

DOI:10.19853/j.zgjsps.1000-4602.2025.01.019

城市下凹桥区排水系统概化模型构建与应用

李元庆¹, 李俊奇¹, 杨正², 王文海¹, 吕放放³, 李璟¹

(1. 北京建筑大学 城市雨水系统与水环境教育部重点实验室, 北京 100044; 2. 北京雨人润科生态技术有限责任公司, 北京 100044; 3. 北京城市排水集团有限责任公司, 北京 100044)

摘要: 下凹桥区是城市内涝高风险区域,为快速预测下凹桥区在不同降雨条件下的积水情况,通过概化下凹桥区产汇流、排水以及积水过程,基于各设施排水能力与系统排水能力之间的关系,构建了针对城市下凹桥区的排水概化模型。以某城市下凹桥区为例,基于概化模型模拟1~100年一遇2 h设计降雨条件下的积水情况,并将概化模型计算结果与InfoWorks ICM模拟结果进行对比,Nash-Sutcliffe效率系数>0.7,最大积水深度偏差<20%,积水持续时间偏差<20%,最大积水持续时间偏差<1 h,且运行时间仅需2~3 s,表明概化模型可实现对下凹桥区积水情景的快速预测分析。

关键词: 下凹桥区; 排水系统概化模型; 积水预测

中图分类号: TU992 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4602(2025)01-0128-09

Construction and Application of Generalized Drainage Model in Urban Underpass Road

LI Yuan-qing¹, LI Jun-qi¹, YANG Zheng², WANG Wen-hai¹, LÜ Fang-fang³, LI Jing¹

(1. Key Laboratory of Urban Stormwater System and Water Environment <Ministry of Education>, Beijing University of Civil Engineering and Architecture, Beijing 100044, China; 2. Beijing Rain-eco Technology Co. Ltd., Beijing 100044, China; 3. Beijing Drainage Group Co. Ltd., Beijing 100044, China)

Abstract: The underpass road is a high-risk area prone to urban waterlogging. To promptly predict the waterlogging in the underpass road under diverse rainfall conditions, a generalized drainage model for the urban underpass road was established based on the relationship between the drainage capacity of each facility and the system by generalizing the process of runoff confluence, drainage, and accumulation. The waterlogging of a real underpass road under the 2-hour design rainfall of 1-100 years return period was simulated based on the generalized model, and the calculation results of the generalized model were compared with the simulation results of InfoWorks ICM. The Nash-Sutcliffe efficiency coefficient was above 0.7, the deviation of peak waterlogging depth was less than 20%, the deviation of waterlogging duration was less than 20%, the deviation of peak waterlogging depth duration was less than 1 h, and the running time was only 2-3 s. This indicates that the generalized model can achieve rapid prediction and analysis of the waterlogging in the underpass road.

基金项目: 国家重点研发计划项目(2022YFC3800500)

通信作者: 李俊奇 Email: lijunqi@bucea.edu.cn

Key words: underpass road; generalized drainage model; waterlogging forecasting

近年来极端降雨频发,城市下凹桥区因地势低洼,导致地表径流大量汇入,成为城市内涝高风险区域。如何提前快速预测下凹桥区在不同降雨情景下的积水情况,进而为应急防汛工作提供支撑,是急需研究的重要问题。已有众多学者利用城市水文水力模型软件,或结合下凹桥区管网与地形构建机理模型,模拟分析不同降雨条件下的桥区积水风险^[1],其中 InfoWorks ICM 应用较为广泛,可详细模拟一维管道和二维地表径流情况,但由于高精度的地形数据极易导致大起伏地形区域的模型计算结果发散^[2],影响下凹桥区模拟结果。一维与二维耦合模拟需要较长的模拟时间和较高的硬件设备要求,为了减少计算时间和对高精度原始数据的依赖,同时保证模拟结果的准确度,已有学者针对不同研究对象特征、结果精度需求构建排水概化模型^[3-4]。在现有研究基础上,笔者针对城市下凹桥区的地形与排水系统特征,提出了一种基于 Python 的快速搭建并计算的概化模型,同时结合下凹桥区特征保证计算结果的准确性,可对下凹桥区积水情况进行雨前快速预测分析。

1 城市下凹桥区排水概化模型原理

城市下凹桥区积水特征受其汇水区域内来水量和桥区排水设施排水量的共同影响,可通过概化计算下凹桥区在不同降雨情景下的来水量与排水量,得到桥区积水量,根据下凹桥区的地形特征计算得到积水深度。因此,下凹桥区排水概化模型总体包括三部分:①下凹桥区径流量计算;②下凹桥区雨水排水系统排水量计算;③下凹桥区积水量与积水深度计算。基于以上三要素,利用 Python 构建下凹桥区积水计算模型。概化桥区集水区进行径流量计算,径流汇入桥下雨水口,经雨水口支管传输流量至干管,干管流量依据实际情况转入泵站、调蓄池,或直接经排口排放。

1.1 下凹桥区径流计算

径流计算主要包括降雨产流与汇流两部分。产流流量计算将降雨过程转化为净雨过程,可采用目前普遍应用的径流系数法进行计算。汇流流量计算需要考虑径流汇集到下凹桥区的过程,本研究采用非线性水库法计算汇流流量,即将下凹桥汇水

