

武汉天兴洲公铁两用桥 2[#] 浮运围堰 施工期局部冲刷试验研究

吴门伍¹, 严 黎¹, 陈 立², 熊 洪¹, 周家俞³, 陈荣力¹

(1. 珠江水利委员会 珠江水利科学研究院, 广东 广州 510611; 2. 武汉大学 水资源与水电工程科学国家重点实验室, 湖北 武汉 430072; 3. 重庆交通大学 西南水运工程科学研究所, 重庆 400016)

摘要: 通过武汉天兴洲公铁两用桥 2[#]浮运围堰下沉模拟试验, 分析了在浮运围堰下沉期间不同阶段围堰周围水流流速、紊动强度及河床局部冲淤情况. 针对浮运围堰下沉期间的水流及河床地形等条件, 对浮运围堰下沉时河床局部冲刷深度进行了预测, 试验预测结果与实测资料较为吻合.

关 键 词: 浮运围堰; 水槽试验; 水流结构; 局部冲刷; 预测试验

中图分类号: TV147.5

文献标识码: A

文章编号: 1009-640X(2007)03-0026-07

Experimental study of local scour for No. 2 floating cofferdam of Wuhan Tianxingzhou Rail-Cum-Road Bridge

WU Men-wu¹, YAN Li¹, CHEN Li², XIONG Hong¹, ZHOU Jia-yu³, CHEN Rong-li¹

(1. Scientific Research Institute of PRWRC, Guangzhou 510611, China; 2. State Key Laboratory of Water Resources and Hydropower Engineering Science, Wuhan University, Wuhan 430072, China; 3. Southwestern Hydraulic Engineering Research Institute for Waterways, Chongqing Jiaotong University, Chongqing 400016, China)

Abstract: Based on the sinking simulation test for No. 2 floating cofferdam of Wuhan Tianxingzhou Rail-Cum-Road Bridge, the flow velocity, turbulence intensity and local scour around the floating cofferdam at different sinking phases are analyzed. According to the flow and riverbed conditions during the sinking process of the floating cofferdam, the local scour depth is predicted, and the predicted results are in good agreement with the field data.

Key words: floating cofferdam; flume test; flow structure; local scour; prediction test

在桥墩浮运围堰施工的不同阶段, 由于围堰对水流的挤压、扰动作用, 局部水流结构将发生变化, 局部(桥墩墩位及其周围)河床将发生冲刷, 形成冲刷坑^[1,2]. 不同施工阶段, 水流条件不同, 冲刷坑形态、深度和范围也不同. 本文通过原型观测、资料分析、概化水槽试验及理论分析等手段, 对不同水流条件下、不同施工阶段天兴洲公铁两用桥 2[#]浮运围堰下沉过程中的冲刷坑形态、深度及范围等进行预测性研究, 为施工单位正确决策提供科学依据.

收稿日期: 2006-12-20

基金项目: 国家 973 项目(2003CB415205); 国家自然科学基金资助项目(50479036)

作者简介: 吴门伍(1976-), 男, 四川安岳人, 工程师, 博士, 主要从事水力学及河流动力学研究. E-mail: wumw@163.com

1 桥位布置概况

武汉天兴洲大桥是湖北省暨武汉市与铁道部合作建设的公铁两用长江大桥,为国家“十五”重点建设项目,工程总投资约110.6亿元。该桥位于武汉长江二桥下游9.5 km处的天兴洲分汉河段上,正桥全长4 657 m。南汉正桥采用98 m+196 m+504 m+196 m+98 m双塔三索面斜拉桥,上层为公路,下层为铁路;北汉正桥采用预应力混凝土连续梁桥,公铁并排布置,公路在上游,铁路在下游。

