

Design Water Level Calculation for Tidal River in Ungauged Basins

Jinbao Hu¹, Haicheng Liu², Xiaoxia Wang¹, Ning Guan²

¹Northwest Electric Power Design Institute, China Power Consulting Group, Xi'an Shanxi

²Tianjin Research Institute for Water Transport Engineering, MOT, Tianjin

Email: hujinbao@nwepdi.com

Received: Jan. 18th, 2017; accepted: Feb. 7th, 2017; published: Feb. 10th, 2017

Abstract

The hydrological regime of the tidal reach is complicated because it's influenced by both the upstream runoff and the downstream tide. This paper focuses on the design water level calculation for tidal river in ungauged basin based on the short-term tidal level observation, the long term tidal observation and short term tidal level observation relationship. After the quasi-synchronous comparison, the tidal level data of long-term tide observation stations are transferred to the engineering sea area. By using the P-III frequency curve, the extreme tidal level of each year is estimated for different design tide levels. As a result, the problem of different frequency tide calculation is solved. As to the river flood design water level calculation, because the lack of observation river flow data, the maximum reservoir discharge flow and interval flow is used as the upstream flow boundary conditions, the average high tidal level is used as the downstream water level conditions. Besides, based on different time of the remote sense image at the estuary, the rational assumptions of estuarine topography is put forward using the hydrodynamics model, the design water level satisfied the project need is calculated. The above-mentioned methods provide an important reference for the calculation of the design flood level of tidal reach in ungauged basins.

Keywords

Tidal Reach, Design Water Level, Ungauged Basins

无资料感潮河段设计洪水位计算

胡进宝¹, 刘海成², 王晓霞¹, 管宁²

¹中国电力工程顾问集团西北电力设计院有限公司, 陕西 西安

²交通运输部天津水运工程科学研究所, 天津

Email: hujinbao@nwepdi.com

收稿日期: 2017年1月18日; 录用日期: 2017年2月7日; 发布日期: 2017年2月10日

作者简介: 胡进宝(1982.3-), 安徽庐江人, 高级工程师, 主要从事电力工程水文气象勘测工作。

摘要

感潮河段的洪水过程由于既受上游河道径流和下游潮汐的双重作用,使感潮河段的水文情势尤为复杂。本文针对无资料感潮河段设计洪水位计算,提出根据短期潮位对比观测,通过准同步比较,将长期潮位观测站逐年实测潮位资料转引至工程海域后,对逐年的极端高潮位采用PIII型频率曲线进行适线计算,得到不同频率设计高潮位,从而解决不同频率潮位计算问题;针对河流洪水计算,由于缺乏实测河流流量资料,采用水库最大下泄流量加区间流量作为上游流量边界,采用一般大潮高潮位作为下游水位边界,同时对河口地形根据不同时期影像资料进行了适当假定,采用水动力模型进行了河流洪水计算,得到满足工程需要的设计洪水位;上述所述方法对无资料感潮河段设计洪水位计算提供了重要参考。

关键词

感潮河段, 设计洪水位, 无资料

Copyright © 2017 by authors and Hans Publishers Inc.

This work is licensed under the Creative Commons Attribution International License (CC BY).

<http://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>



Open Access

1. 引言

感潮河段的洪水过程由于既受上游河道径流和下游潮汐的双重作用,此外,河口地区的复杂地理特性,因而使感潮河段的水文情势尤为复杂,感潮河段的设计洪水位计算成为研究的热点和难点[1]。目前,国内感潮河段设计洪水位计算常用的方法有水动力学法、水文统计法及水文信息法等[2] [3] [4] [5]。水动力学法基于完全圣维南方程组,建立考虑潮水顶托影响的感潮河段设计洪水位计算,目前已得到广泛应用。水文统计法根据水文要素自身随时间演变规律或建立统计回归分析的感潮河段设计洪水位计算。水文信息法将感潮河段视为一个水文系统,以上游流量、下游潮位和区间入流为输入计算感潮河段设计洪水位。上述感潮河段设计洪水位计算方法虽精度较高,但对资料要求较高,如河道断面和糙率资料等,导致感潮河段设计洪水位计算精度很大程度上依赖于水文资料及模型的求解。