区概化为一个水深较浅的小型蓄水库,根据水量平衡原理计算汇水区水深,如式(1)所示,通过曼宁公式计算得到汇流流量,如式(2)所示。

$$\frac{dh_c}{dt} = I(t) - \frac{Q_c}{A_c} \quad (1)$$

$$Q_c = W \frac{1}{n} S_0^{1/2} (h_c - h_p)^{5/3} \quad (2)$$

式中: h_c 为汇水区水深,m; $I(t)$ 为净降雨强度,作为下凹桥汇水区入流,m/s; Q_c 为汇水区汇流流量,m³/s; A_c 为汇水区面积,m²; W 为汇水区宽度,其不同形状下计算公式不同^[5],例如,桥区位于圆形子汇水区的中心时 $W = (A_c/\pi)^{1/2}$,桥区位于正方形汇水区一侧时 $W = A_c^{0.5}$; n 为汇水区表面糙率,参考 SWMM 模型手册,光滑沥青取 0.011,光滑混凝土取 0.012,草坪取 0.15~0.41; S_0 为汇水区平均坡度,可借助 ArcGIS 地形分析计算其值; h_p 为蓄滞水深,可参照 SWMM 模型手册中不透水表面取值 1.27~2.54 mm (0.05~0.10 inch),该部分降雨损失可在产流之后计算,亦可直接从降雨中扣除。径流系数可反映降雨转为净雨的损失, h_p 由径流系数概化于 $I(t)$ 中体现,式(2)可改写为:

$$Q_c = W \frac{1}{n} S_0^{1/2} h_c^{5/3} \quad (3)$$

对式(1)和式(3)联立求解,得:

$$\frac{dh_c}{dt} = \psi i(t) - \frac{W}{A_c n} S_0^{1/2} h_c^{5/3} \quad (4)$$

式中: ψ 为区域综合径流系数; $i(t)$ 为降雨强度。

对方程两侧进行积分求解,得:

$$\int_0^t \frac{dh_c}{dt} = \psi \int_0^t i(t) - \int_0^t \frac{W}{A_c n} S_0^{1/2} h_c^{5/3} \quad (5)$$

对式(5)采用差分法变形:

$$\frac{h_2 - h_1}{\Delta t} = \psi i(t) - \frac{W}{A_c n} S_0^{1/2} \left(h_1 + \frac{h_2 - h_1}{2} \right)^{5/3} \quad (6)$$

式中: h_1 为时段初水深,m; h_2 为时段末水深,m; Δt 为计算时间步长,s。

采用 Newton-Raphson 法求解式(6)。将求解得到的 h_2 代入式(3)计算径流流量。此时刻 h_2 作为下一计算时间步长的初始水深代入式(6),实现径流流量过程计算,进而得到汇流总量,如下所示:

$$V_{\text{vol}} = Q_c \Delta t \quad (7)$$

式中: V_{vol} 为桥下径流量, m^3 。

不同类型桥区汇水面存在差异,但概化计算原理相同。桥区横断面可分为两种类型:一是辅路高程与主路基本一致,该情形为概化模型默认情形;二是桥区辅路高程高于主路,当辅路排水系统无法应对降雨时,辅路径流汇至主路,此时主路汇水面应增加辅路面积。

在实际情景中,部分下凹桥区汇水面可能随降雨特征发生变化。因此,在对桥区汇水区进行概化分析时,可基于历史积水记录数据与地形数据等,分析桥区汇水区在高重现期降雨时是否会变化,进而确定不同重现期降雨对应的汇水区面积。

1.2 下凹桥区排水量计算

降雨时,径流通过下凹桥区雨水口进入排水管网,针对下凹桥排水量计算,可按是否有泵站、调蓄池分别考虑。无泵站桥区主要考虑雨水口和管道的排水能力,有泵站和调蓄池桥区排水系统还要考虑泵站与调蓄池的蓄排能力。将下凹桥排水系统总体概化为雨水口、管道与泵站和调蓄池的串联系统,其中排水能力最小的设施即为系统的瓶颈设施,决定了系统的整体排水能力。

1.2.1 雨水口排水能力

随着雨水口前水深的增加,雨水口的流态可分为堰流和孔口流两种。重力流情形下采用堰流公式计算雨水口流量,压力流情形下采用孔口流公式计算流量^[6]。堰流计算公式为:

$$Q_{\text{in}_w} = C_w P_w H^{3/2} \quad (8)$$

式中: Q_{in_w} 为堰流入流流量, m^3/s ; C_w 为堰流综合流量系数,偏沟式、立算式和平算式的取值分别为1.66、1.25、1.4; P_w 为湿周, m ; H 为堰前水深, m 。