2#桥墩是主跨斜拉桥北主塔墩,位于南汉深槽北侧,墩中心里程为DK10+698.00 m,距天兴洲南侧大堤约700 m;设计采用4排共32根直径3.4 m的钻孔桩基础,桩间距3.4 m,拟定桩端高程为 $\nabla -56$ m,常水位时,墩位处水深7~17 m。2#桥墩采用浮运围堰施工方法施工,为57.6 m $\times$ 31.2 m(长 $\times$ 宽)的矩形钢围堰。围堰于2004年10月底浮运,11月底完成8根定位桩插打,至2005年8月基桩全部完成,预计11月开始下沉,实际12月初下沉。本模型试验目的是根据施工期水情,预测在基桩和围堰共同作用时围堰下沉过程中河床局部冲刷深度及冲刷坑形态的变化,供围堰施工参考。

2 桥位河段平面形态

长江武汉段位于湖北省境内,上起蔡甸区纱帽镇,下至新洲区阳逻镇,全长约70.3 km,呈西南~东北流向。其间,蛤蟆矶和石咀、龟山和蛇山两对节点将本河段划分为上、中、下三段^[3]。上段纱帽山至沌口,全长约19.9 km,为铁板洲顺直分汉段,左汉为主汉,右汉为支汉,长期以来相当稳定。中段从沌口至武汉长江大桥,长约15.1 km,为白沙洲顺直分汉河段,左汉为主汉,右汉为支汉。下段从武汉长江大桥至阳逻,长约35.3 km,为天兴洲微弯分汉河段,目前右汉为主汉,左汉为支汉。

武汉天兴洲公铁两用大桥位于武汉河段下游天兴洲分汉河道上,上距武汉长江二桥约9.5 km,桥址南岸为武汉市青山武钢工业区,北岸为武汉市汉口谌家矶工业区。

天兴洲江段河床演变分析^[4]结果表明,桥址河段枯水季节河床冲淤变化较小,浮运围堰在枯水期施工时,可以不考虑河床的一般冲刷对局部冲刷坑的影响。

3 水文泥沙特性

天兴洲江段的径流和泥沙主要来源于其上游长江干流和支流汉江。汉口水文站建于1865年,1995年修建长江二桥后将水文测验断面移至二桥下游500 m处,监测长江干流和汉江的来水来沙,能够反映河段内的水沙特点。

长江水量丰沛,汛期时间长,水量集中。汉口水文站1952~2004多年平均流量为22 600 m³/s,多年平均输沙量为3.89亿t,多年平均含沙量0.549 kg/m³。武汉关历年实测最高水位 $\nabla 29.73$ m(1954年8月18日,吴淞冻结基面),最低水位 $\nabla 10.08$ m(1865年2月4日,吴淞冻结基面),最大水位变幅18.03 m;最大流量为76 100 m³/s(1954年8月14日),最小流量为4 830 m³/s(1863年2月7日);最大年输沙量为5.79亿t(1964年),最小年输沙量为1.36亿t(2004年)。

根据径流量、输沙量年内分配统计,汛期输沙比输水更为集中,汛期5~10月输沙量占全年的87.5%,同期径流量占全年的73.3%。三峡水库蓄水前,每年11月至次年3月流量占全年的21.06%,而输沙量仅占9.02%;三峡水库蓄水后,流量占全年的21.37%,而输沙量仅占8%。可见,三峡水库蓄水后,该河段11~3月总流量增大,输沙量减小。

天兴洲公铁两用桥所在河段两岸边界物质主要为粘土、亚粘土、亚砂土和粉砂,河床多为疏松的近代河流冲积物。天兴洲南汉床沙中值粒径为0.088~0.27 mm,粒径大于0.1 mm的约占70%。根据钻探资料分析^[5],桥址断面2#墩所处的第四系覆盖层主要为全新统河流冲积相砂类土构,总厚度25~40 m,上部5~10 m为新近沉积的松散状细砂,下部为稍密~中密状细砂。对钻孔中各取样层的中、细沙加权平均,得2#墩

位处床沙级配(见表1),其中值粒径为0.125 mm.

