

DOI:10.16799/j.cnki.csdqyfh.2022.10.055

基于 MIKE21、HEC-RAS 及经验公式的桥梁壅水模拟及对比分析

孟如真¹, 胡 阳², 王志华¹, 张 谡¹

(1.中国市政工程西南设计研究总院有限公司, 四川 成都 610084; 2.四川省交通勘察设计研究院有限公司, 四川 成都 610017)

摘 要:以镇巴至广安高速公路渠县北互通立交连接线 2 号大桥为工程实例, 借助于 MIKE21 FM 模型及 HEC-RAS 模型, 通过进行数值模拟和对比分析, 对河道内的涉水建筑物对河道防洪流态的影响进行了研究, 分别计算不同洪水频率条件下, 河道中建桥前后, 桥墩对河道行洪的影响, 并将两种数值模拟成果与理论经验公式计算成果进行比较。通过计算比较分析, 采用 MIKE21 FM 模型计算时, 建桥后桥位上游水位壅高, 流向变化较小, 而流速增加值与流量成负相关; 采用 HEC-RAS 模型计算时, 水位壅高值小于 MIKE21 FM 模型, 且无法分析整个流场的数值变化。在河道地形复杂或是所在河道防洪标准较高时, 建议采用 MIKE21 FM 模型, 并可采用 HEC-RAS 模型作为验证。经验公式与模型计算成果差距较大, 陆浩公式计算得到的壅高值偏大, D'Aubuisson 公式偏小。该研究成果可为实际桥梁工程设计及河道沿岸洪泛区防洪提供指导或参考作用。

关键词:防洪影响评价; MIKE21; HEC-RAS; 数值模拟; 桥梁壅水; 经验公式

中图分类号: U442.5+9

文献标志码: A

文章编号: 1009-7716(2022)10-0221-06

0 引 言

项目建设对河段行洪和河势影响主要取决于上游来水、桥梁等涉河建筑的建设规模、河段两岸地形地质及其组成、河床组成和评价河段比降等因素。其中, 最重要的因素是桥梁等涉河建筑物的影响^[1]。在河道内修建桥梁, 桥梁桥墩(桥台)将占据河道一定的过水断面, 河道在修建桥墩(桥台)后过洪断面面积减小, 在建桥位置上游河道一定范围内将形成壅水, 河段的洪水位及水流流态较修建桥梁前将发生改变。

在已有的研究成果及工程实例中, 桥梁壅水计算通常采用经验公式法, 如采用《铁路工程水文勘测设计规范》(TB10017-1999) 中的经验公式、D'Aubuisson 公式、Henderson 公式、铁科院陆浩公式等^[2]。采用经验公式计算时, 公式中参数的取值多依赖于工程经验, 且公式计算繁琐, 有的经验公式为了方便简化计算, 往往会对影响水流的因素进行简化或忽略, 成果与实际往往相差较大。每种经验公式的使用范围及考虑因素各不相同, 因此在使用过程中具有一定的局限性。

本文以平桥河(桃花溪一级支流、流江河二级支流、渠江三级支流)河道内镇巴至广安高速公路渠县北互通立交连接线 2 号大桥(以下简称“2 号大桥”)为例, 通过采用 MIKE21 FM 和 HEC-RAS 模型分别建模, 进行数值模拟计算, 模拟出建桥前后不同工况下上下游河道的水流流场变化, 并将两种模型成果和经验公式计算成果进行比较分析, 为实际桥梁工程设计及河道沿岸洪泛区防洪减灾提供参考。