孔口流计算公式为:

$$Q_{\text{in}_o} = C_o A_{\text{in}_o} (2gH)^{1/2} \quad (9)$$

式中: Q_{in_o} 为孔口入流流量, m^3/s ; C_o 为孔口综合流量系数,取0.67; A_{in_o} 为雨水口面积, m^2 。

此外,考虑到雨水口收水能力同时受到与雨水口连接支管排水能力的限制,此时应采取短管出流公式计算雨水口排水能力^[7],如下所示:

$$Q_{\text{in}_p} = C_{\text{in}_p} A_{\text{in}_p} (2gh)^{1/2} \quad (10)$$

式中: Q_{in_p} 为支管入流流量, m^3/s ; C_{in_p} 为流量系数,取0.116^[8]; A_{in_p} 为与雨水口连接支管的横截面

积, m^2 ; $h = H + l$, l 为地面到管道圆心的距离, m 。

雨水口入流包含上述三种流态,雨水口入流流量(Q_{in})实际是三种流态入流流量的最小值,即:

$$Q_{\text{in}} = \min(Q_{\text{in}_p}, Q_{\text{in}_o}, Q_{\text{in}_w}) \quad (11)$$

可根据下凹桥区不同雨水口的位置逐一计算各雨水口排水能力,雨水口总排水能力为所有雨水口传输流量总和。

1.2.2 管道排水能力

概化计算下凹桥区主干管道的排水能力,其排水过程可概化为简单短管恒定有压出流,如图1所示,包括自由出流和淹没出流两种情形。

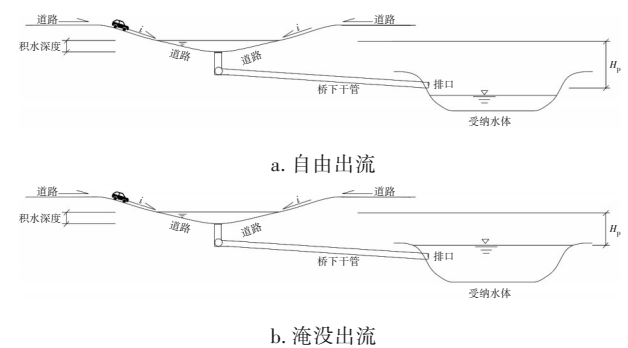


图1 下凹桥区管道排水能力计算概化示意

Fig.1 Schematics of pipeline drainage ability calculation

自由出流和淹没出流的流量计算公式相同,但参数选取不同,计算公式如下^[9]:

$$Q_p = \mu A_p (2gH_p)^{1/2} \quad (12)$$

式中: Q_p 为管道流量, m^3/s ; μ 为流量系数; A_p 为管道断面面积, m^2 ; H_p 在自由出流时取桥下积水高程与排口中心高程的差,在淹没出流时取桥下积水高程与排口处受纳水体水位高程的差。

自由出流时:

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \xi}} \quad (13)$$

淹没出流时:

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{\xi}} \quad (14)$$

式中: ξ 为总损失系数,等于沿程水头损失与局部水头损失之和。对于同一系统的淹没出流和自由出流情形, μ 计算公式不同,但数值相同^[9]。 ξ 的计算方法为:

$$\xi = \sum \lambda \frac{l}{d} + \sum \xi_d \quad (15)$$

式中: λ 为沿程损失系数; ξ_d 为局部损失系数; l

为管道长度, m; d 为管道直径, m。 λ 可由谢才公式计算:

$$\lambda = \frac{8g}{C^2} \quad (16)$$

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6} \quad (17)$$

式中: n 为粗糙系数, 参考《室外排水设计标准》(GB 50014—2021), 取值为 0.013~0.014; R 为水力半径, m。

综上可进行雨水管道排水能力计算。后续概化模型可进一步根据监测所得积水深度与流量校核流量系数。

1.2.3 泵站与调蓄池排水能力

泵站内包含泵前池与水泵, 泵前池水位升至开泵水位时水泵开始运行, 降至关泵水位后水泵关闭, 泵站内每台泵的开闭水位、泵排量需逐一设置, 所有水泵排水量之和为泵站排水量(Q_{pu})。泵前池满水前, 泵前池进水量主要取决于雨水口与管道的排水能力, 排水量为泵前池液位对应水泵排水量; 而当泵前池满水后, 从水量平衡角度泵前池内蓄水量无法增加, 此时泵前池进、出水量相等, 应综合考虑雨水口、管道与泵站的排水能力。

若有调蓄池, 还应考虑调蓄池对系统排水量的影响。对于设有泵站和调蓄池的排水系统, 泵前池满水后调蓄池开始进水, 进水量等于上游雨水口/管网传输流量与泵站排水量的差值, 差值的累计为调蓄池内蓄水体。依靠管道重力排水的调蓄池, 进、出水量可参照 1.2.2 节计算管道出、入流量; 若调蓄池依靠水泵压力排水, 依据设计入流与水泵排水量大于 0 的差值累计为控制目标设计水泵排水量。同时仍需考虑调蓄池是否满水对调蓄池进、出水量的影响。实际系统类型多样, 参照管道、水泵、泵前池计算方法根据实际系统布置组合计算。

1.2.4 系统整体排水能力

基于对排水系统涉及的雨水口、管道、泵站及调蓄池排水能力的计算评估, 确定系统整体排水能力, 进而计算系统总排水量(Q_{dr})。

针对无泵站和调蓄池的桥区, 排水系统主要包括雨水口与管道, 两者传输能力的最小值即为系统整体排水能力。

针对有泵站无调蓄池的桥区, 首先需根据雨水口/管网的排水能力, 计算泵前池内水量, 即雨水口/

管网排水量与泵排量差值的累计, 进而判断泵前池是否满水, 若未满水, 则系统排水能力等于雨水口排水能力与管道排水能力的最小值; 当泵前池满水时, 则系统排水能力等于雨水口排水能力、管道排水能力、泵站排水能力的最小值。对有泵站含调蓄池的桥区, 系统排水总量还需叠加调蓄池进水量, 即泵前池满水后调蓄池内蓄水体积为雨水口/管道排水量与泵排量差值的累计。