表1 2#墩位处床沙级配

Tab. 1 Bed-load gradation composition around Pier 2

墩 位	小于某粒径百分数/(%)					d_{50}/mm
	$d \leq 20\text{ mm}$	$d \leq 2\text{ mm}$	$d \leq 0.5\text{ mm}$	$d \leq 0.25\text{ mm}$	$d \leq 0.075\text{ mm}$	
2#	100	99.6	95.4	87.85	20.2	0.125

4 概化模型设计及试验条件的确定

4.1 模型设计

浮运围堰下沉过程中的局部冲刷是围堰入水后围堰附近的水流与河床相互作用的结果. 围堰入水后,其周围流场呈复杂的三维水流结构,如出现分离水流、横轴漩涡,围堰底部因竖向缩窄产生孔口出流,围堰后部出现回流等. 另一方面,围堰入水深度不同,对水流结构的影响程度亦不一样. 因此,围堰施工过程中的局部冲刷是一较复杂的三维非均匀非恒定的泥沙运动过程. 由此可见,模拟浮运围堰的局部冲刷,首要条件是水流流态的严格相似,亦即必须是正态模型. 考虑到围堰的几何尺寸和长江武汉河段的水深,采用概化水槽试验,即选取2#围堰处300 m宽的流带进行试验.

由于概化模型必须为正态模型,试验浮运围堰长度 $L=57.6\text{ m}$,宽度 $B=31.2\text{ m}$,考虑到该河段的水深情况,选定模型几何比尺为:垂直比尺 $\lambda_h=100$,水平比尺 $\lambda_l=100$. 试验控制水深为0.15~0.20 m(原型15~20 m),动床段槽底铺设厚度为0.17 m(原型17 m)的模型沙,围堰附近局部地形模型沙厚度为0.30 m(原型30 m),加上水面以上留有0.20 m的超高,水槽高度为0.60 m. 综上,确定概化水槽的长度为30 m,宽度为3.0 m,深度为0.6 m. 试验采用的塑料沙的密度与水的密度之比为1.05,其水槽淤积物的干密度为0.62 t/m³. 由泥沙沉降相似及起动相似条件可计算得出泥沙粒径比尺 $\lambda_d=0.748$,由此得到对应于2#墩位模型塑料沙的中值粒径为0.167 mm. 计算结果表明所选塑料沙基本能满足沉降相似及起动相似条件^[4].

4.2 试验条件的确定

由于本试验采用概化水槽,即选取2#围堰处300 m宽的流带,在宽度为3 m的水槽中进行试验,因此需要根据现有实测资料确定该流带占总流量的比例、桥墩所处位置的水位等.

4.2.1 围堰处水流条件的确定 围堰处水流条件包括流量与水位. 要确定2#围堰处300 m宽的流带占总流量的比例,首先要确定天兴洲右汊分流比.

根据最近几年实测及长江科学院模型试验^[6]所得的天兴洲右汊流量与武汉关流量,可以确定天兴洲右汊分流比. 围堰所处流带流量根据行近断面流速分布确定. 由2005年6月22日、7月17日及10月30日实测天兴洲右汊桥址上游150 m断面流速分布资料,根据垂线平均流速沿河宽分布,可计算右汊相应流量级下围堰所处流带流量占右汊流量的百分比,由此即可根据汉口站流量得出概化模型流量. 根据2003年10月19日~2005年9月13日实测武汉关水位及桥址河段水位的资料,可以建立武汉关水位与桥位断面水位的相关曲线.

4.2.2 边界条件的确定

(a)进口泥沙条件的确定 由于研究的目的是预测围堰下沉过程中局部冲刷深度,研究的时段相对较短. 同时由桥址河段的水沙特征及河床演变特征分析^[6-9]可知,2#浮运围堰所处的靠近天兴洲右缘的局部范围,在枯水期变化不大. 分析2003年和2004年桥址断面河床的冲淤变化情况可知,天兴洲桥址断面的冲淤变化不大,特别是在天兴洲右缘5~10 m等高线的范围内,河床冲淤幅度更小,而这恰好是2#围堰所处位置. 因此,可以不考虑河床的一般冲刷对局部冲刷坑的影响. 另一方面,三峡水库蓄水运用以后,下游含沙量减少,特别是非汛期的含沙量更是大大减少. 因此,概化模型试验时进口无需加入泥沙,可以采用清水实验方法.