1 研究区域工程概况

2 号大桥位于达州市渠县渠北镇白马村, 跨越平桥河。桥梁参数见表 1 所列, 图 1 为项目流域概况及地理位置示意图, 图 2 为工程河段航拍图。

表 1 桥梁参数表

项目	全长 /m	涉河桥跨 /m	涉河桥墩 编号	涉河桥墩 个数	桥墩 形状	桥墩直径 /m
参数	378	40	8#~10#	6	圆形	1.6



图 1 项目流域概况及地理位置示意图

收稿日期: 2021-12-21

作者简介: 孟如真(1990—), 女, 工学硕士, 工程师, 从事工程结构设计及水工设计工作。

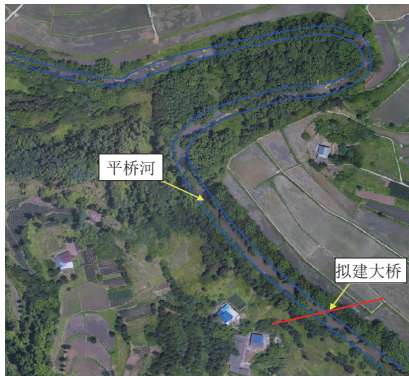


图2 工程河段航拍图

2 MIKE21 FM 模型

2.1 计算原理

MIKE21 是由丹麦水力研究所 (Denmark Hydraulic Institute)开发的二维数值模型,包含多个模块,如水动力、对流扩散、水质、泥沙等。本文采用 MIKE21 FM 水动力模型软件模块进行模拟计算。该模型基于三向不可压缩和 Reynolds 值均布的 Navier-Stokes 方程,并服从于 Boussinesq 假定和静水压力的假定。

连续方程:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial h\bar{u}}{\partial x} + \frac{\partial h\bar{v}}{\partial y} = hS$$

动量方程:

$$\begin{aligned} & \frac{\partial h\bar{u}}{\partial t} + \frac{\partial h\bar{u}^2}{\partial x} + \frac{\partial h\bar{v}\bar{u}}{\partial y} = \\ & fh\bar{v} - gh \frac{\partial \eta}{\partial x} - \frac{h}{\rho_0} \frac{\partial p_a}{\partial x} - \frac{gh^2}{2\rho_0} \frac{\partial \rho}{\partial x} + \frac{\tau_{sx}}{\rho_0} - \frac{\tau_{bx}}{\rho_0} \\ & - \frac{1}{\rho_0} \left(\frac{\partial s_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial s_{xy}}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial x} (hT_{xx}) + \frac{\partial}{\partial y} (hT_{xy}) + hu, S \\ & \frac{\partial h\bar{v}}{\partial t} + \frac{\partial h\bar{v}^2}{\partial y} + \frac{\partial h\bar{v}\bar{u}}{\partial x} = \\ & fh\bar{u} - gh \frac{\partial \eta}{\partial y} - \frac{h}{\rho_0} \frac{\partial p_a}{\partial y} - \frac{gh^2}{2\rho_0} \frac{\partial \rho}{\partial y} + \frac{\tau_{sy}}{\rho_0} - \frac{h_{by}}{\rho_0} \\ & - \frac{1}{\rho_0} \left(\frac{\partial s_{yy}}{\partial x} + \frac{\partial s_{yx}}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial x} (hT_{xy}) + \frac{\partial}{\partial y} (hT_{yy}) + hv, S \end{aligned}$$

式中: t 为时间; $x、y、z$ 为空间笛卡尔坐标系坐标; h 为静止总水深,m; $u、v$ 为 $x、y$ 方向上的速度分量,m/s; $\bar{u}、\bar{v}$ 为 $x、y$ 方向上的速度分量在水深上的平均值; S 为源汇项产生的流量; S_{ij} 为辐射应力张量各方向的分量, N/m^2 ; T_{ij} 为水平粘滞应力项, N/m^2 ; $u_s、v_s$ 为由点源进入水体的流速,m/s; $\tau_{sx}、\tau_{sy}$ 为表面水流切应力分别在 $x、y$ 方向上的分量,N; $\tau_{bx}、\tau_{by}$ 为底床切应力分别在 $x、y$ 方向上的分量,N; p_a 为大气压, N/m^2 ; ρ 为水的密度, kg/m^3 ; ρ_0 为水的参考密度, kg/m^3 ; η 为

水位,m; f 为科氏力系数; g 为重力加速度。

2.2 计算区域及网格生成

综合考虑研究区域水文、河势及自然条件等因素,分别选取桥址上游 1 km 和下游 0.45 km 区域作为计算区域,2 a 一遇时河道平均宽度约 53 m。河道内控制三角形网格边长为 15 m,桥墩附近位置控制三角形网格边长为 7.5 m。运用平面二维水动力数值模型 MIKE21 FM 模拟形成的计算网格如图 3 所示。