针对无泵站有调蓄池的桥区, 调蓄池未满水时, 系统整体排水能力为雨水口和管道排水能力的最小值。调蓄池达到最大调蓄量时, 系统整体排水能力为雨水口、管道、调蓄池排水能力最小值。

综上, 对于无泵站桥区、有泵站桥区泵前池未满水、无泵站有调蓄池未满水时, 系统排水量为:

$$Q_{dr} = \min(Q_{in}, Q_p) \quad (18)$$

有泵站桥区泵前池满水时, 系统排水量为:

$$Q_{dr} = \min(Q_{in}, Q_p, Q_{pu}) \quad (19)$$

无泵站桥区有调蓄池满水时, 系统排水量为:

$$Q_{dr} = \min(Q_{in}, Q_p, Q_{re}) \quad (20)$$

式中: Q_{re} 为调蓄池排水量, m^3/s 。

1.3 下凹桥区积水量与积水深度计算

汇流量与排水量差值的累计即为积水量, 第 i 个计算时间步长时积水量计算公式为:

$$V_i = V_{i-1} + (Q_{c,i} - Q_{dr,i}) \Delta t \quad (21)$$

式中: V_i 为第 i 个计算时间步长时的积水量, m^3 ; V_{i-1} 为上一计算时间步长时的积水量, m^3 ; $Q_{c,i}$ 为第 i 个计算时间步长时的汇流流量, m^3/s ; $Q_{dr,i}$ 为第 i 个计算时间步长时系统的排水量, m^3/s 。

下凹桥区积水量可结合对桥区地形的概化对应换算为积水深度。下凹桥区地形与积水水深的关系可基于精细化地形数据, 通过地理信息系统等工具计算高度-体积关系。当地形数据有限时, 可采用概化方法进行计算, 当下凹桥道路纵断面为三角形时, 积水体积(V_{wl})与积水深度(H_{wl})之间的关系如式(22)所示; 当下凹桥道路纵断面为梯形时, 积水体积与积水深度之间的关系如式(23)所示。

$$H_{wl} = \sqrt{\frac{V_{wl} i}{W_m}} \quad (22)$$

式中: H_{wl} 为积水深度, m; i 为下凹段坡度; W_m 为道路宽度, m。

$$V_{wl} = W_{ro} S = W_{ro} \left(a + 2 \frac{H_{wl}}{i} + a \right) \times H_{wl} \times 0.5 \quad (23)$$

式中: S 为横截面面积, m^2 ; a 为桥底长度, m 。

通过积水体积计算对应的积水深度。定义变量 y , 将式(23)变形为:

$$y = \left(a + \frac{H_{wl}}{i} \right) H_{wl} W_{ro} - V_{wl} \quad (24)$$

即转变成因变量为 y 、变量为 H_{wl} 的一元二次方程, $y = 0$ 时的解即为 H_{wl} 的表达式。对一元二次方程求解, 舍弃负值解, 得到由积水体积表达的积水深度公式:

$$H_{wl} = \frac{-aW_{ro} + \sqrt{a^2W_{ro}^2 + 4\frac{W_{ro}}{i}V_{wl}}}{2\frac{W_{ro}}{i}} \quad (25)$$

2 概化模型构建

根据上述原理构建概化模型, 针对不同降雨事件, 可基于对下凹桥来水量与排水量的概化计算, 快速预测出对应的下凹桥积水量与积水深度。模型输入参数主要包括来水量计算参数、排水量计算参数、地形特征参数, 具体如表1所示。模型主要分为三部分, 包括前期基本参数输入、模型内部计算、结果输出, 具体过程包括: ①前期结合设计资料或借助 ArcGIS 进行水文分析确定下凹桥区汇水范围; ②确定桥区排水组成, 是否含泵站、调蓄池等设施; ③根据模拟需求确定基础数据, 输入模型, 其中降雨数据可通过当地降雨预报获取; ④模拟计算预报降雨条件下的下凹桥积水过程。

表1 概化模型构建的输入参数

Tab.1 Input parameters for construction of generalized model

计算内容	计算对象	所需参数
来水量计算	汇水区	径流系数、面积、平均坡度、糙率
	降雨	降雨量、降雨历时
排水量计算	雨水口	雨水口底高程、雨水口类型(偏沟式、立算式、平算式)、雨水口尺寸
	管道	管径、管底高程、流量系数
	泵站	开泵水位、关泵水位、泵排流量、泵前池容积、泵前池底面积
	调蓄池	调蓄池容积、调蓄池底面积
积水量、深度计算	地形概化	下凹桥底长度、道路宽度、坡度

由式(21)可知, 下凹桥排水概化模型计算桥区积水时, 需将各计算时间步长之间的结果进行关联, 即该计算时间步长的输出结果作为下一计算时间步长的输入条件, 以实现积水连续计算。结果间相互关联的循环计算可通过计算机语言实现, 本研究选用 Python 构建概化计算模型。

