



# 小市航运枢纽工程库区泥沙淤积及回水分析

孙利敏<sup>1</sup>, 王祥峰<sup>2</sup>, 曾 敏<sup>1</sup>, 杨 雯<sup>1</sup>

(1. 四川省交通勘察设计研究院有限公司, 四川 成都 610017;

2. 中国电建集团成都勘测设计研究院有限公司, 四川 成都 610072)

**摘要:** 小市枢纽为沱江流域最后一梯级。依据李家湾(富顺)水文站泥沙资料进行库区泥沙淤积分析计算, 基于现有资料进行河床演变分析并对淤积成因进行研究, 采用一维水动力计算模型分别计算受长江顶托和不受顶托两种工况的建库前后水面线。结果表明, 个别断面淤积现象较严重; 河槽有冲有淤, 整体形态基本稳定; 受顶托工况下的水面比降明显小于天然情况下的水面比降, 受洪水顶托的影响在坝前明显比库尾小。

**关键词:** 航运枢纽; 泥沙淤积; 河床演变; 一维水动力计算模型

中图分类号: U 617

文献标志码: A

文章编号: 1002-4972(2023)S1-0052-04

## Sediment siltation and backwater in reservoir area of Xiaoshi shipping hub project

SUN Li-min<sup>1</sup>, WANG Xiang-feng<sup>2</sup>, ZENG Min<sup>1</sup>, YANG Wen<sup>1</sup>

(1. Sichuan Communication Surveying & Design Institute Co., Ltd., Chengdu 610017, China;

2. PowerChina Chengdu Engineering Corporation Limited, Chengdu 610072, China)

**Abstract:** The Xiaoshi shipping hub is the last step of the Tuojiang River Basin. According to sediment data from Lijiawan (Fushun) hydrological station, this paper calculates and analyzes the sediment deposition in the reservoir area. Based on the existing data, the paper studies the riverbed evolution and the causes of deposition and uses a one-dimensional hydrodynamic calculation model to calculate water surface lines before and after reservoir construction, with the backwater effect of the Yangtze River being absent or present. The results show that the deposition phenomenon of some cross sections is serious. The channel is scoured and silted, and its shape form is basically stable. The water surface slope under the backwater effect is significantly less than that under natural conditions, and the impact of the flood backwater effect is significantly smaller in front of the dam than the tail of the dam.

**Keywords:** shipping hub; sediment siltation; riverbed evolution; one-dimensional hydrodynamic calculation model

## 1 工程概况

沱江是长江上游一级支流, 发源于成都平原西北边缘茂汶县九顶山南麓, 由绵远河、石亭江、湔江及岷江分流汇入蒲阳河、毗河后, 始称沱江。沱江在四川腹地呈南北走向, 流经茂汶县、德阳、金堂、简阳、资阳、资中、内江、富顺、泸县, 于泸州市注入长江, 干流全长 496 km, 河道总落差 214.1 m, 平均比降 3.74‰, 流域面积 2.79 万 km<sup>2</sup>,

位于 103°38'E—105°50'E、27°50'N—31°41'N。

小市枢纽为沱江流域最后一个梯级, 推荐坝址距离长江汇口约 4 km, 上游为流滩坝枢纽, 下游直接与长江相连。枢纽正常蓄水位为 232.00 m, 最高挡水位为 232.30 m, 水库库容为 0.294 亿 m<sup>3</sup>, 小市枢纽船闸级别为Ⅲ级, 通行 1 000 吨级船舶。本工程主要任务为航运开发, 完善综合交通运输体系。

新建小市枢纽主要水工建筑物按 2 级建筑物设计, 如液压坝、调节闸、闸首、闸室、非溢流坝段等; 次要建筑物如上下游导墙等按 3 级建筑物设计, 临时建筑物按 4 级设计<sup>[1]</sup>。

## 2 泥沙淤积分析

### 2.1 研究区域和水沙资料

沱江干流李家湾(富顺)水文站有泥沙资料, 支流釜溪河、濑溪河均未进行泥沙测量。小市航运枢纽泥沙结果采用李家湾(富顺)站实测资料求得。根据李家湾(富顺)站 1957—2020 年悬移质泥沙实测资料, 经统计分析, 多年平均悬移质输沙量为 890 万 t, 悬移质含沙量为  $0.678 \text{ kg/m}^3$ , 悬移质输沙率 282  $\text{kg/s}$ , 悬移质侵蚀模数 380  $\text{t/km}^2$ 。

按照代表年的年平均输沙量、含沙量应接近整个系列的多年平均值, 汛期沙量比例尽可能与整个系列多年平均值接近, 以及代表年尽可能包括丰水丰沙、平水平沙、枯水枯沙年的原则选择淤积计算的代表年。结合工程使用要求, 经比较分析, 选择