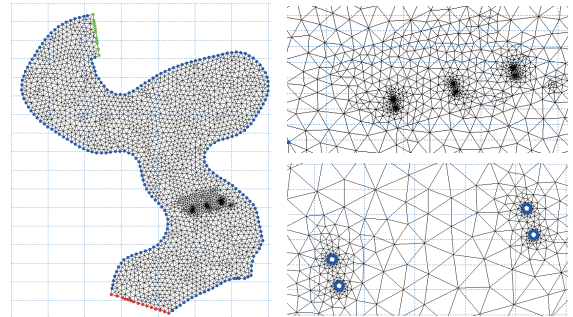


图3 计算网格

2.3 模型验证

采用 2021 年 8 月桥位处的实测流量($102 m^3/s$)和水位数据进行模型验证,主槽河床糙率取 0.035 ~ 0.040,滩地河床糙率取 0.04 ~ 0.045。模型中桥位处的计算水位与实测水位对比见表 2 所列,计算水位与实测水位差值仅为 0.02 m,说明所建模型能够较好地反映河道地形,模型结果可信度较高。

表2 MIKE21 FM 模型验证成果表

断面位置	流量/($m^3 \cdot s^{-1}$)	实测水位/m	计算水位/m	差值/m
桥位	102	253.48	253.50	0.02

2.4 模型应用

2.4.1 边界条件及计算工况

该模型共采用 3 种计算工况,见表 3 所列,设计洪水根据《四川省中小流域暴雨洪水计算手册(1984 年)》进行计算。为了详细探究桥区河段流场特性,在桥轴线上游 30 m 范围内共布设了 15 个监控点以分析建桥对流场的影响,测点布置见图 4 所示。测点布置于涉水的 8# ~ 10# 桥墩之间,纵向间距 10 m,横向间距 20 m。此外,在桥轴线上游 60 m、90 m、120 m 的主河槽位置共布设了 3 个测点,以研究建桥对流场的影响范围。

表3 计算工况表

工况编号	洪水频率	流量/($m^3 \cdot s^{-1}$)	起算水位/m
1	5%	150	254.20
2	10%	116	253.65
3	50%	81	252.80

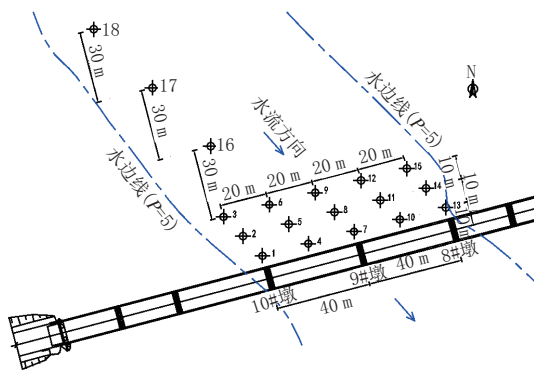


图 4 桥区测点分布图

2.4.2 计算成果分析

不同频率洪水下,桥区水流计算成果如表 4 ~ 表 7 所列、图 5 ~ 图 7 所示。

从计算结果中可以分析得出,建桥后:

(1)除了工况 2 的 2 号测点外,其余测点的水位均出现壅高,说明建桥将会在桥位上游一定范围内产生普遍的水位壅高。

(2)除工况 2 的测点 2、工况 2 和工况 3 的测点 3 外,其余各测点的水位壅高值变化均不大。产生这种现象的原因可能是,在工况 2 的测点 2、工况 2 和

表 4 数值模拟计算成果表(工况 1,P=5%)

测点编号	水位 /m			流速 /(m·s ⁻¹)			与桥轴线法线夹角 /(°)		
	工程前	工程后	壅高	工程前	工程后	差值	工程前	工程后	差值
1	254.38	254.39	0.016	1.00	1.00	0.01	32.38	32.98	0.60
2	254.39	254.41	0.015	0.77	0.78	0.01	38.10	38.51	0.41
3	254.40	254.42	0.016	0.76	0.76	0.00	40.37	39.91	-0.46
4	254.38	254.40	0.015	0.80	0.80	0.00	30.49	30.00	-0.50
5	254.39	254.40	0.015	0.81	0.81	0.00	31.25	31.14	-0.11
6	254.39	254.41	0.016	0.80	0.79	-0.01	31.56	31.51	-0.05
7	254.37	254.39	0.020	0.94	0.88	-0.06	27.94	28.74	0.80
8	254.38	254.40	0.016	0.87	0.86	-0.02	27.58	27.20	-0.38
9	254.39	254.41	0.016	0.86	0.85	-0.01	27.78	27.60	-0.18
10	254.36	254.38	0.014	0.69	0.71	0.03	23.61	25.13	1.52
11	254.38	254.39	0.015	0.66	0.66	0.00	24.27	25.40	1.13
12	254.39	254.40	0.016	0.57	0.57	0.00	25.49	25.81	0.32
13	254.37	254.38	0.015	0.14	0.16	0.02	18.32	36.46	18.14
14	254.37	254.38	0.015	0.19	0.21	0.02	39.45	36.17	-3.28
15	254.38	254.39	0.015	0.17	0.19	0.02	87.77	74.22	-13.55
平均	254.38	254.40	0.016	0.67	0.67	0.00	33.76	34.05	0.30