随着“一带一路”战略的实行,越来越多的电力设计单位到世界各地去承揽工程,国外电厂工程经常位于感潮河段,同时受上游径流和下游潮汐的双重作用,但是国外感潮河段设计洪水位计算经常遇到缺少实测资料的情况,甚至无资料的情形,这种情形下,无法采用水动力学法、水文统计法及水文信息法进行设计洪水位计算,需要采用其它的方法。本文以某国外电厂工程为例,在短期实测潮位资料的基础上,通过潮位转引及数学模型计算,提出了一种实用的满足工程需要的无资料感潮河段洪水位计算,以供同类工程参考。

2. 实例研究

国外某电厂工程,西侧濒临阿拉伯海,南侧距河流入海口约 2 km,河口上游约 57 km 为一水库,水库坝体结构为土石坝,设计总库容为 $8.09 \times 10^8 \text{ m}^3$ 。厂址、水库、海洋位置关系示意如图 1 所示。

由于厂址南侧距河流入海口仅约 2 km,南侧河流属感潮河段,因此厂址百年一遇洪水位分析需要考虑阿拉伯海潮汐与河流径流相遇对厂址洪水的影响。

2.1. 潮位计算

于 2015 年 4 月 8 日~2015 年 6 月 3 日于工程所在海域进行了潮位观测,距工程所在地约 30 km 处存在长



Figure 1. Sketch map of power plant, reservoir and the ocean
图 1. 厂址、水库、阿拉伯海位置关系示意图

期潮位观测站，通过对比发现，工程所在海域潮时比长期观测站潮时滞后约 4 h，把长期观测站潮时往后推 4 h(比如将长期观测站 5 月 1 日 8 时的潮位数据作为 5 月 1 日 4 时的潮位数据)与工程海域的潮位数据进行准同步比较。通过准同步比较，长期观测站和工程海域潮位数据有着完全一致的规律。通常情况下长期观测站的高潮位略高于工程海域，低潮位置略低于工程海域，即长期观测站的潮差比工程海域略大。为了将长期观测站的潮位资料应用到工程所在地的潮位计算中，需要将长期观测站潮位站的资料转引至工程海域。转引的方法是将长期观测站的潮位过程数据乘以合适的系数或整体平移后使两者的一致性达到最好。通过对比分析发现，将长期潮位观测站数据通过下述关系转引后与现场实测潮位数据拟合最优，转引关系如式(1)。

$$h = 0.86h_0 + 0.265 \quad (1)$$

式中： h_0 为卡拉奇港潮位站实测潮位； h 为转引后的潮位。

另外，长期潮位观测站与工程所在地同处阿拉伯海，受热带气旋影响相似。因此，可通过上述关系将长期潮位观测站的多年实测资料转引至工程海域。将长期潮位观测站逐年实测潮位资料转引至工程海域后，分别对逐年的极端高潮位采用 PIII 型频率曲线进行适线计算，得到不同频率设计高潮位。长期潮位观测站转引后与工程海域潮位数据对比曲线如图 2 所示，图中：红色为工程海域潮位数据蓝色为长期潮位观测数据。

2.2. 河流洪水计算

工程所在地位于河口附近，由于受地势及阿拉伯海海水顶托影响，导致上游来水不能得到很快下泄，易在工程位置产生洪水；此外，上游约 57 km 处为一水库，水库下泄洪峰流量叠加区间洪水流量将会对工程区域产生洪水影响。因此需要分析河流洪水叠加潮汐洪水对工程所在地的影响。洪水计算采用 MIKE21 水动力模型进行计算。

