

基于河流冲淤平衡理论的库区疏浚方案分析研究

——以交口水库为例

缙航, 王新宏, 代芳芳, 吴巍

(西安理工大学 水力学研究所, 陕西 西安 710048)

摘要: 陕西石川河交口水库疏浚工程量较大, 水库蓄水运用后, 能否确保疏浚库区不淤积是该工程成败的关键。本文根据河流冲淤平衡原理, 分析论证了水库终极库容形成后的库区横断面形态, 按照该横断面轮廓线以下的范围将被淤积物覆盖的原则, 对原疏浚方案进行了优化, 使疏浚工程量明显减少。

关键词: 疏浚; 冲淤平衡; 终极库容; 优化

中图分类号: TV145.1

文献标识码: A

文章编号: 1672-643X(2012)01-0149-04

Study on dredging program in reservoir area based on balance theory of river erosion and deposition:

Taking Jiaokou Reservoir as an example

GOU Hang, WANG Xinhong, DAI Fangfang, WU Wei

(Hydraulics Research Institute, Xi'an University of Technology, Xi'an 710048, China)

Abstract: The volume of dredging works of the Jiaokou Reservoir on Shichuan River in Shaanxi is very large, whether the sedimentation calculation will occur in the reservoir area or not after its impoundment is the key to success of the project. This paper analyzed and demonstrated the cross section shape in the reservoir area after the ultimate capacity formed based on the balance principle of silting and scoring, optimized the original dredge program in accordance with the principle of the range covered by sediments under the cross section contour of the ultimate capacity and reduced the amount of dredging significantly.

Key words: dredging; balance of silting and scoring; ultimate capacity of reservoir; optimization

1 问题的提出

为了提高交口抽渭灌区的供水保证率, 陕西省拟在渭河一级支流石川河上的入渭口建设交口水库, 其主要建筑物为挡水泄洪闸、输水渠道、输水涵洞等, 最大闸高 12 m, 库容 600 万 ~ 800 万 m^3 , 为 IV 等小(一)型工程。蓄水期采用闸门挡水, 汛期闸门全开泄洪。本工程以渭河水为蓄水水源, 在不改变渭河年总用水量的情况下, 把丰水期或非灌溉期的富余水量输送至交口水库蓄水。在渭河水资源紧张期间, 水质严重污染或含沙量超标时段, 再将库水引至本工程下游约 2 km 处的交口抽渭灌区渠首西楼泵站前池, 实现掺清稀污, 确保灌区正常用水^[1]。

根据测量资料, 正常蓄水位 355.00 m 以下, 原始库容为 411.75 万 m^3 , 与 600 万 ~ 800 万 m^3 的目标库容相比, 还有一定差距, 所以, 必须采用工程措施加以改进。由于本工程位于石川河的下游末端,

又是关中平原地区, 如果采取增加闸高的方案, 将会导致淹没面积大幅增大, 而且两岸的居民区、生产区分布比较密集, 因此, 这种方案的可操作性不强, 最后, 设计单位拟通过库区疏浚的方法实现库容目标, 疏浚后, 正常蓄水位 355.00m 以下, 库容为 765.93 万 m^3 , 疏浚工程量为 354.18 万 m^3 , 能较好地满足使用要求。

然而, 疏浚工程的投资已经占到了工程总投资的 30% 左右, 显然是比较大的, 根据河流冲淤平衡原理, 水库运行一定时间后, 库区会达到冲淤平衡状态, 该状态下的终极库容会持久保持下来, 开始通过疏浚产生的很大一部分库容将被淤积物所覆盖, 相当于这部分疏浚工程是没有必要的。因此, 本文将对原疏浚方案进行优化。

2 入库水沙条件

2.1 径流

交口水库位于陕西省临潼区境内石川河下游入

渭口处,石川河交口水库坝址 1.5 年一遇洪峰流量为 $249 \text{ m}^3/\text{s}$,2 年一遇洪峰流量为 $313 \text{ m}^3/\text{s}$ 。石川河交口水库坝址径流量和平均流量见图 1。