注:本文若无特别说明,差值 = 工程后 - 工程前;与桥轴线法线夹角以偏向法线左侧为正。

表 5 数值模拟计算成果表(工况 2,P=10%)

测点编号	水位 /m			流速 /(m·s ⁻¹)			与桥轴线法线夹角 /(°)		
	工程前	工程后	壅高	工程前	工程后	差值	工程前	工程后	差值
1	253.87	253.88	0.016	0.80	0.98	0.18	31.72	32.83	1.11
2	253.96	253.91	-0.047	0.71	0.84	0.13	55.61	43.65	-11.96
3	253.90	253.94	0.040	0.67	0.63	-0.04	29.88	46.22	16.34
4	253.88	253.89	0.015	0.76	0.75	0.00	31.31	30.27	-1.04
5	253.88	253.90	0.013	0.76	0.77	0.00	31.06	30.51	-0.55
6	253.89	253.91	0.014	0.72	0.70	-0.01	31.96	31.31	-0.65
7	253.87	253.89	0.020	1.04	0.94	-0.11	28.39	27.29	-1.10
8	253.88	253.90	0.017	0.93	0.89	-0.03	26.78	25.27	-1.52
9	253.89	253.91	0.016	0.89	0.90	0.01	30.02	28.64	-1.38
12	253.89	253.91	0.022	0.36	0.40	0.04	41.96	39.12	-2.83
平均	253.89	253.90	0.013	0.76	0.78	0.02	33.87	33.51	-0.36

注:测点 10、11、13 ~ 15 不涉水,无计算数据。

表 6 数值模拟计算成果表(工况 3, $P=50\%$)

测点编号	水位 /m			流速 /($\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$)			与桥轴线法线夹角 /($^{\circ}$)		
	工程前	工程后	壅高	工程前	工程后	差值	工程前	工程后	差值
1	253.28	253.30	0.023	0.80	1.14	0.35	64.42	71.84	7.42
3	253.24	253.28	0.047	0.54	0.61	0.07	54.13	47.09	-7.04
4	253.16	253.17	0.010	0.71	0.72	0.01	31.61	31.25	-0.36
5	253.17	253.18	0.009	0.73	0.74	0.01	30.78	30.98	0.21
6	253.17	253.19	0.011	0.70	0.68	-0.02	31.97	31.28	-0.69
7	253.15	253.17	0.015	0.96	0.83	-0.13	29.57	30.15	0.58
8	253.17	253.18	0.010	0.82	0.78	-0.03	26.40	24.61	-1.79
9	253.17	253.18	0.012	0.79	0.78	-0.01	31.83	30.66	-1.17
平均	253.19	253.21	0.017	0.76	0.79	0.03	37.59	37.23	-0.35

注:测点 2、10~15 不涉水,无计算数据。

表 7 16#~18# 测点水流计算成果表($P=5\%$)

测点编号	水位 /m			流速 /($\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$)			与桥轴线法线夹角 /($^{\circ}$)		
	工程前	工程后	壅高	工程前	工程后	差值	工程前	工程后	差值
16	254.40	254.42	0.015	0.80	0.80	0.00	28.96	28.92	-0.04
17	254.42	254.43	0.006	0.89	0.89	0.00	23.43	23.40	-0.03
18	254.46	254.47	0.014	0.72	0.72	0.00	18.06	18.04	-0.02