(b)动、定床地形的模拟 根据试验目的及资料分析,决定采用局部动床试验方法. 由收集掌握的资料,选取2#墩围堰中心向两侧各150 m及围堰上下游各1.5 km范围作为试验模拟区. 其中,围堰上游300 m、下

游200 m及围堰两侧至模型边壁范围采用动床,其余为定床,定床部分采用2004年9月实测1/10 000地形,动床部分采用2005年6月22日实测1/500地形。

(c)围堰下沉期间水流条件的确定 按照围堰下沉施工计划,围堰将在2005年11月份下沉到位,即围堰底高程为▽1.0 m。考虑到三峡水库已经于2003年6月蓄水运用,因此,11月份的水流条件的确定应以蓄水后的水沙过程为依据。通过对三峡水库蓄水后2003年、2004年汉口站11月份实际水沙过程统计,得到了围堰下沉施工期间(11月)的3个不同来水条件:最大流量为17 300 m³/s(出现于2004年11月19日),平均流量为13 820 m³/s,最小流量为10 500 m³/s(出现于2003年11月30日)。

试验时用电磁流量计结合电动调节阀控制模型进口流量。水槽沿程布设4个水位测针,采用水位测针结合调节尾门开度控制尾水位和水深,采用水准仪测量地形冲淤变化,采用三维超声流速仪MicroADV测量^[10,11]水流流速及紊动强度。

4.3 模型验证

根据2[#]围堰下沉初期河床局部冲刷实测资料进行模型验证。以2005年6月22日实测2[#]围堰局部地形为初始地形,以2005年7月17日实测地形为验证地形,施放6月23日~7月17日的水流过程,观测围堰周围水流变化及河床地形冲淤变化。

验证结果表明,模型与原型围堰上游距桥址断面150 m处水流流速分布规律基本一致;模型试验河床局部冲刷坑的形状、冲刷坑的冲淤部位及冲淤发展过程与原型实测结果基本相似;最大冲刷深度位置位于围堰堰底偏迎水端;围堰底部河床高程低于围堰周围河床高程;围堰侧面及迎水面模型试验结果与原型测量结果较为接近,除个别测点外,冲刷深度与原型实测值较为接近。综上可以认为,模型各项比尺、模型选沙、水流条件的拟定是合理的。试验能够模拟围堰施工期的河床冲淤。

5 浮运围堰施工期冲刷试验结果分析

5.1 围堰下沉过程中水流流态

5.1.1 流速分布 2[#]围堰位于天兴洲边滩边缘,河床形态左高右低,浮运围堰和基桩位于河道中间,水槽宽度范围内左右高差达15 m左右。由于试验地形不对称,围堰左右两侧水流也不完全对称,右侧流速大,左侧流速小。

天兴洲右汊流量 $Q=15\,427.6\text{ m}^3/\text{s}$,围堰堰底高程由▽10.90 m连续降至▽6.90 m和▽3.90 m时,围堰右侧中游距围堰边壁15 m处横向水流流速及围堰背水面距围堰边壁10 m处垂向水流流速沿水深分布分别见图1(a)和图1(b)。分析试验结果可见,围堰中游右侧距围堰边壁15 m处,当围堰底高程由▽10.90 m降至▽6.90 m时,表层纵向水流流速略有减小;当围堰底高程继续降低至▽3.90 m时,纵向流速变化较小。横向水流垂直围堰朝向外面,流速随着堰底高程的降低略有增加。由于河床地形为左高右低,围堰左侧水流流速小,右侧流速大,因此,围堰下降过程中,围堰左侧流速变化幅度较右侧小。