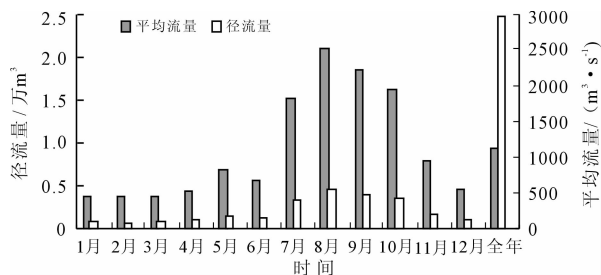


图1 交口水库坝址径流量和平均流量情况

2.2 泥沙

石川河交口水库坝址处悬移质输沙量为 58.3 万 t,合 43.2 万 m^3 。推移质输沙量为 1.06 万 t,合 0.66 万 m^3 。石川河水库坝址的输沙量为 59.4 万 t,合 43.9 万 m^3 。悬移质年内月分配情况见图 2。

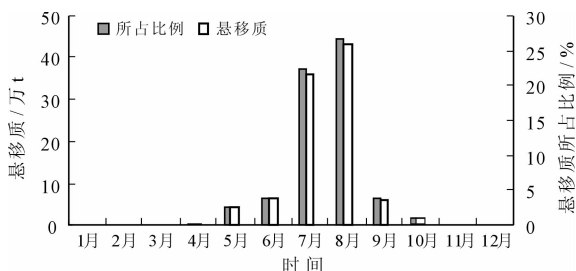


图2 交口水库坝址泥沙悬移质分配情况

3 终极库容横断面形态确定

库区达到冲淤平衡状态,终极库容形成后,将形成长期稳定的横断面形态,横断面轮廓线以下的范围将被淤积物覆盖,本文将根据这个原则对原疏浚方案进行优化。

当河流冲淤发展达到平衡状态以后,对水库而言,进出库沙量在一定时期内维持平衡,库容损失已达最大值,正常高水位或某一设计滩面以下滩库容已全部淤满,这时所保留下来的可供长期使用的库容就称为终极库容(也叫长期使用库容)^[2]。终极库容的大小与水库的运用方式、入库水沙特性、泄流规模及库区地形等因素密切相关。计算终极库容,应该首先根据交口水库的任务及工程特点确定合理的运用方式,只有将水库运用方式确定后,才能利用参数法确定不同侵蚀基准面高程时的终极库容^[3]。

3.1 水库运用方式

交口水库为小型水库,运用方式为汛期敞泄运用,非汛期蓄水运用。水库采用这种运用方式,即可满足水库滞洪排沙的要求,又可形成和保持长期使

用库容。

3.2 终极库容估算公式

本文采用参数法估算终极库容,计算公式如下:

$$V = \frac{1}{J}(BhZ_0 + \frac{1}{2}BZ_0^2 + \frac{1}{3}mZ_0^3) \quad (1)$$

式中: V 为相应于某一侵蚀基准面高程的终极库容; J 为库区河槽平衡比降; B 为相应于造床流量 $Q_{\text{造}}$ 的稳定河宽; h 为相应于造床流量时的水深; Z_0 为侵蚀基准面高程与水库蓄水位之差; m 为终极库容形成时库区的河槽边坡系数。

3.3 参数的取值

3.3.1 造床流量 造床流量是估算终极库容的重要参数。因造床流量的影响因素十分复杂,至今没有统一的计算方法,目前均是采用经验性方法计算。

(1) 采用黄科所经验公式。

$$Q_{\text{造}} = 7.7\bar{Q}_{\text{汛}}^{0.85} + 90\bar{Q}_{\text{汛}}^{1/3} \quad (2)$$

式中: $Q_{\text{造}}$ 为造床流量; $\bar{Q}_{\text{汛}}$ 为汛期平均流量; 对于交口水库, $\bar{Q}_{\text{汛}} = 1.77 \text{ m}^3/\text{s}$, 代入得 $Q_{\text{造}}$ 为 $121.38 \text{ m}^3/\text{s}$ 。

(2) 采用造床流量保证率法,即取重现期为 1.5 年一遇的洪峰流量作为造床流量^[4],则由坝址设计洪峰流量频率曲线可得造床流量为 $249 \text{ m}^3/\text{s}$ 。交口水库属于小型水库,造床流量取 $121.38 \text{ m}^3/\text{s}$ 。