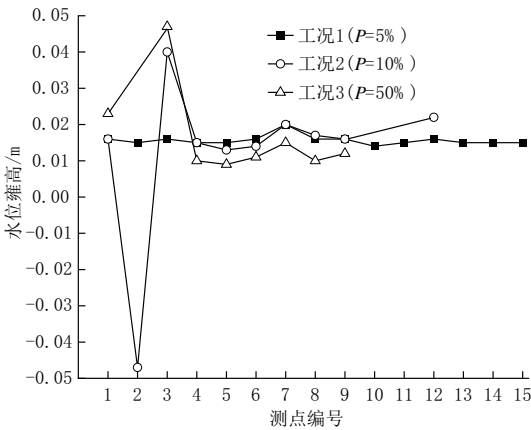


图 5 各工况水位壅高统计图

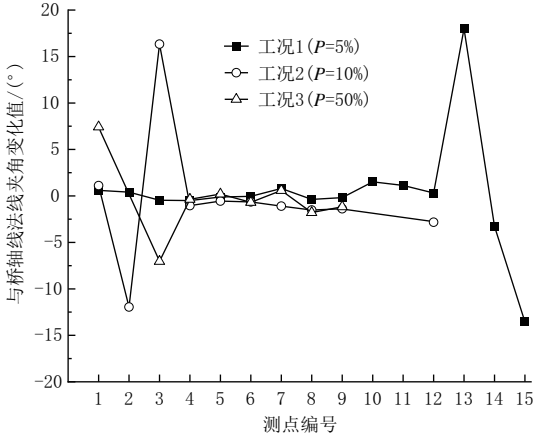


图 7 各工况夹角变化值统计图

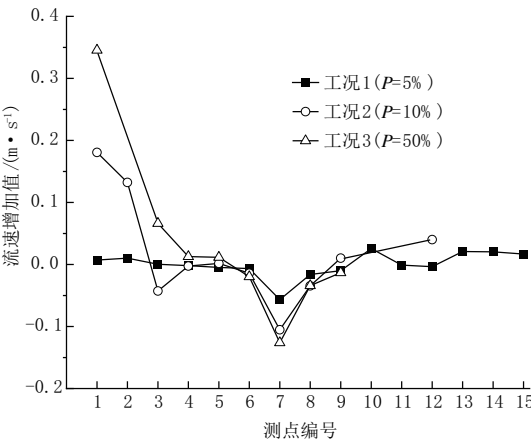


图 6 各工况流速增加值统计图

工况 3 的测点 3 处,水深较小(均 $<1\text{ m}$),受河床地形的影响较大,因此水位壅高变幅较大。工况 1 各测点的水位壅高为 $0.014\sim 0.020\text{ m}$,变幅极小,其原因是工况 1 时水深较大,受河床地形的影响较小,水位

壅高趋于稳定。

(3)虽然各测点流速的变化有增有减,但工况 1、2、3 的流速平均增加值分别为 0.00 m/s 、 0.02 m/s 、 0.03 m/s ,说明受到桥墩的阻水影响,流速增加值总体呈增大趋势,流量越小,流速增加值越大。与水位壅高同理,工况 1 各测点的流速增加值变幅较小,而工况 2、工况 3 变幅较大。

(4)工况 1、2、3 的夹角平均变化值均较小,分别为 0.30° 、 -0.36° 、 -0.35° 。与水位壅高同理,靠岸侧测点的水深较小,其夹角变化值较其他测点更大。

(5)16#~18# 测点距离桥位较远,流速和流向变化极小,说明建桥对流速和流向的影响仅局限于一定范围内;但水位仍有壅高,这是由于桥区河段的洪水比降较小(经计算为 0.56‰),产生的壅水长度较大。

3 HEC-RAS 模型

3.1 计算原理

HEC-RAS 是由美国陆军总队水文工程中心开发的,是基于水文学及水力学原理的水面线计算软件。其计算原理是采用标准逐步递推法求解一维能量方程式。可用于研究河道稳定和非稳定流的一维水力计算^[3]。本文中所需进行计算的桥梁位置处河段稳定,河势平稳,无较大的孤石,因此可将洪峰流量作为恒定流进行计算。其稳定流模型计算遵循能量方程如下:

$$Z_1 + Y_1 + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} = Z_2 + Y_2 + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} + h_e$$

$$h_e = h_f + h_j = L \cdot \bar{S}_f + C \left| \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} \right|$$

