

淮河入海水道淮安地涵枢纽河道水流数值计算

吴时强 吴修锋 周 辉

(南京水利科学研究院水工所,江苏 南京 210029)

摘要 利用平面二维水流数学模型,对淮河入海水道淮安地涵枢纽下游河道连接段水流进行了计算研究.计算结果表明,设计方案存在下游河道流态复杂及高流速区范围较大等问题,为此比较了三个修改方案,在综合比较水流流态及工程投资的基础上,确定了地涵下游河道连接段推荐方案.推荐方案对于改善下游河道流态有较好的效果,但对下游河道出口处至清安河之间的高流速区仍无法有效地改善,需对该区域采取保护措施.

关键词 淮河入海水道 地涵 河道水流 数值模型

中图分类号:TV135 文献标识码:A 文章编号:1000-1980(2001)03-0027-06

淮河入海水道工程是解决洪泽湖洪水出路、保证洪泽湖大堤安全的一项战略性防洪骨干工程.该工程线路沿苏北灌溉总渠北侧布置,西起洪泽湖大堤的二闸,东至黄海扁担港,全长 163.5 km.为了解决淮河入海水道与京杭大运河交叉问题,入海水道布置了淮安地涵枢纽,如图 1 所示.

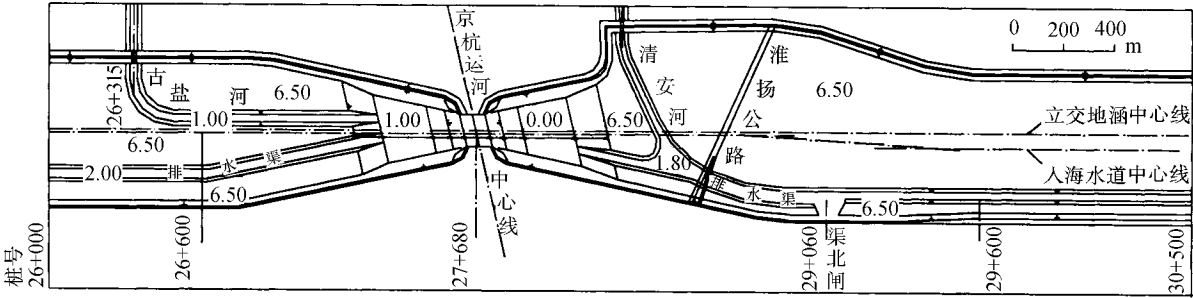


图 1 淮安地涵枢纽示意图

Fig.1 Sketch of Huai'an culvert project

淮安枢纽工程位于淮安市南郊苏北灌溉总渠与京杭运河交叉处北侧,由入海水道穿京杭运河立交地涵及其它小型涵闸建筑物枢纽组成.立交地涵近期共设 15 孔(远期将在其北侧再扩建 25 孔),孔口断面尺寸为 7.5 m × 8.0 m(宽 × 高),底部高程为 -6.0 m,入海水道近期设计泄洪流量 2 270 m³/s,涵上设计泄洪水位 11.53 m 相应过涵落差 0.65 m,强迫泄洪流量 2 890 m³/s,涵上强迫泄洪水位 12.53 m 相应过涵落差 0.75 m.

鉴于淮安立交地涵对入海水道泄洪、排涝的重要性,利用平面二维水流数值模型研究地涵下游连接段的水流流态,进行地涵下游连接段方案优选,确定枢纽布置的最终方案.

1 二维河道水流数学模型

根据入海水道淮安枢纽下游河道连接段的特点,选用平面二维水流数学模型计算其水流流态,对连接段方案进行比较.

1.1 二维河道水流数学模型

1.1.1 基本方程

沿水深的平面二维水流数学模型为

连续方程：

$$\frac{\partial Z}{\partial t} + \frac{\partial uH}{\partial x} + \frac{\partial vH}{\partial y} = 0$$

(1)

动量方程：

$$\frac{\partial uH}{\partial t} + \frac{\partial uuH}{\partial x} + \frac{\partial uvH}{\partial y} = -gH \frac{\partial Z}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\nu_t H \frac{\partial u}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\nu_t H \frac{\partial u}{\partial y} \right) - g \frac{u \sqrt{u^2 + v^2}}{C^2}$$

(2)

$$\frac{\partial vH}{\partial t} + \frac{\partial uvH}{\partial x} + \frac{\partial vvH}{\partial y} = -gH \frac{\partial Z}{\partial y} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\nu_t H \frac{\partial v}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\nu_t H \frac{\partial v}{\partial y} \right) - g \frac{v \sqrt{u^2 + v^2}}{C^2}$$

(3)