3.3.2 库区河槽平衡比降 J 采用两种经验方法计算库区河槽平衡比降,以便分析比较,最终确定合理的取值。

(1) 陕西省水利所经验公式:

$$J = J_0 H^{-1/12} \quad (3)$$

式中: J_0 为原河道比降; J 为库区河槽平衡比降; H 为坝前平均淤积面高程与原河床高程差。

对于交口水库, $J_0 = 0.533\text{‰}$; 坝址处原河床高程为 347.68 m, 坝前平均淤积面高程应为水库达到冲淤平衡时的值, 本工程的闸底板高程为 348.00 m, 结合类似工程, 取水库达到冲淤平衡时的坝前平均滩面高程为 349.00 m。依据上述数据可得出库区河槽平衡比降为 0.521‰ 。

(2) $J/J_0 \sim HJ_0^{0.2}$ 之间的经验关系。文献[2]中, 根据不同水库的实测数据, 点绘了 $J/J_0 \sim HJ_0^{0.2}$ 之间的经验关系, 式中各参数意义同前。对于交口水库根据前述数据, 从图上可查得 $J = 0.469\text{‰}$ 。

上述两种方法得出的平衡比降平均值为 0.495‰ , 因此取 $J = 0.495\text{‰}$ 为交口水库库区河槽平衡比降。

3.3.3 相应于造床流量 $Q_{\text{造}}$ 的稳定河宽 B 稳定

河宽采用阿尔图宁公式计算:

$$B = A \frac{Q_{\text{造}}^{0.5}}{J^{0.2}} \quad (4)$$

式中: B 为稳定河槽宽度, m; A 为河岸不稳定系数; J 为平衡比降。

将前述计算得出的 $Q_{\text{造}} = 121.38 \text{ m}^3/\text{s}$, $J = 0.495\text{‰}$, A 取 1.3 代入可得 $B = 65.63 \text{ m}$, 但是, 考虑到公式(4)适用于计算天然河道的稳定河宽, 造床流量也与河道流量大小有关, 而交口水库位于石川河入渭口, 其上游已修建了许多水利工程, 在这些已建工程对天然径流的调节影响下, 交口水库坝址的径流过程会比较均匀, 洪峰流量比天然情况的值要小, 同时, 根据野外踏勘结果, 交口水库坝址天然河道主槽宽度为 30~40 m, 基于上述各点, 对稳定河宽计算结果进行修正, 这里取为 $B = 30.00 \text{ m}$ 。

3.3.4 相应于造床流量时 $Q_{\text{造}}$ 的水深 h 水深 h 用曼宁公式计算:

$$h = \left(\frac{nQ_{\text{造}}}{BJ^{1/2}} \right)^{3/5} \quad (5)$$

式中: n 为库区河槽糙率, 取 $n = 0.025$, 其他符号意义同前。将有关数据代入可得 $h = 2.48 \text{ m}$ 。

3.3.5 侵蚀基准面高程 $Z_{\text{侵}}$ 根据建筑物泄流曲线和前面得到的造床流量, 在泄流曲线上查得造床流量对应的库水位为 349.52 m, 用曼宁公式计算造床流量对应的均匀流水深为 2.48 m, 二者差值即为库区侵蚀基准面高程: $Z_{\text{侵}} = 349.52 - 2.48 = 347.04 \text{ m}$ 。

由于交口水库设计的闸底板高程为 348.00 m, 侵蚀基准面高程至少要大于这个值, 加之坝址区比降非常小, 稳定河宽比较大, 修建水闸之后, 参照类似工程, 将发生较为明显的雍水, 将带来一定的淤积问题, 所以这里将侵蚀基准面取为 349.00 m。

3.3.6 边坡系数 m 有关资料^[2]指出, 对于蓄清排浑的水库, 淤积物相对较粗, 且随淤随冲, 冲刷时常常引起岸壁坍塌, 所以横断面边坡较缓, 边坡系数平均为 5~7, 考虑到交口水库坝址区河道比较宽浅, 汛期敞泄运用, 所以将边坡系数取为 $m = 7$ 。