3 案例分析

以某城市下凹桥区为例构建概化模型, 模拟不同重现期降雨条件下桥区积水风险, 并将概化模型模拟结果与 InfoWorks ICM 模型模拟结果进行对比。

该下凹桥为城市主干道路与铁路立体相交而成, 下凹桥最低处与周边道路高程相差 2.6 m。雨水汇流主要来自南北道路及东侧用地, 汇水面积约为 8.5 hm^2 , 汇水区平均坡度约为 0.5%, 其中下凹桥道路坡度为 1%。桥区西侧约 600 m 处为一河道, 桥下雨水经雨水口输至管径为 800 mm 的干管再排入河道, 辅路和道路两侧用地由另外单独排水系统传输排入河道, 该区域管网总长约为 4 km, 管径在 300~800 mm 之间。桥区管网情况如图2所示。

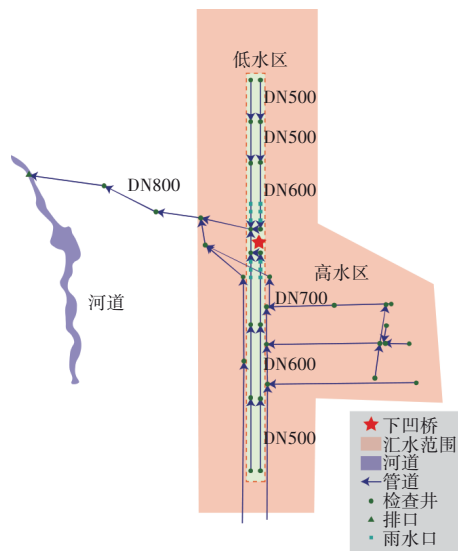


图2 下凹桥区管网情况

Fig.2 Pipeline situation of underpass road

3.1 概化模型建立与模拟

3.1.1 概化模型构建

① 汇流计算

采用芝加哥雨型生成 1 min 间隔的 1~100 年一遇 2 h 设计降雨, 当地暴雨强度公式为:

$$q = \frac{4843.466 \times (1 + 0.984 \lg P)}{(t + 19.481)^{0.932}} \quad (26)$$

式中: q 为降雨强度, $L/(s \cdot \text{hm}^2)$; P 为设计重现期,年; t 为降雨历时,min。

桥区汇水面积为 8.5 hm^2 ,区域坡度为 0.5% ,糙率取 0.011 ,参考《室外排水设计标准》(GB 50014—2021)、《城镇排水防涝系统数学模型构建与应用技术规程》(DB 11/T 2074—2022),路面、建筑、绿地的径流系数分别取 0.9 、 0.8 、 0.1 ,计算得到区域综合径流系数为 0.65 。计算总历时为 300 min ,计算时间步长为 1 min ,在Python中实现非线性水库法计算汇流流量,图3所示为100年一遇降雨重现期下汇流流量过程计算结果示例。

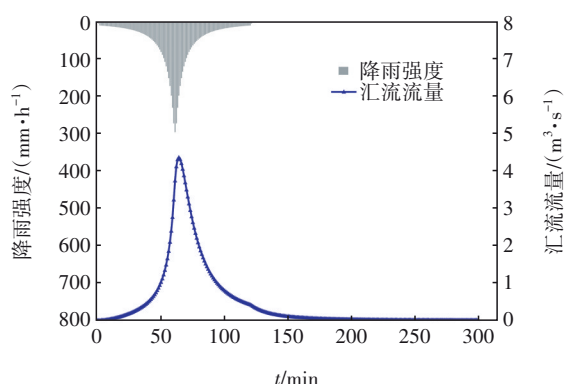


图3 100年一遇降雨重现期下汇流流量计算结果

Fig.3 Confluence flow calculated results under rainfall of 100-year return period

② 排水过程估算

根据现场调查,桥下共设置雨水口12个,雨水口布置概化为直接设置于干管上,根据孔口流和堰流出流公式计算雨水口排水能力。压力流情形下,单个雨水口传输能力为:

$$Q_{\text{in-o}} = C_o A_{\text{in-o}} (2gH)^{1/2} = 0.67 \times 0.25 \times (2 \times 9.8 \times H)^{1/2} \quad (27)$$

重力流情形下,传输能力为:

$$Q_{\text{in-w}} = C_w P_w H^{3/2} = 1.4 \times 1.44 \times H^{3/2} \quad (28)$$

管道糙率为 0.013 ,管道长度为 142.2 m ,管径为 0.8 m ,谢才系数为:

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6} = \frac{1}{0.013} \times 0.2^{1/6} = 58.82 \quad (29)$$

沿程损失系数为:

$$\lambda = \frac{8g}{C^2} = 0.022 \quad (30)$$

总损失系数为:

$$\xi = \sum \lambda \frac{l}{d} + \sum \xi_d = 0.022 \times \frac{142.2}{0.8} + 0.47 = 4.38 \quad (31)$$

流量系数为:

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \xi}} = \frac{1}{\sqrt{1 + 4.38}} = 0.43 \quad (32)$$

