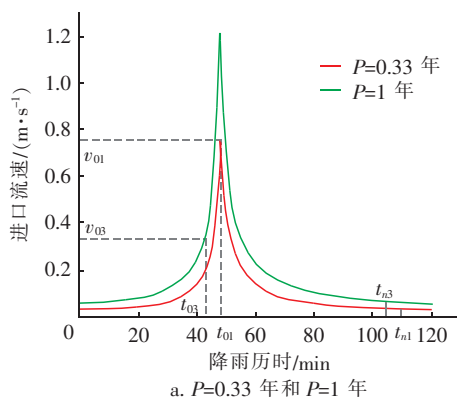


图8 进口流速过程线

Fig.8 Hydrograph of inlet velocity

根据等流时线原理与极限强度理论可知,上述 $Q_{进水t}$ 的计算方法忽略了降雨时汇水面积随降雨强度变化的特点^[15];同时,忽略了管网特性对汇水时间的影响,其计算结果高于实际值。

3.2 瞬态模拟工况参数

为了更好地比较新型调蓄池的除污效果,选取传统调蓄池在同等模拟条件进行对比。所采用的传统调蓄池在容积大小、进水口、出水口、竖直挡板和外形尺寸方面均与新型调蓄池相同,但其内部无水平挡板与导板。

选取 t_{0i} 至 t_{ni} 时段作为非稳态的模拟时间,将 t_{0i} 至 t_{ni} 时段内的进口流速过程曲线拟合成分段函数,以 $P = 0.33$ 年为例,如式(7)所示。将分段方程编

写成 UDF,并将其导入到 FLUENT 中作为非稳态模拟的速度入口边界条件。非稳态模拟结果与流场的初始化有关,但是发生溢流时刻调蓄池内各物理量场的分布很难通过试验检测出来。因此为了获得更准确的模拟结果,以调蓄池在开始溢流时刻 t_{0i} 所对应的进口流速 v_{0i} 下的稳态模拟结果作为非稳态模拟的初始化值。时间步长 Δt 根据式(8)进行估算,经计算 Δt 取 1 s,总步数为 3 600 步,每一步最大迭代次数设为 30,新型调蓄池和传统调蓄池的压力插值方案分别采用 PRESTO! 与 Body Force Weighted。整个模拟过程中监控两种调蓄池出水口的 SS 体积分数。

$$\begin{cases} 0 \leq t_{溢} \leq 540 \\ v = 2.45 \times 10^{-6} t_{溢}^2 - 0.002\ 27 t_{溢} + 0.712 \\ 540 \leq t_{溢} \leq 3\ 600 \\ v = 1.84 \times 10^{-8} t_{溢}^2 - 1.11 \times 10^{-4} t_{溢} + 0.203 \end{cases} \quad (7)$$

$$\text{Courant} = \frac{\text{特征速度} \times \Delta t}{\text{最小网格尺寸}} \quad (8)$$

3.3 瞬态模拟结果与分析

为了更好地讨论两种调蓄池对溢流污水的处理效果,现定义两个指标:

① 超量溢流污染瞬时去除率 θ_t : 调蓄池发生溢流时,在 t 时刻对 SS 的去除率。

② 超量溢流污染去除率 θ : 调蓄池在 t_0 至 t_n 时段内对 SS 的去除率。

以上两个指标的计算公式如下:

$$\theta_t = \frac{\psi_{入} - \psi_{t溢}}{\psi_{入}} \times 100\% \quad (9)$$

$$\theta = \frac{\int_{t_{0i}}^{t_{ni}} Q_{t入} \psi_{入} dt - \int_{t_{0i}}^{t_{ni}} Q_{t溢} \psi_{t溢} dt}{\int_{t_{0i}}^{t_{ni}} Q_{t入} \psi_{入} dt} = \frac{1}{t_{ni} - t_{0i}} \int_{t_{0i}}^{t_{ni}} \theta_t dt \times 100\% \quad (10)$$

式中: $\psi_{入}$ 为进水口处污水中 SS 的体积分数,取 0.12%; $\psi_{t溢}$ 为 t 时刻出水口处污水中 SS 的体积分数,%; $Q_{t入}$ 为 t 时刻调蓄池的入流量, m^3/s , $Q_{t入} = Q_{t溢}$; $Q_{t溢}$ 为 t 时刻调蓄池的溢流量, m^3/s 。

根据式(9)与非稳态模拟获得的数据,绘制四个重现期下两种调蓄池的超量溢流瞬时去除率 θ_t 的过程线,如图 9 所示。可知,在 4 个重现期对应的非稳态模拟下,两种调蓄池的 θ_t 均在开始发生溢流