式中: Z_1 、 Z_2 为上下游断面河底高程,m; Y_1 、 Y_2 为上下游断面河道水深,m; v_1 、 v_2 为上下游断面平均流速,m/s; α_1 、 α_2 为动能校正系数; g 为重力加速度; h_e 为上下游断面之间能量损失,包含沿程水头损失 h_f 和局部水头损失 h_j ,以及由于工程(桥梁桥墩)阻水造成的水头损失; $\bar{S}_f$ 为上下游断面之间沿程水头损失梯度; L 为上下游断面平均距离,m; C 为断面扩张或收缩系数。

3.2 计算区域及模型验证

HEC-RAS 模型分别选取桥址上游 20 m 和下游 450 m 区域作为计算区域,共布置 8 个计算断面(见图 8)。

计算工况同 2.4.1 节。采用 2021 年 8 月桥位处的实测流量(102 m³/s)和水位数据进行模型验证,主槽河床糙率取 0.04 ~ 0.05,滩地河床糙率取 0.05 ~ 0.07。模型中桥位处的计算水位与实测水位对比见表 8 所列,计算水位与实测水位差值仅为 0.04 m,说明所建模型能够较好地反映河道地形,模型结果可信度较高。

3.3 计算结果及对比分析

HEC-RAS 模型只能计算得出水利要素在某一断面的平均值,无法分析整个流场的数值变化。在河

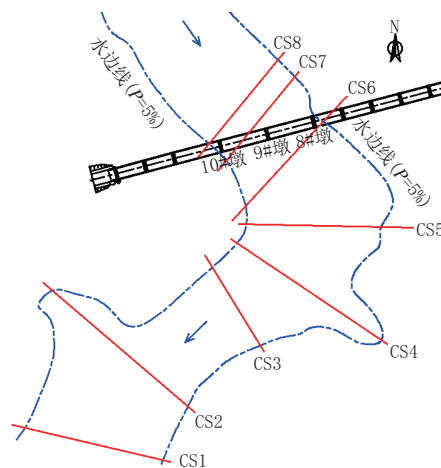


图 8 桥区测点分布图

表 8 HEC-RAS 模型验证成果表

断面位置	流量/(m ³ ·s ⁻¹)	实测水位/m	计算水位/m	差值/m
桥位	102	253.48	253.52	0.04

道地形复杂或是所在河道防洪标准较高时,建议采用 MIKE21 FM 模型进行计算分析,并可采用 HRC-RAS 模型计算作为验证。

现将桥址上游 20 m 处 CS8 断面的计算水位与 MIKE21 FM 模型 1# ~ 15# 测点的计算水位平均值进行对比分析,结果如表 9 所列。

对以上两种模型的分析结果对比可以看出:

(1)当流量较大时(工况 1, $P=5\%$),MIKE21 FM 的计算水位小于 HEC-RAS;当流量较小时(工况 3, $P=50\%$),MIKE21 FM 的计算水位大于 HEC-RAS。

(2)HEC-RAS 模型的水位壅高值明显小于 MIKE21 FM,仅在工况 3($P=50\%$)时产生了 0.01 m 的壅高。

4 数值模拟计算成果与经验公式对比

4.1 理论经验公式

现分别采用 D'Aubuisson 公式和铁科院陆浩公式对桥前壅水进行计算,并将计算结果与数值模拟计算成果进行对比分析。

(1)铁科院陆浩公式:

$$\Delta Z = K_n K_v (U_m^2 - U_{om}^2) / 2g$$

表 9 水位计算成果对比分析

模 型	建桥前水位 /m			建桥后水位 /m			水位壅高 /m		
	$P=5\%$	$P=10\%$	$P=50\%$	$P=5\%$	$P=10\%$	$P=50\%$	$P=5\%$	$P=10\%$	$P=50\%$
HEC-RAS	254.45	253.89	253.07	254.45	253.89	253.08	0.00	0.00	0.01
MIKE21 FM	254.38	253.89	253.19	254.40	253.90	253.21	0.016	0.013	0.017
差值	-0.07	0.00	0.12	-0.05	0.01	0.13	0.016	0.013	0.007

式中: K_n 为定床壅水系数,与建桥前后桥下断面流速变化有关; K_v 为修正系数,与建桥后桥下水流流态有关; U_m 为桥下断面平均流速,m/s; U_{om} 为桥前断面平均流速,m/s。