2.2.1. 模型介绍

模型的基本方程包括连续性方程和动量方程，控制方程有两种表达方式，分别是笛卡尔坐标系下的控制方程和球坐标系下的控制方程。其中笛卡尔坐标系下的控制方程形式如下。

连续性方程为：

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial h\bar{u}}{\partial x} + \frac{\partial h\bar{v}}{\partial y} = hS \quad (2)$$

x 向和 y 向运动方程为：

$$\frac{\partial h\bar{u}}{\partial t} + \frac{\partial h\bar{u}^2}{\partial x} + \frac{\partial h\bar{v}\bar{u}}{\partial y} = f\bar{v}h - gh \frac{\partial \eta}{\partial x} - \frac{\partial \rho}{\partial x} \frac{gh^2}{2\rho_0} + \frac{\tau_{sx}}{\rho_0} - \frac{\tau_{bx}}{\rho_0} + \frac{\partial}{\partial x}(hT_{xx}) + \frac{\partial}{\partial y}(hT_{xy}) + hu_s S \quad (3)$$

$$\frac{\partial h\bar{v}}{\partial t} + \frac{\partial h\bar{u}\bar{v}}{\partial x} + \frac{\partial h\bar{v}^2}{\partial y} = -f\bar{v}h - gh \frac{\partial \eta}{\partial y} - \frac{\partial \rho}{\partial y} \frac{gh^2}{2\rho_0} + \frac{\tau_{sy}}{\rho_0} - \frac{\tau_{by}}{\rho_0} + \frac{\partial}{\partial x}(hT_{xy}) + \frac{\partial}{\partial y}(hT_{yy}) + hv_s S \quad (4)$$

式中： t 为时间； x 、 y 为笛卡尔坐标的两坐标轴； h 为总水深； η 为水面高程； d 为水深； u 、 v 为对应于 u 、 v 的速度分量； f 为科氏力； g 为重力加速度； ρ 为密度； ρ_0 为密度； ν_t 为涡粘系数； P_a 为大气压强； S 为源汇项的流量。

模型计算时，计算网格采用三角形非结构化网格。上游从水库开始作为上游边界，下游至河口的外侧海域。工程区域的地形采用现场实测高程，上游河道的地形从DEM提取进行插值得到。上游的边界为流量边界条件，下游边界为水位边界条件。

2.2.2. 边界条件

工程位置处的洪峰流量受水库最大下泄流量和区间流量的共同控制。水库溢洪道最大下泄流量为 13,000 m^3/s 。不同重现期区间采用上下游的汇流面积比来推算。根据河流流域地形图，分别描绘出水库上、下游的汇流区面积，其上、下游汇流面积比约为 23:1。在推算不同重现期洪水流量过程中，分两种情况进行考虑，当上游流量大于溢洪道最大设计流量时，采用溢洪道最大设计流量叠加下游汇流流量作为重现期洪水流量；当上游流量小于溢洪道最大设计流量时，采用上游流量叠加下游汇流流量作为重现期洪水流量。对应 100 年一遇的洪水流量为 13,700 m^3/s 。

计算时下游边界条件为水位边界，采用一般大潮高潮位 3.0 m 作为下游水位边界(CD 高程，一般大潮高潮位在 3.0 m 左右)。

由于河口存在着沿岸沙丘和河嘴，沿岸沙丘和河嘴对上游洪水存在着阻水，河口不同时期影像如图 3 所示，

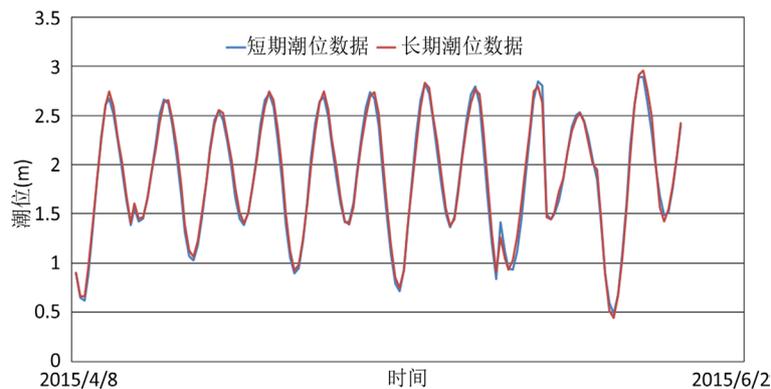


Figure 2. Tidal comparison line of long-term tidal observation and the short-term tidal observation