后的5 min左右开始下降,随后 θ_i 在短时间内下降至0附近。这段时期正好处于降雨峰值附近,进口流速高,过高的流速不但不利于污染物的沉淀,还会将池底已沉淀的污染物冲刷起来,从而导致了两种调蓄池的超量溢流污染瞬时去除率快速降低。在开始发生溢流后的15 min左右,两种调蓄池的 θ_i 开始上升,最后趋于稳定。其中新型调蓄池的 θ_i 上升比较快,并且重现期 P 越小, θ_i 上升速率就越快,这可能是由于这段时期内的进口流速快速下降所致。

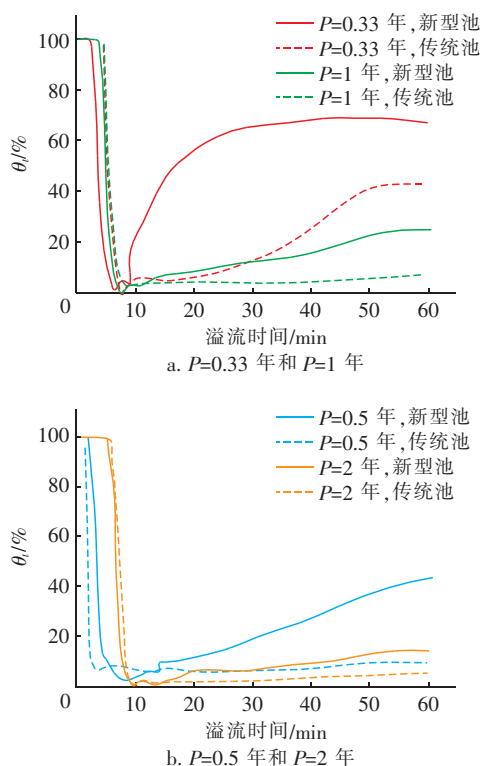


图9 超量溢流污染瞬时去除率

Fig.9 Instantaneous removal rate of excess overflow pollution

根据图9的数据,按式(10)对两种调蓄池在四个重现期下进行非稳态模拟所得的超量溢流污染去除率 θ 进行计算,结果表明,当重现期分别为0.33、0.5、1、2年时,新型调蓄池的超量溢流污染去除率分别为57.87%、26.57%、20.80%、18.57%,传统调蓄池的超量溢流污染去除率分别为27.30%、10.42%、13.60%、14.94%。可知,随着重现期的增大,超量溢流污染去除率呈降低趋势。在降雨重现期 $P \leq 1$ 年的情况下,新型调蓄池的截污能力高出传统调蓄池1倍左右;特别是在降雨重现期 $P \leq 0.33$ 年的情况下,新型调蓄池的截污能力相比传统

调蓄池的优势更明显。

4 结论

构建了一种有效容积为5 000 m³的新型合流制溢流调蓄池,采用计算流体力学对该新型调蓄池的结构尺寸进行优化,并将其与传统调蓄池进行对比分析,得出以下结论:

① 新型合流制调蓄池在进水口长度为1.6 m、竖直挡板深度为2 m、水平挡板长度为0.75 m和底部斜板角度为45°的条件下,沉淀截污效果最佳。

② 新型合流制溢流调蓄池在无连续排泥设施的情况下,对重现期 $P \leq 1$ 年的场次降雨产生的超量CSO污染的截污效率是同等体积传统调蓄池的2倍左右,强化截污效果显著。

参考文献:

- [1] 李俊奇,周金成,杨正,等. 合流制溢流控制指标与标准制定研究[J]. 水资源保护, 2021, 37(1): 124 - 131.
LI Junqi, ZHOU Jincheng, YANG Zheng, et al. Study on control indicators and standard formulation of combined sewer overflow[J]. Water Resources Protection, 2021, 37(1): 124 - 131 (in Chinese).
- [2] 张璐. 基于污染控制的合流制排水管网溢流调蓄容积优化研究[D]. 重庆:重庆大学, 2018.
ZHANG Lu. Optimization of the Adjusting Volume of Combined Sewer Overflow for Pollution Control[D]. Chongqing: Chongqing University, 2018 (in Chinese).
- [3] 程江,吕永鹏,黄小芳,等. 上海中心城区合流制排水系统调蓄池环境效应研究[J]. 环境科学, 2009, 30(8): 2234 - 2240.
CHENG Jiang, LÜ Yongpeng, HUANG Xiaofang, et al. Environmental effects of combined sewage detention tank in central Shanghai[J]. Environmental Science, 2009, 30(8): 2234 - 2240 (in Chinese).
- [4] LI F, DUAN H F, YAN H, et al. Multi-objective optimal design of detention tanks in the urban stormwater drainage system: framework development and case study[J]. Water Resources Management, 2015, 29(7): 2125 - 2137.
- [5] 赵美玲,朱滔,冯江,等. 水力模型在合流制调蓄池进水管改造中的应用[J]. 中国给水排水, 2020, 36(7): 118 - 122.
ZHAO Meiling, ZHU Tao, FENG Jiang, et al. Application of hydraulic model in inlet pipe