随着围堰入水深度的增加,围堰与基桩阻水作用增强,通过堰底的水流略有减小,迎水面纵向水流流速减小,横向向右水流流速增加,垂向水流方向向下指向河床,流速在表层略有减小,近底层变化不大。

因行近流速和水深均较小,围堰背水面表层三维方向水流流速均较小。随着围堰入水深度的增加,围堰底板距河床表面越来越近,堰底过流越来越少,纵向、垂向水流流速逐渐减小,横向流速变化不大(见图1(b))。

5.1.2 紊动强度分布 天兴洲右汊流量 $Q=15\,427.6\text{ m}^3/\text{s}$,围堰堰底高程由▽10.90 m连续降至▽6.90 m和▽3.90 m时,围堰右侧中游距围堰边壁15 m处水流横向、围堰背水面距围堰边壁10 m处水流垂向紊动强度沿水深分布分别见图2(a)和图2(b)。分析试验结果可见,随着围堰入水深度的增加,围堰侧面纵向、横向水流紊动强度在表层增大,在近底层也略有增大,即随着围堰入水深度的增加,围堰侧面水流紊动强度增强。

在围堰迎水面,随着围堰入水深度的增加,围堰阻水作用越来越强,纵向、横向水流紊动强度减弱,垂向水流紊动强度略有增大。

随着围堰入水深度的增加,围堰与河床面距离越来越近,通过堰底流向下游的水流越来越少,围堰背水

面水流紊动强度也逐渐减小. 试验结果表明, 随着围堰入水深度的增加, 围堰背水面纵向水流紊动强度在表层变化不大, 近河底略有减小, 垂向水流紊动强度随围堰入水深度的增加而逐渐减小.

由于试验条件下行近水流流速较小, 围堰附近水深较浅, 加之河床地形为左高右低, 水流主流偏向右侧深槽, 围堰附近水流结构偏弱. 受围堰和基桩共同阻水作用时, 围堰入水深度的增加对水流流速、紊动强度的影响不大.