式中： H 、 Z ——水深和水位， m ； u 、 v —— x 、 y 向的流速， m/s ； ν_t ——紊动扩散系数， m^2/s ； C ——谢才系数， $C = \frac{1}{n} R^{1/6}$ ， R ——水力半径， m ； n ——河床糙率。

1.1.2 定解条件

a. 初始条件

$$Z(x, y, 0) = Z_0(x, y) \quad u(x, y, 0) = u_0(x, y) \quad v(x, y, 0) = v_0(x, y)$$

(4)

这里， Z_0 、 u_0 、 v_0 分别为初始流场各点的水位、流速值。

b. 边界条件

对于地涵下游连接段河道，上边界采用流量条件，下边界采用水位条件，固定边界采用可滑移边界条件，即 $\partial U / \partial n = \alpha$ （ U 为边界水流合速度， n 为固定边界法向单位向量）；对于两岸边滩，则按动边界来处理。在计算中，假定地涵出口水流流速均匀分布。

1.1.3 求解方法

由式(1)~(3)组成的数学模型可采用剖开算子法进行离散求解。这一数值方法可以根据方程所含算子的不同特性，将方程剖分为几个不同的子算子方程，而各子算子方程可采用与其适应的数值方法求解。这种方法能有效地解决方程的非线性和自由表面问题，具有良好的计算稳定性和较高的计算精度。方程的详细求解过程可参见文献[12]。

1.2 计算条件的选取

1.2.1 计算范围的确定

下游河道的计算范围为地涵下游侧（桩号 27+730）至桩号 30+500 之间约 2.8 km 长的河道，计算时采用任意三角形单元网格进行离散。

淮安枢纽泄洪控制位置水位设计特征值如表 1 所示。

表 1 控制位置水位特征值

Table 1 Water level values at control sections

流量 ($m^3 \cdot s^{-1}$)	位置 /m			备 注
	涵下	29+662	30+500	
500	/	6.93	6.90	
1000	/	8.18	8.14	
1500	/	9.19	9.14	
2270	10.88	10.54	10.47	设计泄洪
2890	11.78	11.48	11.43	强迫泄洪

2 水流数学模型验证计算

为检验数学模型的计算精度和预测能力，利用水工模型试验结果^①对地涵下游河道连接段设计方案进行了验证。计算工况为强迫泄洪和设计泄洪，相关的计算参数值如表 2 所示。

图 2 为强迫泄洪和设计泄洪时地涵下游河道流速分布验证图。可见，数模计算和物模试验的结果基本吻合，流速的变化规律也相一致。由于数学模型计算流速为垂线平均值，在地涵出口附近差别稍大，计算值介于表面流速和底部流速之间。由表 2 可见，地涵下游河道水位的计算值与试验值的最大误差为

表 2 数学模型验证计算条件

Table 2 Conditions for numerical model verification

泄流工况	流量 ($m^3 \cdot s^{-1}$)	地涵下游水位/m		29+992 水位/m
		试验值	计算值	
强迫泄洪	2885.1	11.378	11.322	11.681
设计泄洪	2260.5	10.629	10.621	10.708

①吴福生，等，淮河入海水道近期工程淮安枢纽立交地涵水工模型试验总报告，南京水利科学研究院水工研究所，2000 年 1 月。

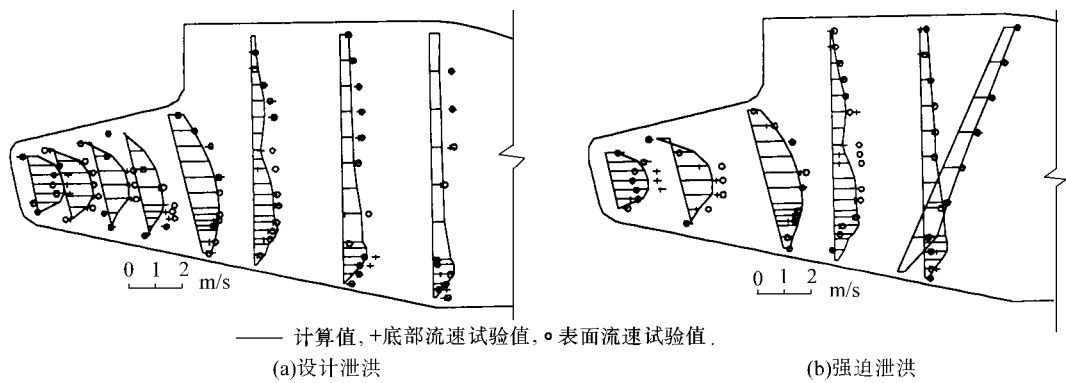


图 2 数学模型验证计算结果

Fig.2 Verified results of the numerical model

0.056 m, 换算到模型上小于 1.0 mm, 在量测误差允许范围之内. 综合流速和水位的验证结果, 可以认为数学模型计算结果是合理、可信的, 可以满足工程方案比较的需要.