- reconstruction of combined storage tank [J]. China Water & Wastewater, 2020, 36 (7): 118 - 122 (in Chinese).
- [6] 朱利民,王润,李洪浩,等. 合流制溢流污染控制实践:以岳阳蛇皮套泵站为例[J]. 中国给水排水, 2020, 36(1): 99 - 104.
- ZHU Limin, WANG Run, LI Honghao, *et al.* Combined sewer overflow control engineering practice: a case study of Shepitao pumping station in Yueyang City [J]. China Water & Wastewater, 2020, 36 (1): 99 - 104 (in Chinese).
- [7] 杜立刚,杨涛,石亚军. 合流制溢流调蓄与处理设施设计方案——以武汉市庙湖水环境提升为例[J]. 净水技术, 2020, 39(12): 43 - 47.
- DU Ligang, YANG Tao, SHI Yajun. Design proposal for overflow storage and treatment facilities of combined system—a case of water environment improvement project of Miaohu Lake in Wuhan [J]. Water Purification Technology, 2020, 39 (12): 43 - 47 (in Chinese).
- [8] 徐嘉蔚,王军. 高密度澄清池导流筒对絮凝条件的影响研究[J]. 中国给水排水, 2018, 34(19): 71 - 75.
- XU Jiawei, WANG Jun. Influence of DENSEDEG agitator tank on flocculation conditions [J]. China Water & Wastewater, 2018, 34(19): 71 - 75 (in Chinese).
- [9] 李雨阳,周克钊,邓钦祖,等. 多层平板单元组合沉淀池的三维两相流数值模拟[J]. 中国给水排水, 2018, 34(7): 60 - 64.
- LI Yuyang, ZHOU Kezhao, DENG Qinzhu, *et al.* Three-dimensional numerical simulation of two-phase flow in sedimentation tank combined with multi-layer plates unit [J]. China Water & Wastewater, 2018, 34(7): 60 - 64 (in Chinese).
- [10] 周赛军. 湘潭市雨湖区地表雨水径流污染的特性及排污规律的研究[D]. 长沙:湖南大学, 2006.
- ZHOU Saijun. Study on Pollution Characteristics and Pollutant Discharge Law of Surface Rainwater Runoff in Yuhu District of Xiangtan City [D]. Changsha: Hunan University, 2006 (in Chinese).
- [11] DUFRESNE M, VAZQUEZ J, TERFOUS A, *et al.* Experimental investigation and CFD modelling of flow, sedimentation, and solids separation in a combined sewer detention tank [J]. Computers & Fluids, 2009, 38 (5): 1042 - 1049.
- [12] ASHLEY R M, BERTRAND-KRAJEWSKI J L, HVIDED-JACOBSEN T, *et al.* Solids in Sewers: Characteristics, Effects and Control of Sewer Solids and Associated Pollutants [M]. London: IWA Publishing, 2005.
- [13] 桂新安. 折流式沉淀池在污水处理中的应用探讨 [J]. 给水排水, 2017, 43(5): 39 - 43.
- GUI Xin'an. Application of baffled sedimentation tank in sewage treatment [J]. Water & Wastewater Engineering, 2017, 43(5): 39 - 43 (in Chinese).
- [14] 陈贻龙. 调蓄池削减合流制溢流污染的水力模拟研究[J]. 中国给水排水, 2019, 35(17): 123 - 128.
- CHEN Yilong. Hydraulic simulation of reducing combined sewer overflow pollution by storage tank [J]. China Water & Wastewater, 2019, 35 (17): 123 - 128 (in Chinese).
- [15] 张智. 排水工程 [M]. 5 版. 北京:中国建筑工业出版社, 2015.
- ZHANG Zhi. Drainage Engineering [M]. 5th ed. Beijing: China Architecture & Building Press, 2015 (in Chinese).

作者简介:谭志程(1993 -),男,广西宾阳人,硕士研究生,主要研究方向为给水排水工程系统及其优化。

E-mail: 774264258@qq.com

收稿日期: 2021 - 03 - 29

修回日期: 2021 - 04 - 27

(编辑:刘贵春)