3.4 终极库容估算

根据上述分析, 可见水库达到冲淤平衡状态时的横断面形态是一底宽为 30.00 m, 边坡系数为 7 的等腰梯形。将公式(1)中各个参数值代入, 得到正常蓄水位 355.00 m 以下的终极库容为 301.17 万 m^3 。

3.5 对终极库容的修正

对于石川河交口水库坝址来说, 正常运行 30 年间, 按照概率计算, 10 年一遇的洪水仅仅会出现 3

次, 这 3 次洪水固然会带来一定量的淤积, 但是由于次数少、历时相对较短, 预计量也不会太大, 所以有必要对前面算得的终极库容进行修正。

一般而言, 认为 10 年一遇洪水位以上的滩库容不发生淤积。因此, 终极库容将分为两部分进行计算, 一是 10 年一遇洪水位以下的部分, 其横断面形状为梯形; 二是 10 年一遇洪水位以上部分, 其横断面形状与原始河道相同(图 3)。

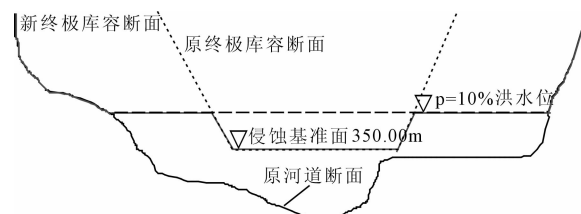


图 3 修正后终极库容示意图

经过计算, 正常蓄水位 355.00 m 以下的终极库容为 363.64 万 m^3 , 与断面为梯形的终极库容 301.17 万 m^3 相比, 增加了 62.47 万 m^3 , 增加量占断面为梯形的终极库容的 20.8%。

4 交口水库疏浚方案优化

为了避免不必要的疏浚工程量, 降低工程投资, 下面根据前述分析论证得到的水库冲淤平衡状态下的横断面, 对设计单位原疏浚方案进行优化。

正常蓄水位 355.00 m 以下, 原始疏浚方案下疏浚后库容为 765.93 万 m^3 , 比同一高程下终极库容 363.64 万 m^3 多出了 402.29 万 m^3 , 与原始计划疏浚工程量 354.18 万 m^3 相比, 相差不多。由此可见, 疏浚方案的优化是极其必要的。按照 10 年一遇洪水位以下库区滩面以及终极库容梯形断面以下库区主槽将被淤积物覆盖的原则, 根据库区各个横断面的原河道轮廓线、疏浚界线轮廓线、稳定主槽轮廓线以及 10 年一遇洪水位的套绘图, 会得到优化后的疏浚方案, 即: 终极库容形成之后, 将被淤积物覆盖的范围不用疏浚, 仅对其余范围进行疏浚作业。坝址断面的具体套绘图见图 4 所示, 疏浚前和疏浚方案优化前后的疏浚后的原始水位库容曲线见图 5 所示。

通过计算, 正常蓄水位 355.00 m 以下, 疏浚后的原始库容为 468.55 万 m^3 , 疏浚前原始库容为 411.75 万 m^3 , 疏浚工程量为 56.80 万 m^3 , 比原疏浚方案工程量 354.18 万 m^3 减少了 297.38 万 m^3 , 新疏浚方案的工程量仅为原疏浚方案工程量的 16.0%, 疏浚工程投资将会显著降低。

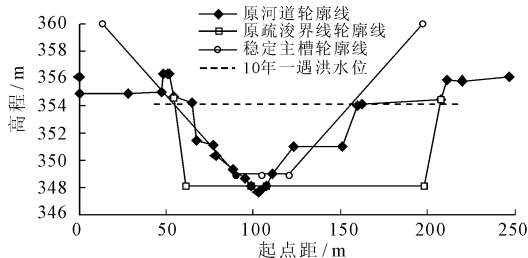


图4 坝址断面套绘图

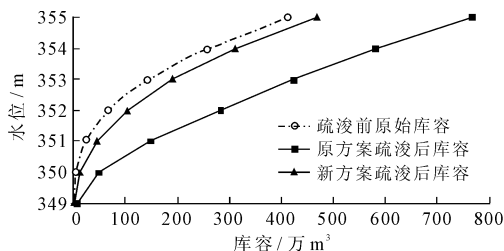


图5 不同情况下水位库容曲线

5 结 语

(1) 本文运用泥沙冲淤平衡原理与经验公式相结合的方法,估算了水库终极库容的大小,确定了终极库容形成时的库区主槽断面形态。

(上接第 148 页)