管道传输能力计算公式为:

$$Q_p = \mu A_p \sqrt{2gH_p} = 0.43 \times 0.5 \times \sqrt{2 \times 9.8 \times H_p} \quad (33)$$

③ 积水体积-积水深度关系

根据地形将纵断面概化为梯形进行计算。道路宽度为 29 m ,道路坡度为 1% ,桥底长度为 30 m ,代入式(25)得到桥区积水深度和积水体积的关系式如下:

$$H_{\text{wl}} = \frac{-870 + \sqrt{756900 + 1160V_{\text{wl}}}}{580} \quad (34)$$

3.1.2 概化模型模拟结果

概化模型模拟结果见表2。在3年一遇2 h降雨情景下,最大积水深度超过 15 cm 、积水持续时间为 11 min ;在30年一遇2 h降雨情景下,最大积水深度超过 27 cm 、积水持续时间为 70 min 。以积水深度为评估指标,桥区排水系统可应对3年一遇降雨。

表2 概化模型模拟结果

Tab.2 Simulation results of generalized model

降雨重现期/年	最大积水深度/cm	最大积水持续时间/min	积水持续时间/min
1	11	1	—
2	14	1	—
3	17	2	11
5	16	1	20
10	21	1	66
20	28	1	72
30	32	1	70
50	34	1	73
100	49	3	84

注: 积水持续时间为积水深度超过 15 cm 的时间。

3.2 概化模型与InfoWorks ICM模拟结果对比

为进一步验证概化模型模拟结果的可用性,将其与InfoWorks ICM模拟结果进行对比。

3.2.1 模型参数选取

由于区域缺少实测流量与积水资料,采用综合径流系数法校核InfoWorks ICM模型的参数。调整InfoWorks ICM产汇流参数与概化模型一致。在此

校核基础上对比 InfoWorks ICM 与概化模型在设计降雨条件下的模拟结果。

多次调整 InfoWorks ICM 模型产汇流参数使模型所得综合径流系数为 0.65。采用 3 年一遇 2 h 降雨情景下 51.3 mm 的降雨量进行模拟验证,模拟所得综合径流系数为 0.62,符合城镇建筑密集区综合径流系数范围(0.6~0.7),验证了模型参数的合理性。模型产汇流参数设置如下:建筑的固定径流系数为 0.8,糙率为 0.02;道路的固定径流系数为 0.9,糙率为 0.011;管道的糙率为 0.013;草地的 Horton 初渗率和稳渗率分别为 76、4.7 mm/h, Horton 衰减率为 2.28 h^{-1} ,糙率为 0.15。计算 1~100 年一遇降雨重现期下模拟所得综合径流系数为 0.61~0.68,综合径流系数随着降雨强度的增加而增加,说明模型具有一定的稳定性和适应性。

3.2.2 对比评估指标

模型模拟结果差值评估参照《城镇排水防涝系统数学模型构建与应用技术规程》(DB 11/T 2074—2022)对模型验证的要求(模拟与实测的最大积水深度偏差不应大于 20%,积水持续时间偏差不应大于 20%,最大积水持续时间偏差不应大于 1 h),同时增加 Nash-Sutcliffe 效率系数($\text{NSE}>0.7$ 为评估依据。其中积水持续时间为积水深度 $>15 \text{ cm}$ 的时间。

选取最大积水深度偏差、积水持续时间偏差、最大积水持续时间偏差、Nash-Sutcliffe 效率系数作为量化参数评估 InfoWorks ICM 机理模型与概化模型模拟结果的差别。

① 相对偏差

最大积水深度偏差、积水持续时间偏差统计为相对偏差,计算公式为:

$$R = \frac{|y_i - y_0|}{y_0} \times 100\% \quad (35)$$

式中: y_i 为概化模型模拟值; y_0 为 InfoWorks ICM 模型模拟值。 R 值越接近 0 则表明概化模型与 InfoWorks ICM 模型模拟结果越接近。

② 绝对偏差

最大积水持续时间偏差统计为绝对偏差,计算方法如式(36)所示, N 值越接近 0 则表明概化模型与 InfoWorks ICM 模型模拟结果越接近。

$$N = |y_i - y_0| \quad (36)$$

③ Nash-Sutcliffe 效率系数

Nash-Sutcliffe 效率系数计算公式:

$$\text{NSE} = 1 - \frac{\sum_{t=1}^T (Q'_t - Q''_t)^2}{\sum_{t=1}^T (Q'_t - \bar{Q}')^2} \quad (37)$$

式中: Q'_t 为 InfoWorks ICM 模型模拟值; Q''_t 为概化模型模拟值; \bar{Q}' 为 InfoWorks ICM 模型模拟值的平均值。NSE 越接近 1 则表明两种模型模拟结果越接近。

3.2.3 InfoWorks ICM 模型构建

选用 InfoWorks ICM 构建下凹桥区排水系统机理模型,采用一、二维半分布式耦合模型,对道路区域构建二维模型,并根据汇水范围绘制“2D 区间”。道路两侧用地构建一维模型汇水区,若根据实际情况用地内径流先流入绿地再流入市政检查井,则汇水区的 Internal Routing 设置为“to pervious”。道路上雨水口的洪水类型为“2D”,实现一维管网与二维地表径流双向交互。共导入节点 1 003 个、管段 999 个、子汇水区 982 个,桥下模型如图 4 所示。