1962 年(丰)、1990 年(中)、2002 年(枯)3 个代表年组成水库泥沙冲淤计算的代表系列。典型的频率  $P$  和输沙量为: 丰水年  $P=10\%$ 、2 230 万 t; 中水年  $P=50\%$ 、706 万 t; 枯水年  $P=90\%$ 、174 万 t。

### 2.2 计算条件

为保证小市库区航道水深要求, 减小夜间枢纽运行噪声, 初拟运行方式如下: 白天的入库流量  $Q < 1500 \text{ m}^3/\text{s}$  时, 坝前水位维持在 232.00~232.30 m, 坝上水舌不超过 30 cm, 多余流量通过右岸调节闸过流; 入库流量  $Q \geq 1500 \text{ m}^3/\text{s}$  时, 液压坝塌坝, 右岸调节闸敞泄, 河道恢复天然状况; 夜间降低坝上水位至 232.00 m, 降低运行噪声。

小市枢纽库区泥沙淤积计算采用武汉大学编制的“SUSBED-2 泥沙数学模型”<sup>[2]</sup>。计算断面为 2022 年 1 月库区实测纵横断面。其中推荐坝址—流滩坝坝下共布设 29 条横断面见图 1, 平均断面间距 599 m。选取 3 个代表年组成水库泥沙冲淤计算的代表系列循环计算得到水库泥沙淤积结果<sup>[3]</sup>。

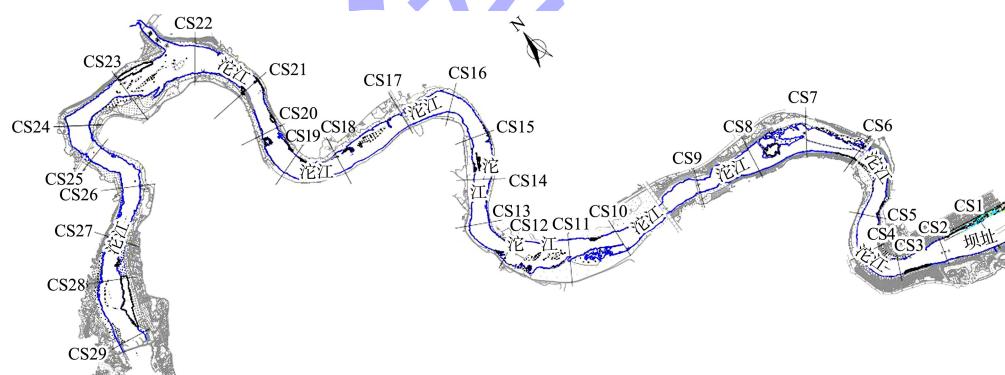


图 1 小市枢纽水库泥沙淤积计算断面分布

### 2.3 淤积计算结果及分析

计算结果表明推荐坝址运行 20 a 悬移质出库率达到 97.6%, 库区淤积总量约为 208 万  $\text{m}^3$ , 水库运行 20 a 左右即可达到冲淤平衡, 水库的排沙比均达到 90% 以上。水库运行 20 a 库区泥沙淤积主要分布在河床槽内, 边滩淤积较少。淤积平衡的河床纵断面见图 2。同时与本文收集到的河段 2013 年实测资料进行对比可知, 该河段深泓基本稳定, 近年来纵断面变化较小, 深槽处河床有冲有淤<sup>[4]</sup>。

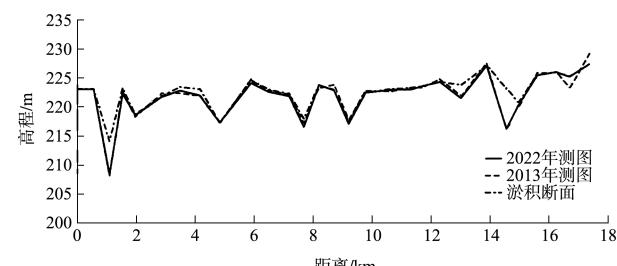


图 2 泥沙淤积及纵断面变化对比

通过对纵断面进行分析可知, 泥沙淤积比较严重的断面出现在 CS3、CS22 和 CS24 断面, 这 3 个断面属于河道本身存在深槽, 泥沙淤积过程中

将深槽填平属于合理现象。除上述 3 个断面外,其余断面河槽淤积高程均不超过 2 m,绝大部分断面冲淤变化不大。将淤积相对较大的 CS4、CS7、CS8、CS13 和 CS25 断面 2 个测次的断面地形进行套绘,同时还套绘了深槽淤积不明显、但边滩淤积较明显的 CS23 断面,见图 3。