4 结 语

(1) 在相同的工况下,当普通材料桩体取桩长 20 m 时,无论是改变其桩体模量或者是改变置换率,其处理效果都没有桩长仅有 5 m 的超轻材料桩复合地基理想。只有当桩长增长到 30 m 时的普通材料的柔性桩复合地基才能和超轻材料(EPS)桩复合地基的处理效果接近。而在极软的地基中要施作 30 m 长的桩并不容易,另外也需要耗费大量的桩体材料。无论从施工角度还是经济角度看普通材料桩复合地基都没有优势。另外,根据桩土应力比的比较发现,当桩体模量太大时,土中常因出现拉应力而破坏,而桩体模量取值较小时对于 30 m 的桩长,桩体本身的压缩量就是一个很大的问题。桩体的长细比很大,而地基土又极软,这样桩体很容易出现较大挠曲,甚至有失稳破坏的可能。

(2) 通过和普通复合地基处理软基效果的有限元对比分析发现,EPS 桩复合地基在这类工况条件下具有明显的优势,因为桩体自重及刚度较小,能够很好地避免刺入破坏,因 EPS 具有良好的自立性而能避免散体桩易出现的鼓胀破坏,EPS 桩体形状能

(2) 结合本工程的运用方式、正常运行年限、来水来沙特点,在终极库容形成时,保留部分滩库容,对主槽梯形断面进行了修正,增加了一定的终极库容量。

(3) 按照终极库容形成后部分按照原疏浚方案开挖出的新库容将被淤积物覆盖的原则,对原疏浚方案进行了较大程度的优化,取得了良好的结果,大大减少了疏浚工程量,疏浚工程投资大幅度降低,取得了良好的经济效益。

参考文献:

- [1] 陕西省水利电力勘测设计研究院. 陕西省交口水库工程地质勘察报告[R]. 2010.
- [2] 陕西省水利科学研究所河渠研究室,清华大学水利工程系泥沙研究室. 水库泥沙[M]. 北京:水利电力出版社,1979.
- [3] 王新宏,杨方社,张 强. 陕西省靖边县新桥水库除险加固工程泥沙设计专题报告[R]. 西安理工大学,2003.
- [4] 谢鉴衡. 河床演变及整治[M]. 北京:中国水利水电出版社,1997.

够很好地避免失稳破坏。因此通过对比分析进一步说明了超轻材料桩复合地基处理软土地基这一新想法的可行性^[9]。

参考文献:

- [1] 龚晓南. 复合地基[M]. 杭州:浙江大学出版社,1992.
- [2] 杜 骋,杨 军. 聚苯乙烯泡沫(EPS)的特性及应用分析[J]. 东南大学学报,2001,31(3):138-142.
- [3] 康 佐. 涵洞类地理结构物作用性状与减荷优化设计研究[D]. 西安:长安大学,2007.
- [4] 钱家欢,殷宗泽. 土工数值分析[M]. 北京:中国铁路出版社,1991.
- [5] 谢康和,周 健. 岩土工程有限元分析理论与应用[M]. 北京:科学出版社,2002.
- [6] 陈火红. MARC 有限元实例分析教程[M]. 北京:机械工业出版社,2003.
- [7] 冯瑞玲,谢永利. 路堤荷载作用下复合地基的计算机辅助试验仿真分析[J]. 土木工程学报,2004,37(1):92-95.
- [8] 任 锐. 长短桩复合地基作用性状的数值分析[D]. 西安:长安大学,2007.
- [9] 吴明玉. 超轻材料桩复合地基处理软基的可行性研究[D]. 西安:长安大学,2008.