图 2. 长期潮位观测站转引后与工程海域短期潮位数据对比曲线



Figure 3. Image of different time at the estuary

图 3. 河口不同时期影像图

计算时假定发生洪水时沙丘被部分冲开,有效河口宽度为 1000 m。

2.2.3. 计算结果

在工程区域提取不同计算点的水位高程结果,100 年一遇洪水情形下洪水水位高程为 5.17 m,电厂附近已有一燃油电厂,2006 年河流发生洪水曾导致该燃油电厂的排水明渠和电厂围墙附近的外围区域受淹,根据这次历史资料情况,燃油电厂采取了修建挡水墙措施,将该挡水墙高度与 100 年一遇洪水位进行比较,高度基本一致,因此可见,本次洪水计算的结果是基本合理的。将计算结果与实测的厂址高程数据相比较,判断厂址局部区域受河流 100 年一遇洪水影响,需要采取防洪措施。

3. 结论

感潮河段的洪水过程由于既受上游河道径流和下游潮汐的双重作用,使感潮河段的水文情势尤为复杂,感潮河段的设计洪水位计算成为研究的热点和难点。随着“一带一路”战略的实行,越来越多的电力设计单位到世界各地去承揽工程,国外电厂工程经常位于感潮河段,但是国外感潮河段设计洪水位计算经常遇到缺少实测资料的情况,甚至无资料的情形,这种情形下,无法采用水动力学法、水文统计法及水文信息法进行设计洪水位计算,需要采用其它的方法。

本文以某国外电厂工程为例,提出根据短期潮位对比观测,通过准同步比较,将长期潮位观测站逐年实测潮位资料转引至工程海域后,分别对逐年的极端高潮位采用 PIII 型频率曲线进行适线计算,得到不同频率设计高潮位,从而解决不同频率潮位计算问题;针对河流洪水计算,采用水库最大下泄流量加区间流量作为上游流量边界,采用一般大潮高潮位作为下游水位边界,同时对河口地形结合历年影像资料进行了适当假定,进行了河流洪水计算;上述所述方法对国外无资料感潮河段设计洪水位计算提供了重要参考。

参考文献 (References)

- [1] 林炳尧,黄世昌,毛献忠,等. 钱塘江河口潮波变化过程[J]. 水动力学研究与进展, A 辑, 2002, 17(6): 665-675.
LIN Bingyao, HUANG Shichang, MAO Xianzhong, et al. Deformation process of tidal waves in Qintang Estuary. Journal of Hydrodynamics Ser. A, 2002, 17(6): 665-675. (in Chinese)
- [2] 徐祖信,卢士强. 平原感潮河网水动力学模型研究[J]. 水动力学研究与进展, A 辑, 2003, 18(2): 176-181.
XU Zuxin, LU Shiqiang. Hydrodynamics model for tidal river network. Journal of Hydrodynamics Ser. A, 2003, 18(2): 176-181. (in Chinese)
- [3] 赖锡军,汪德燿. 非恒定水流的一维、二维耦合数值模型[J]. 水利水运工程学报, 2003(2): 48-51.
LAI Xijun, WANG Deguan. 1-D and 2-D coupling numerical model of unsteady flow. Hydro-Science and Engineering, 2003(2): 48-51. (in Chinese)
- [4] 包为民,卞毓明. 感潮河段水位演算模型研究[J]. 水利学报, 1997(11): 34-38.
BAO Weimin, BIAN Yuming. Study on stage routing model of tidal-reach. Shuili Xuebao, 1997(11): 34-38. (in Chinese)
- [5] 黄国如,胡和平,田富强. 用径向基函数神经网络模型预报感潮河段洪水位[J]. 水科学进展, 2003, 14(2): 158-162.
HUANG Guoru, HU Heping and TIAN Fuqiang. Flood level forecast model for tidal channel based on the radial basis function-artificial neural network. Advances in Water Science, 2003, 14(2): 158-162. (in Chinese)