(2) D'Aubuisson 公式:

$$\Delta Z_M = \eta (\bar{v}_M^2 - \bar{v}^2)$$

式中: ΔZ_M 为桥前最大壅水高度,m; η 为随河滩路堤阻挡的流量和设计流量的比值不同而选取的参数(可按《铁路工程水文勘测设计规范》(TB10017—1999)规范中表 3.5.1-1 的规定取值); $\bar{v}$ 为天然状态下断面平均流速,m/s; $\bar{v}_M$ 为桥下平均流速。

4.2 计算成果及对比分析(见表 10、图 9)

表 10 壅水计算成果对比表

公式及模型	工况 1(P=5%)	工况 2(P=10%)	工况 3(P=50%)
陆浩公式	0.104	0.096	0.062
D'Aubuisson	0.004	0.003	0.001
HEC-RAS	0.00	0.00	0.01
MIKE21 FM	0.016	0.013	0.017

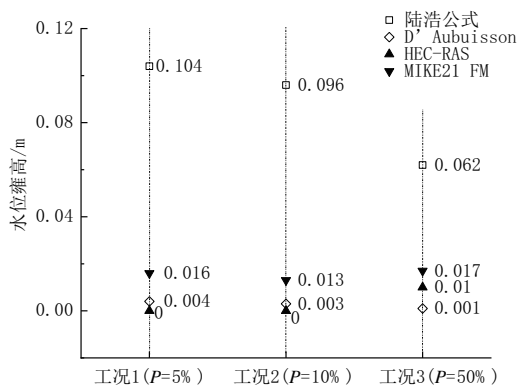


图 9 壅水计算成果对比图

从对比成果可以看出:

(1) 采用理论经验公式计算时,流量越大,水位壅高值越大;采用模型计算时,水位壅高值与流量关系不大。

(2) 经验公式计算简单,未全面考虑河流流态、边界条件、桥墩等诸多因素的影响,因此与模型计算成果差距较大。陆浩公式计算得到的壅高值偏大,D'Aubuisson 公式计算得到的壅高值偏小,此结论与任梅芳等的研究成果^[4]相吻合。

5 结 论

通过 MIKE21 FM 模型计算分析可知,该模型能够较好地模拟复杂河道地形。在桥梁建设后,桥位上游一定范围内的水位均出现不同程度的壅高,各测点的水位壅高值分布在一定的区间内,相差不大;各工况的流速增加值与流量成负相关;各测点的流向变化有正有负,建桥对流向的影响较小,各工况的流向平均变化值在 $\pm 0.5^\circ$ 之内;桥位上游一定范围外,流速和流向变化极小,但由于桥区河段的洪水比降较小,在桥位上游 120 m 范围内均产生壅水。

通过 MIKE21 FM 模型与 HEC-RAS 模型的对比分析可知,当流量较大时,前者计算水位小于后者;当流量较小时则相反。此外,HEC-RAS 模型仅在小流量工况下产生了 0.01 m 的壅高,明显小于 MIKE21 FM 模型。HEC-RAS 模型无法分析整个流场的数值变化,在河道地形复杂或是所在河道防洪标准较高时,建议采用 MIKE21 FM 模型进行计算分析,并可采用 HEC-RAS 模型计算作为验证。

通过模型与壅水经验公式的对比分析可知,采用理论经验公式计算时,流量与水位壅高呈正相关;采用模型计算时,水位壅高与流量无明显相关关系。经验公式与模型计算成果差距较大。陆浩公式计算得到的壅高值偏大,D'Aubuisson 公式计算得到的壅高值偏小。

该项目中的 2 号大桥阻水较小,本文所得出的结论均是在小阻水率情形下分析得到,且该项研究是在恒定流条件下进行的。当大桥阻水率较大或非恒定流条件下,尚需进一步对比研究分析。

参考文献:

- [1] 陈建,李昕,陈晨,傅学诚.郑济铁路山东段跨黄河特大桥对通航条件的影响[J].华北水利水电大学学报(自然科学版),2021,42(5):66-73.
- [2] 陆浩.桥梁壅水研究综述(上)[J].铁道建筑,1980(3):9-13.
- [3] 毛倩倩.HEC-RAS 模型在山区河道防洪工程中的应用[J].城市道桥与防洪,2019(5):181-184.
- [4] 任梅芳,徐宗学,苏广新.基于二维水动力模型与经验公式的桥梁壅水计算及其对比分析[J].水力发电学报,2017,36(5):78-87.