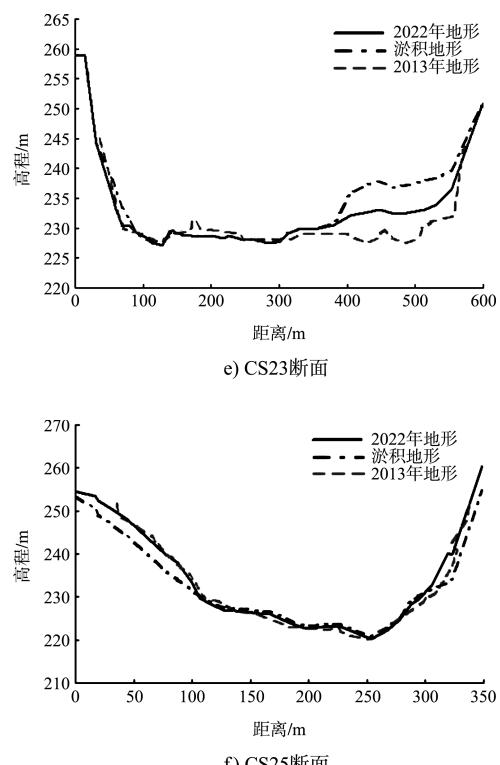
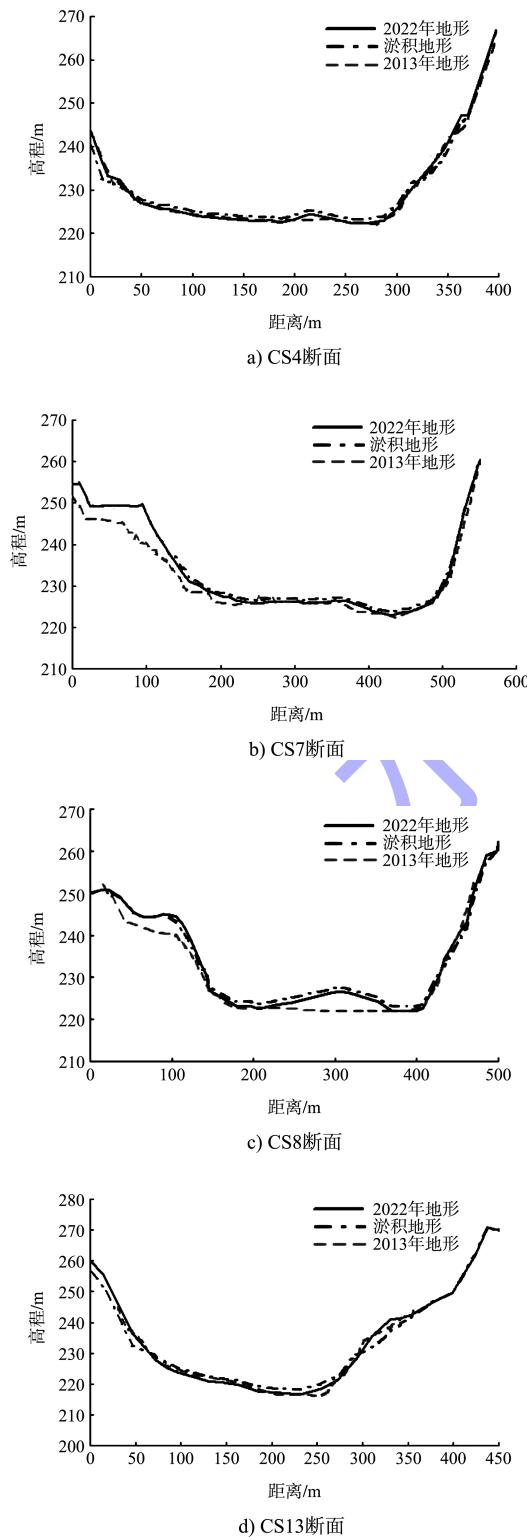


图 3 泥沙淤积断面变化对比

对淤积比较明显的 CS4、CS7、CS8、CS13 和 CS25 断面进行分析可知,这 5 个断面基本位于弯道处,通过 2013 与 2022 年的河道地形对比可知,近 10 a 来实测河道地形即存在一定淤积,因此成库后,淤积 20 a 地形存在一定淤积属于合理现象。CS23 断面边滩淤积明显,对比 2022 与 2013 年实测地形图可知 2 次实测地形即存在明显淤积,分析其原因为该处河道右岸有较大的边滩,位于弯道下游,且该断面位于濑溪河汇口上游,属于容易淤积的河段<sup>[5]</sup>,河道右岸边滩淤积严重属于正常现象。通过分析可知,模型计算得到的水库泥沙冲淤结果基本合理。

### 3 回水分析计算

#### 3.1 计算方法及条件

##### 3.1.1 洪峰流量

计算河段位于李家湾(富顺)站以下,洪峰流量计算采用李家湾水文站结果,由水文比拟法推算。李家湾站洪水系列采用 1951—2020 年实测洪水系列。该站实测最大洪峰流量 15 200 m<sup>3</sup>/s(1981 年)、