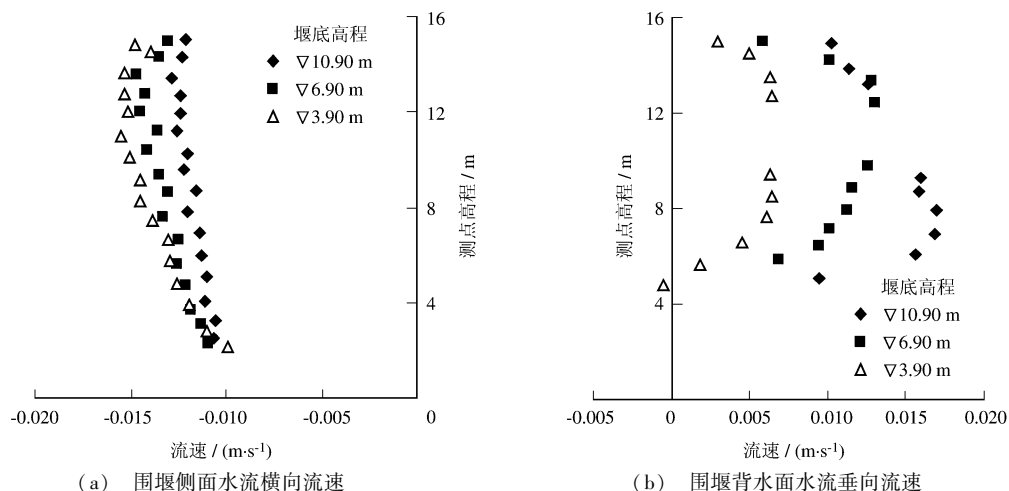


图 1 围堰下沉过程中周围水流流速变化

Fig. 1 Variation in velocity around the cofferdam in sinking

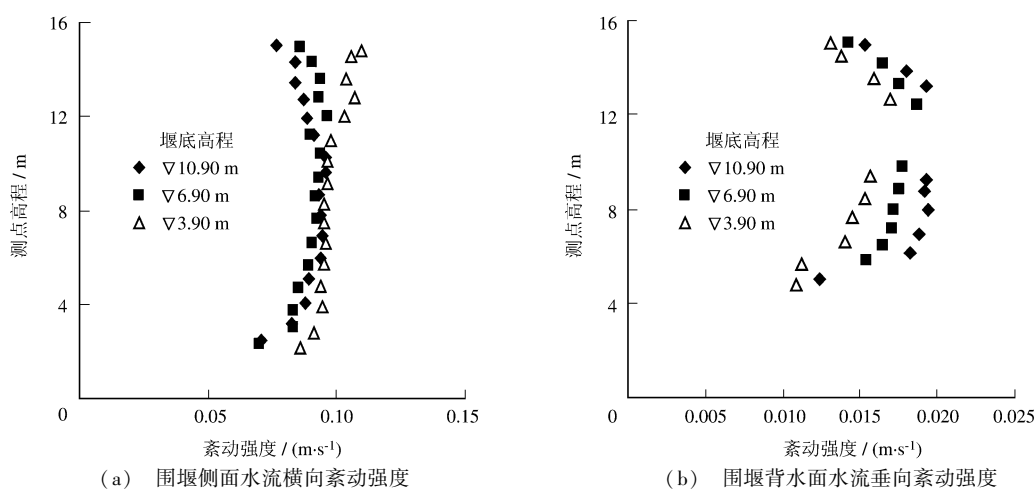


图 2 围堰下沉过程中周围水流的紊动强度变化

Fig. 2 Variation in turbulence intensity around the cofferdam in sinking

5.2 围堰下沉过程中河床局部冲刷

不同条件下围堰连续下沉不同高度时, 围堰边壁处河床高程最大值与最小值的变化见表 2. 可见, 在试验条件下, 随着围堰入水深度的增加, 围堰迎水面、背水面水流结构减弱, 河床局部冲刷能力减小. 当天兴洲右汊流量 $Q=15\,427.6\text{ m}^3/\text{s}$ (武汉关流量 $Q=17\,300\text{ m}^3/\text{s}$), 水位 $Z=15.591\text{ m}$ 围堰底高程为 $\nabla 10.90\text{ m}$ 时的围堰迎水面最深处冲刷至 $\nabla -2.48\text{ m}$, 围堰底部冲刷坑底为 $\nabla -3.0\text{ m}$, 围堰背水面堰壁下方淤积至 $\nabla 2.8\text{ m}$; 当堰底继续下沉至 $\nabla 6.90\text{ m}$ 时, 围堰底部冲刷坑继续加深, 达到 $\nabla -4.09\text{ m}$, 围堰背水面堰壁下方淤积增至 $\nabla 3.2\text{ m}$; 当堰底继续下沉至 $\nabla 3.90\text{ m}$ 时, 围堰堰底与河床之间相距很近, 围堰底部及尾部冲淤均不明显. 试验结果表明, 当行近流速较小时, 围堰迎水端冲刷较严重, 围堰背水面随着围堰高程的降低, 冲刷逐渐减少, 甚至淤积.

当天兴洲右汊流量 $Q=12\,685.6\text{ m}^3/\text{s}$ (武汉关流量 $Q=13\,820\text{ m}^3/\text{s}$)、水位 $z=14.473\text{ m}$, 围堰底高程为 $\nabla 10.90\text{ m}$ 时, 围堰底部冲刷坑底 $\nabla -2.5\text{ m}$, 围堰背水面堰壁下方淤积至 $\nabla 5.0\text{ m}$; 当围堰继续下沉至 $\nabla 6.90\text{ m}$ 时, 围堰底部冲刷坑变化很小, 坑底仍为 $\nabla -2.5\text{ m}$ 左右, 围堰背水面堰壁下方略有冲刷, 高程降至 $\nabla 3.6\text{ m}$; 当围堰继续下沉至 $\nabla 3.90\text{ m}$ 时, 围堰底部略有冲刷, 最低高程约为 $\nabla -3.0\text{ m}$, 围堰尾部略有冲刷, 但其高程仍有 $\nabla 3.2\text{ m}$. 究其原因, 可能是该水流条件下水流流速较小, 围堰底部冲刷的泥沙也较少, 当堰底高程降至 $\nabla 6.90\text{ m}$ 时, 堰底悬浮泥沙较少, 使堰尾有少量冲刷; 但当堰底降至 $\nabla 3.90\text{ m}$ 时, 围堰背水面堰底距河床表面很近, 水流过流很少, 因此背水面河床高程变化也较小.