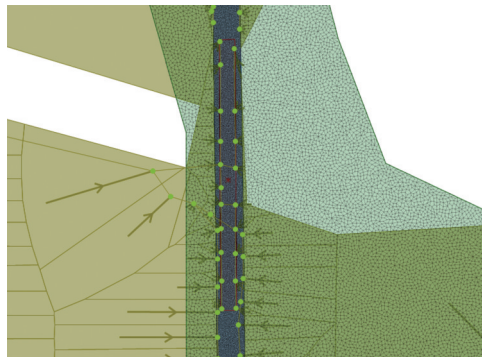


图4 InfoWorks ICM 模型

Fig.4 InfoWorks ICM model

3.2.4 模型模拟结果对比

在 1~100 年一遇 2 h 设计降雨条件下,对比概化模型与 InfoWorks ICM 模型模拟结果,具体如表 3 所示。可以看出, $\text{NSE}>0.7$,最大积水深度偏差 $<20\%$,最大积水持续时间偏差 $<1 \text{ h}$,积水持续时间偏差 $<20\%$,下凹桥概化模型满足 DB 11/T 2074—2022 标准要求。设备采用 AMD Ryzen 7 5800H 处理器、RAM 16 GB、Python3.8 版本,概化模型计算时间为 2~3 s,而 InfoWorks ICM 受硬件限制无法进行加速,计算时间为 22~32 min,可知概化模型的计算时间和硬件需求远小于机理模型。图 5 为 100 年一遇设计降雨下的计算结果对比示例。

表 3 1~100 年一遇 2 h 设计降雨下模拟结果对比

Tab.3 Comparison of simulation results under 2-hour design rainfall of 1~100 years return period

降雨重现期/年	NSE	InfoWorks ICM			概化模型			最大积水深度偏差/%	最大积水持续时间偏差/min	积水持续时间偏差/%
		最大积水深度/cm	最大积水持续时间/min	积水持续时间/min	最大积水深度/cm	最大积水持续时间/min	积水持续时间/min			
1	0.75	10	1	—	11	1	—	10	0	—
2	0.74	14	1	—	14	1	—	0	0	—
3	0.85	16	1	10	17	2	11	6	1	10
5	0.81	19	1	23	16	1	20	16	0	13
10	0.81	25	2	58	21	1	66	16	1	14
20	0.82	30	3	65	28	1	72	7	2	11
30	0.83	34	2	74	32	1	70	6	1	5
50	0.81	39	3	79	34	1	73	13	2	8
100	0.76	46	19	90	49	3	84	7	16	7

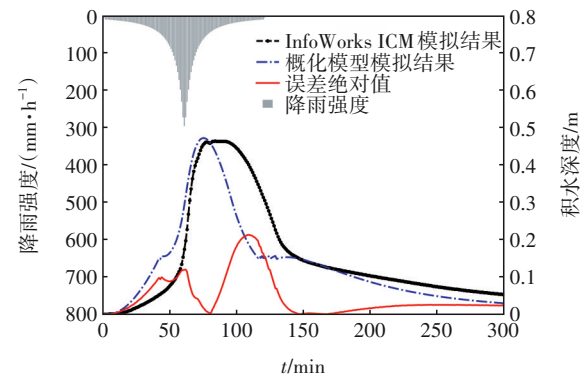


图 5 100 年一遇设计降雨条件下两种模型模拟结果对比

Fig.5 Comparison of simulation results between two models under design rainfall of 100-year return period

桥区现状 3 年一遇降雨重现期下积水深度超过

15 cm,为提升桥区排水能力至 20 年一遇重现期,依据 20 年一遇降雨模型校核所得汇流过程与排水系统收水能力,补充泵站、调蓄池、泵站与调蓄池 3 种改造方案,具体如下:①设置 2 000 m³调蓄池;②增设排水能力为 1 m³/s 的泵站;③增设排水能力为 1 m³/s 的泵站与 1 200 m³调蓄池。不同改造方案下两种模型的模拟结果见表 4。在 20 年一遇降雨重现期下,3 种改造方案的积水深度均小于 15 cm。3 种改造方案下概化模型与 InfoWorks ICM 模拟结果的 NSE 均大于 0.7、最大积水深度偏差均小于 20%、最大积水持续时间偏差均小于 1 h、积水持续时间偏差均小于 20%,概化模型可以较好地模拟补充调蓄池、泵站设施后的桥区积水情况。

表 4 改造工况下两种模型的模拟结果对比

Tab.4 Comparison of simulation results of two models under transformation conditions

降雨重现期/年	改造方案	NSE	InfoWorks ICM			概化模型			最大积水深度偏差/%	最大积水持续时间偏差/min	积水持续时间偏差/%
			最大积水深度/cm	最大积水持续时间/min	积水持续时间/min	最大积水深度/cm	最大积水持续时间/min	积水持续时间/min			
20	方案 1	0.80	14	—	—	12	—	—	14	—	—
	方案 2	0.83	14	—	—	13	—	—	7	—	—
	方案 3	0.82	13	—	—	11	—	—	15	—	—
30	方案 1	0.78	16	1	7	15	1	6	6	0	14
	方案 2	0.80	16	1	22	14	1	18	13	0	18
	方案 3	0.83	15	2	1	14	1	1	7	1	0
50	方案 1	0.81	18	10	32	17	5	27	6	5	16
	方案 2	0.79	28	20	47	25	16	40	11	4	15
	方案 3	0.80	16	2	15	15	3	13	6	1	13
100	方案 1	0.83	21	15	45	18	10	40	14	5	11
	方案 2	0.81	36	10	60	30	8	52	17	2	13
	方案 3	0.80	33	10	60	28	7	50	15	3	17