3 设计方案计算成果分析

3.1 流态及流速分布

从图 3(a) 可见地涵下游流态较为复杂, 在地涵出口两侧翼墙附近, 各存在一个较大的回流区, 缩窄了主泄主流, 加大了主流流速, 增加了地涵下游河床的保护工作量; 在清安河进口处附近, 由于河道的突扩, 也产生了一回流区.

从图 3(b) 可见, 地涵下游河道较大流速区主要集中在地涵出口与清安河之间的排涝渠内, 最大流速达 1.97 m/s.

为了比较地涵下游连接段河道可能的冲刷情况, 给出了计算范围内超过起动流速的区域的面积(表 3), 可见设计方案下游河道河床可能冲刷的范围较大, 对于下游桩号 27 + 730 至 28 + 380 范围内的河床和排涝渠均应加强保护措施.

表 3 各方案流速大于河床质起动流速区域的面积

Table 3 Areas where local velocities are larger than the incipient motion velocity of sediment				m ²
流量/(m ³ ·s ⁻¹)	设计方案	修改方案一	修改方案二	修改方案三
500	108 023.2	/	108 845.1	107 178.8
1 000	125 757.1	/	160 968.0	157 407.5
1 500	137 296.4	/	151 320.1	147 035.4
2 270	192 596.1	179 635.7	200 497.9	185 104.5
2 890	209 219.8	203 895.3	231 012.6	225 056.1

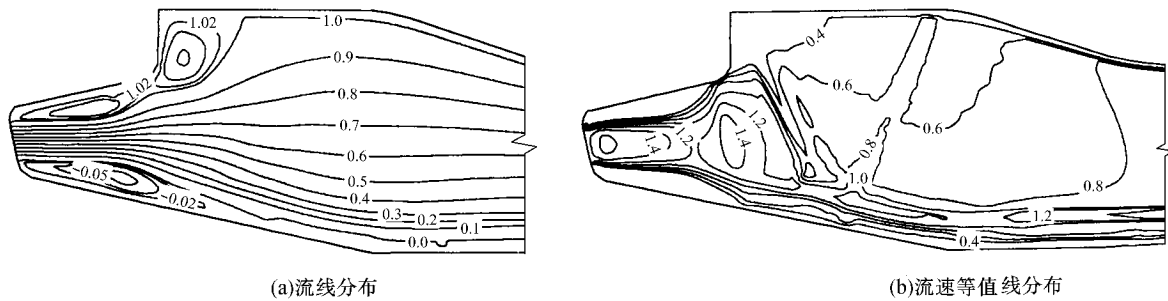


图 3 设计方案河道流场流线和流速等值线分布

Fig.3 Distribution of channel streamline and velocity field

3.2 水位

从表 4 可见计算值与设计值较为一致. 表 5 可见地涵下游水面比降随流量的增加而减小, 相对而言, 由于排水渠河床糙率比滩地小, 因此它的沿程水面比降比河道中心线的沿程水面比降要稍小一些. 受淮扬公路阻水

作用的影响,在漫水公路处,存在一定的水位差,雍高了地涵出口至漫水公路之间的水位,形成跌水现象。

从地涵下游连接段设计方案的计算结果看,地涵下游河道存在两方面的问题:一是下游流态较为复杂,地涵出口两侧翼墙均存在较大的回流区,缩窄了主流,增大了出口处的流速,易引起冲刷;二是下游出口处流速较大,高流速区范围较大,需要采取消能防冲措施。

表 4 地涵下游修改方案各控制位置水位的计算值

Table 4 Calculated water levels at controlled sections for various modifications						m
位 置	特征值	流 量/($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$)				
		2890	2270	1500	1000	500
27 + 730	设计值	11.78	10.88	/	/	/
	设计方案	11.71	10.79	9.53	8.62	7.53
	修改方案一	11.72	10.80	/	/	/
	修改方案二	11.73	10.80	9.55	8.68	7.58
	修改方案三	11.73	10.81	9.56	8.68	7.58
29 + 662	设计值	11.48	10.54	9.19	8.18	6.93
	设计方案	11.53	10.58	9.28	8.32	7.13
	修改方案一	11.53	10.58	/	/	/
	修改方案二	11.53	10.58	9.28	8.32	7.14
	修改方案三	11.53	10.58	9.28	8.32	7.14
30 + 500	控制值	11.43	10.47	9.14	8.14	6.90