对比两组水流条件下局部冲刷试验结果可见, 在试验地形及试验工况下, 由于行近水流流速较小, 围堰和基桩阻流作用明显, 局部绕流大; 当围堰高程降低时, 河床局部冲刷不明显, 各种工况下最大冲刷深度始终位于围堰堰底偏迎水端, 堰底河床高程低于围堰周围河床高程; 增大水流流速, 有助于围堰迎水面河床的冲刷, 但对背水面围堰底部河床冲刷的效果不甚明显; 当水流流速较小时, 围堰附近河床局部冲刷效果均不明显.

表2 不同条件下围堰边壁处河床高程

Tab.2 Riverbed elevation around the cofferdam under different conditions

测点位置	堰底高程 / m	流量 $Q=15\,427.6\text{ m}^3/\text{s}$ 水位 $z=15.591\text{ m}$		流量 $Q=12\,685.6\text{ m}^3/\text{s}$ 水位 $z=14.473\text{ m}$	
		最高河床/ m	最低河床/ m	最高河床/ m	最低河床/ m
围堰上游	10.9	-1.18	-2.48	-1.07	-2.15
	6.90	-1.44	-3.54	-1.22	-2.40
	3.90	-1.25	-3.71	-1.34	-3.07
围堰下游	10.9	2.80	1.80	5.02	3.79
	6.90	3.20	2.35	3.60	2.11
	3.90	3.30	2.29	3.20	2.14
围堰北侧	10.9	2.42	-3.42	3.36	-1.31
	6.90	2.80	-3.78	3.50	-1.81
	3.90	3.20	-3.09	2.99	-2.28
围堰南侧	10.9	2.70	-3.30	3.55	-2.10
	6.90	2.81	-4.09	4.00	-2.69
	3.90	2.80	-4.29	3.38	-2.82

5.3 局部冲刷预测试验

为了准确预测围堰下沉过程中局部地形冲刷状况, 以2005年11月2日实测2[#]围堰周围1/500地形为初始地形, 2005年11月武汉关站实测流量、水位过程为试验水流条件进行预测试验.

2[#]围堰周围局部地形预测结果见图3. 由图3可见, 由于11月份武汉关的来水量较小, 且2[#]围堰靠近天兴洲右汊左岸, 围堰前行近流速较小, 围堰周围局部水流扰动也较小, 特别是围堰背水面靠近围堰边壁处流速几乎为0. 因此, 在11月份的水流条件下围堰背水面堰底淤积泥沙不能在围堰下沉过程中被扰动水流带走. 在试验水流条件下, 最大冲刷坑位于围堰堰底偏迎水端, 堰底河床高程低于围堰周围河床高程; 围堰迎水面下方左侧高程大约为 $\nabla 1.2\text{ m}$, 右侧大约为 $\nabla 0.7\text{ m}$; 围堰侧面最大冲刷坑位于偏上游迎水端, 其高程约为 $\nabla -0.95\text{ m}$; 围堰背水面左