4 结论

① 在模型构建效率上,相比机理模型,概化模型构建简单、快速、参数少,更适合应用于资料不完整区域或规划区域;在计算效率上,概化模型对硬件需求小,结合下凹桥区特征简化水力计算,可在2~3 s内完成300 min积水过程的计算,能够同时保证计算准确度和计算效率;在模型可用性方面,概化模型与InfoWorks ICM模型模拟结果相比,Nash-Sutcliffe效率系数>0.7、最大积水深度偏差<20%、积水持续时间偏差<20%、最大积水持续时间偏差<1 h,可满足桥区积水计算需求。

② 概化模型的建立可以为城市下凹桥积水的快速预测和应急管理提供支撑,在实际工作中可基于获取的预报降雨数据,快速计算得到下凹桥区可能的最大积水深度,为防汛部门提前做好应对措施提供参考。

③ 概化模型并不能完全取代完整的机理模型,对于桥区排水系统的运行和调度等分析还需要详细机理模型的支撑。目前概化模型结果通过Matplotlib库展现,结果展现和交互性不足,后续需结合相关GUI库、可视化库提升结果展示和交互体验。

参考文献:

- [1] 吕放放, 眭稀, 刘静, 等. 数学模型在北京某下凹桥区排水系统中的应用[J]. 中国给水排水, 2016, 32(7): 142-147.
LÜ Fangfang, SUI Xi, LIU Jing, *et al.* Application of mathematical model to drainage system at an underpass area in Beijing [J]. China Water & Wastewater, 2016, 32(7): 142-147 (in Chinese).
- [2] 乔贤玲, 侯精明, 张文晴, 等. 社区尺度居民楼内涝淹没过程精细化模拟及室内财产损失评估[J]. 水利水电科技进展, 2023, 43(5): 73-81, 106.
QIAO Xianling, HOU Jingming, ZHANG Wenqing, *et al.* Community scale refined simulation of inundation process of house and indoor property loss assessment [J]. Advances in Science and Technology of Water Resourced, 2023, 43(5): 73-81, 106 (in Chinese).
- [3] 史悦, 彭宇欣, 丁艳萍, 等. 基于容积法的地下空间暴雨内涝风险模型及应用[J]. 中国给水排水, 2019, 35(23): 127-133.
SHI Yue, PENG Yuxin, DING Yanping, *et al.* Rainstorm waterlogging risk model for underground space based on volumetric method and its application [J]. China Water & Wastewater, 2019, 35(23): 127-133 (in Chinese).
- [4] LI D, HOU J, XIA J, *et al.* An efficient method for approximately simulating drainage capability for urban flood [J]. Frontiers in Earth Science, 2020, 8: 159-173.
- [5] 宋新伟, 高玉兰, 沈冬梅, 等. SWMM子汇水区产汇流水文概念模型及参数赋值研究[J]. 吉林化工学院学报, 2019, 36(7): 61-66, 85.
SONG Xinwei, GAO Yulan, SHEN Dongmei, *et al.* Study on hydrological conceptual model and parameter assignment of SWMM sub-catchment [J]. Journal of Jilin Institute of Chemical Technology, 2019, 36(7): 61-66, 85 (in Chinese).
- [6] 姚飞骏. 雨水口的流量计算方法探讨[J]. 中国给水排水, 2013, 29(14): 45-48.
YAO Feijun. Discussion on calculation method of flow rate at rainwater inlet [J]. China Water & Wastewater, 2013, 29(14): 45-48 (in Chinese).
- [7] LI Q, XIA J, DONG B, *et al.* Near-field flow dynamics of grate inlets during urban floods [J]. Physics of Fluids, 2022, 34(8): 1-9.
- [8] 陈倩, 夏军强, 董柏良. 城市洪涝中雨水口泄流能力的试验研究[J]. 水科学进展, 2020, 31(1): 10-17.
CHEN Qian, XIA Junqiang, DONG Bailiang. Experimental study on discharge capacity of street inlet in urban flooding [J]. Advances in Water Science, 2020, 31(1): 10-17 (in Chinese).
- [9] 闻德荪. 工程流体力学(水力学): 下册[M]. 3版. 北京: 高等教育出版社, 2010.
WEN Desun. Engineering Fluid Mechanics (Hydraulics): Volume 2 [M]. 3rd ed. Beijing: Higher Education Press, 2010 (in Chinese).

作者简介:李元庆(1999-),男,内蒙古呼和浩特人,硕士研究生,主要研究方向为城市雨水控制理论与技术。

E-mail:leemiaozi@outlook.com

收稿日期:2024-09-11

修回日期:2024-10-21

(编辑:刘贵春)