表 5 地涵下游河道各级流量下不同沿线的水面比降

Table 5 Water surface slope along the center line of channel at various discharges						‰
位 置	方 案	流 量/($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$)				
		2890	2270	1500	1000	500
河 道 中心线	设计方案	0.1027	0.1154	0.1411	0.1751	0.2290
	修改方案一	0.1060	0.1190	/	/	/
	修改方案二	0.1085	0.1205	0.1487	0.1939	0.2471
	修改方案三	0.1082	0.1219	0.1501	0.1950	0.2449
排水渠 中心线	设计方案	0.1016	0.1142	0.1396	0.1732	0.2266
	修改方案一	0.1034	0.1161	/	/	/
	修改方案二	0.1059	0.1175	0.1451	0.1892	0.2411
	修改方案三	0.1055	0.1190	0.1465	0.1903	0.2390

4 下游河道连接段修改方案计算成果分析

针对设计方案存在的问题,比较了三个修改方案。修改方案一(图 4(a))针对地涵出口两侧翼墙存在较大回流区问题,拟延长翼墙,并将翼墙的圆形连接改为椭圆连接,以平顺过渡流态避免出口水流过快突扩而产生的分离流动。修改方案二(图 4(b))在修改方案一的基础上,仅将左侧翼墙扩散角由 12°改为 5°,以压缩回流区域。修改方案三(图 4(c))在修改方案二的基础上,将左、右两侧翼墙长度由 120 m 缩短为 80 m,同时保持翼墙连接椭圆长、短轴的比例不变。

比较三个修改方案计算结果(图 5、图 6、表 6)可见,下游河道的主流仍然集中在地涵出口处和排水渠内,修改方案一两侧翼墙以及左侧清安河进口处仍存在 3 个回流区,虽然翼墙的伸延较为有效地缩短了两侧翼墙(尤其是右侧翼墙)的回流长度,但回流区的范围仍然较大,缩窄主流作用明显,使地涵出口附近的流速分布基本上与设计方案的相同。在桩号 28 + 070 至清安河之间区域,由于排水渠移至河道中间,主流集中在排水渠内,解决了设计方案中主流偏右的问题,但由于排水渠与清安河交汇后转向右侧排水渠,水流对清安河有一定的对冲作用,在排水渠与清安河交汇点的下游滩面形成了一高流速区。地涵出口处及排水渠内均出现了超过起动流速的区域,与设计方案相比,这些区域的面积有所减小,但不是很明显。因此修改方案一对设计方案存在的流态和高流速两方面问题并没有较大的改观。

修改方案二将左侧翼墙扩散角由 12°缩小为 5°,压缩了回流区域,左侧翼墙后的回流区消失,右侧回流区长度大大缩短,仅仅出现在下游河道大堤斜坡区域,且回流流速小于 0.2 m/s;左侧清安河进口处回流区虽稍