最小值  $1290 \text{ m}^3/\text{s}$ (2006 年)。经分析, 系列在 30 a 以上均值及变差系数  $C_v$  值趋于稳定, 系列具有较好的一致性和代表性。

面积比指数采用沱江上根据实测数据分析计算结果的 0.5。该指数在黄葛浩、流滩坝等多个电站及水利工程上广泛使用, 结果较合理。

### 3.1.2 水位-流量关系曲线

工程坝址河段洪水组成十分复杂, 不同的洪水遭遇, 小市坝下水位受长江顶托影响不一, 只能由以洪水调查及本文实测资料推求小市坝下水位-流量关系曲线。

小市坝下天然线采用本文的低水实测流量结果结合 1981、1987 年洪水资料(受长江顶托影响甚微), 用水力学曼宁公式计算。

采用地区洪水组成同频率法推求受长江顶托影响的小市坝下断面各频率设计洪水位。如推算受长江顶托影响的小市坝下 20 a 一遇洪水位, 采用长江干流为主、沱江支流与长江干流相同, 以及沱江支流为主、长江干流与沱江支流相同这两种情况, 分别推算水面线。推算水面线下边界选在沱江河口 CS1 断面, 由沱江河口断面推算至小市坝址, 最后取其综合外包线, 作为设计水面线(或设计水位), 以此类推, 可求得小市坝下断面各频率受长江顶托影响的设计洪水位, 见图 4。

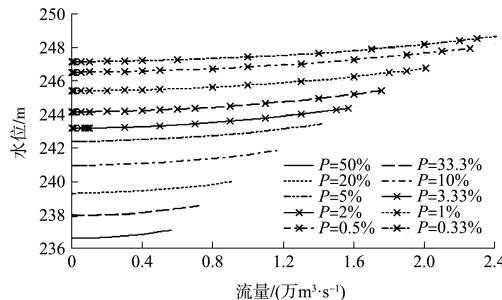


图 4 受长江干流洪水顶托影响的水位-流量关系

因此, 小市枢纽计算工况分受长江干流顶托和不顶托两种工况, 天然情况起算水位分别根据天然水位-流量关系曲线和受顶托的水位-流量关系曲线查得, 建库后起算水位根据枢纽泄流曲线查得。结果见表 1。

表 1 起算水位

重现期/a	流量/ 万 $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$	考虑长江顶托水位/m		不考虑长江顶托水位/m	
		建库前	建库后	建库前	建库后
5	0.91	240.00	240.10	238.14	238.30
10	1.17	241.85	241.99	240.10	240.29
20	1.42	243.44	243.61	241.72	241.96

### 3.1.3 鞍率率定

本工程在设计过程中, 对流滩坝坝址至长江汇口河段进行了历史洪水调查, 共调查到洪痕位置 50 余处, 调查年份为 1981、2012 和 2020 年。其中较可靠洪痕 10 余处, 年份主要为 2012 和 2020 年, 这些可靠洪痕均来自于龙马潭区防汛抗旱与救援专项工作指挥部的洪水标识。本文主要根据 2012、2020 年洪水调查洪痕结果和纵横断面资料推求工程河段鞍率, 为  $0.028\sim0.031$ 。

### 3.1.4 计算方法

沿程水面线计算采用一维水动力计算软件, 计算原理为伯努利能量方程并考虑流速水头损失, 采用试算法求解。其计算公式为:

$$Z_1 + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} + \Delta h_f + \Delta h_j \quad (1)$$

式中:  $Z_1$ 、 $Z_2$  为上、下游断面河底高程(m);  $v_1$ 、 $v_2$  为上、下游断面平均流速(m/s);  $\alpha_2$ 、 $\alpha_1$  为上、下游断面动能校正系数;  $\Delta h_f$ 、 $\Delta h_j$  为沿程水头损失(m)、局部水头损失(m)。

### 3.2 计算结果及分析

采用一维水动力计算模型计算 20 a 一遇回水结果见图 5。可以看出, 受长江顶托的水位明显高于不受顶托的情况, 受顶托工况下的水面比降明显小于天然情况下的水面比降, 顶托的影响在坝前明显比库尾小。

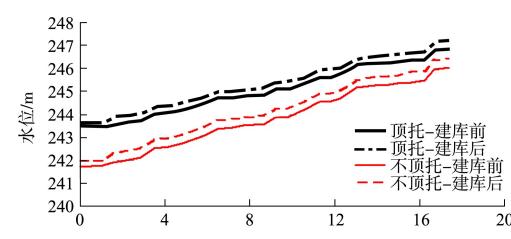


图 5 20 a 一遇回水结果