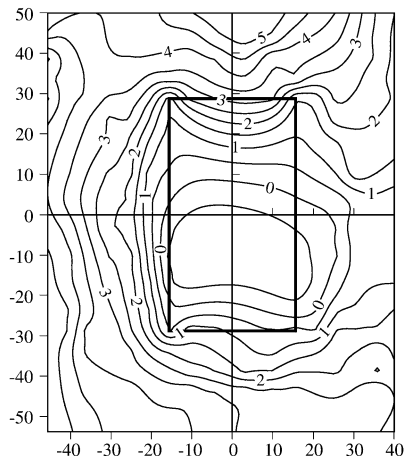


图3 围堰周围局部地形预测结果
Fig.3 Predicted local topographic map around the cofferdam

侧淤积高程约为 $\nabla 1.5$ m,右侧约为 $\nabla 1.8$ m,但是在围堰背水面堰底中部淤积高度达 $\nabla 3.2$ m.

施工过程中的实测资料显示,围堰下沉过程中河床局部冲刷地形与概化水槽试验预测结果相似,冲刷深度(淤积高程)与预测结果也比较接近.围堰两侧最深冲刷坑底高程约为 $\nabla -0.5$ m,围堰背水面淤积高程约为 $\nabla 3.6$ m.由于围堰堰底预定落底标高为 $\nabla 1.0$ m.因此,围堰不能安全下沉到预定高程.最后施工单位不得不采用高压水枪清淤,围堰才下降到预定标高.

6 结 语

(1)在试验地形及水流条件下,增大行近水流流速,有助于围堰迎水面下方的冲刷,但对堰尾冲刷效果不甚明显.当水流流速较小时,围堰下方及堰尾冲刷效果均不明显.

(2)围堰周围的局部冲刷与流速、水深等因素密切相关.围堰的局部冲刷坑形态与围堰入水下沉引起的围堰周围的流速流态相适应,最大冲刷位置位于围堰堰底迎水面下方.

(3)预测试验结果表明,在2005年11月2日的初始地形及2005年11月的来水条件下,2#围堰迎水面围堰下方左侧高程大约为 $\nabla 1.2$ m,右侧大约为 $\nabla 0.7$ m;围堰背水面左侧高程约为 $\nabla 1.5$ m,右侧约为 $\nabla 1.8$ m,但围堰背水面中部淤积高程达 $\nabla 3.2$ m.因此,建议工程施工单位采取辅助冲刷措施,使围堰背水面底部的河床高程降到 $\nabla 1.0$ m,便于围堰按计划下沉.

参 考 文 献:

- [1] 黄碧珊,赵世强,张绪进.黄石长江公路大桥主墩钢围堰下沉实验研究[J].水运工程,2004,(9):82-84.
- [2] 方红卫.浮运沉井施工期三维冲刷的数值模拟[J].中国科学(A辑),1995,(1):107-113.
- [3] 长江水利委员会.长江中下游干流河道整治规划报告[R].武汉:长江水利委员会,1997.
- [4] 陈立,吴门伍.天兴洲公铁两用大桥2#、3#桥墩施工局部冲刷研究[R].武汉:武汉大学,2006.
- [5] 中铁大桥勘测设计院有限公司.天兴洲公铁两用大桥2#、3#桥墩施工局部冲刷研究局部水下地形测量及水文测验技术报告[R].武汉:中铁大桥勘测设计院有限公司,2005.
- [6] 长江科学院.武汉天兴洲长江大桥河工模型试验研究报告[R].武汉:长江科学院,2000.
- [7] 陈凤玉.武汉阳逻长江大桥桥位河段河床演变分析[J].人民长江,2001,32(4):34-36.
- [8] 胡勇.武汉天兴洲大桥河床演变及孔跨布置[J].桥梁建设,2003,(3):9-12.
- [9] 卢金友,黄悦,张本义.长江武汉河段整治研究[J].长江科学院院报,1996,13(4):15-19.
- [10] 林鹏,陈立. MicroADV 及其在挟沙水流中的应用研究[C]//刘兴年.第四届全国泥沙理论研究学术研讨会论文集.成都:四川大学出版社,2000:175-179.
- [11] 周家俞,陈立,叶小云,等.泥沙影响流速分布规律的试验研究[J].水科学进展,2005,16(4):506-510.