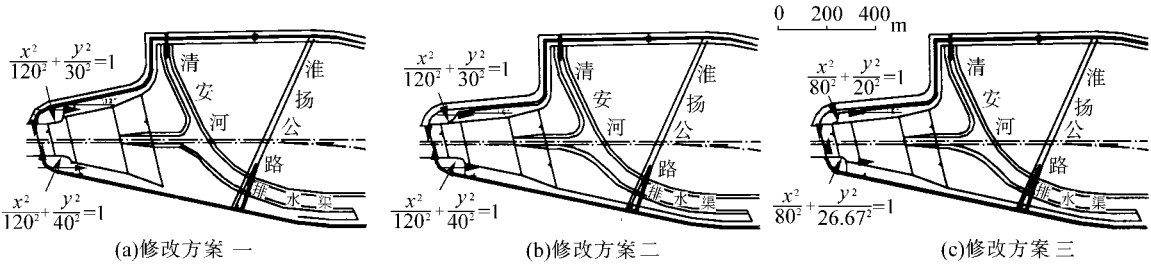


图 4 地涵下游连接段修改方案示意图

Fig.4 Sketch of the transient channel modifications

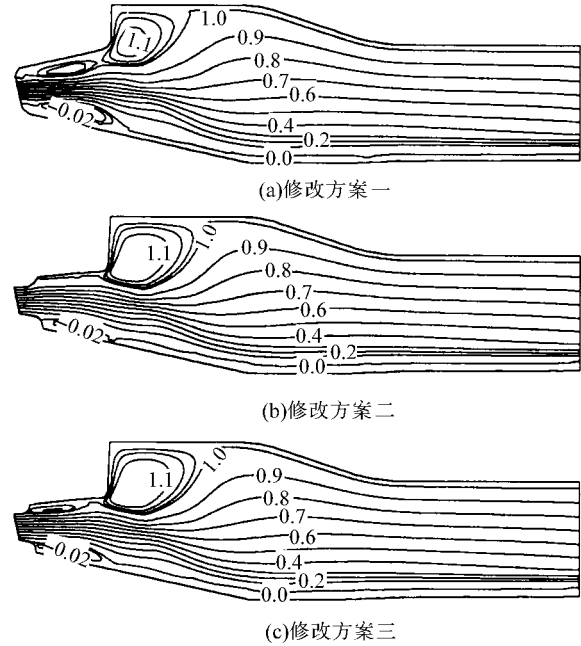


图 5 修改方案流场流线分布

Fig.5 Streamline distributions for modifications

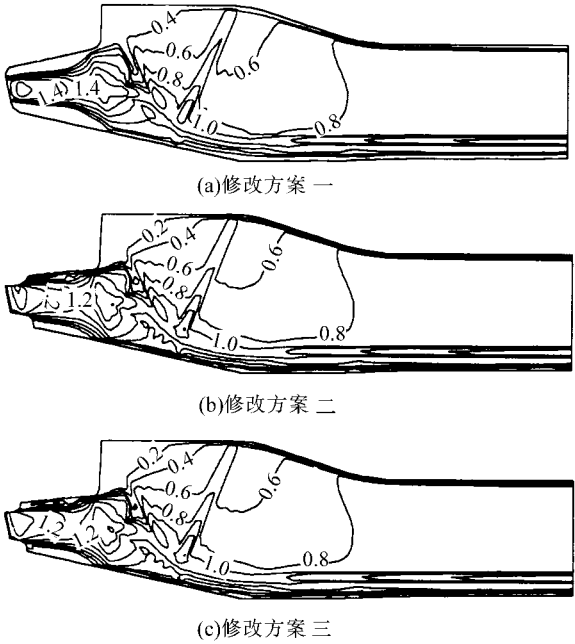


图 6 修改方案流场等流速线分布

Fig.6 Velocity fields for modifications

表 6 地涵下游各修改方案水流回流长度计算值

Table 6 Calculated recirculation lengths for modifications

		流 量/(m ³ ·s ⁻¹)				
位 置		m				
特征值		2890	2270	1500	1000	500
左侧翼墙	设计方案	396.6	378.3	361.1	360.2	373.8
	修改方案一	304.4	291.6	/	/	/
	修改方案二	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	修改方案三	221.3	220.4	225.2	57.2	133.0
右侧翼墙	设计方案	627.5	572.7	387.9	347.3	0.0
	修改方案一	372.8	350.8	/	/	/
	修改方案二	183.0	188.3	194.0	197.0	0.0
	修改方案三	327.3	317.9	286.7	272.0	241.9

有增大,但回流区流速在 0.2 m/s 以下,强度很弱,下游流态有较大改善.在地涵出口区,流速分布基本上与设计方案相同,但地涵出口至清安河之间滩地仍为高流速区.地涵出口处及排水渠内均出现超过起动流速的区域,且与设计方案相比,这些区域的面积还略有增加.因此修改方案二虽然改善了下游河道流态,但对下游河道出口处至清安河之间高流速区仍无法有效地改善,需对该区域采取保护措施.而对下游出口处采取消能措施,仅能保护消能设施附近较小区域的河床,对于水深达 10 m 以上的水域,其作用十分有限,因此对于下游高流速区域应采用浆砌石护面等保护措施,以提高床面的抗冲流速.

从水流流态看,修改方案二较好地解决了下游流态复杂的问题,但地涵出口两侧翼墙长度为 120 m,同设

计方案相比,增大了混凝土量,增加了工程造价。为降低工程造价,又提出了修改方案三,将两侧翼墙的长度缩短为 80 m,同时保持修改方案二中翼墙椭圆长、短轴的比例不变。与修改方案二相比,由于翼墙长度缩短,修改方案三左侧翼墙后的回流区重新出现,右侧回流区长度有所增长,但两侧的回流区基本上在下游大堤斜坡范围内,回流流速小于 0.2 m/s,对主流区的影响不大;左侧清安河进口处回流区也稍有增大,但回流区流速在 0.2 m/s 以下,强度很弱;在出口区流速分布基本上与设计方案的相同,在地涵出口至清安河之间的滩地仍为高流速区。

从 3 个修改方案的计算结果可见,由于受过流面积的限制,仅通过修改出口连接段形式无法减小地涵出口与清安河之间河道流速,该区域属高流速区,超过了起动流速值,可能会引起河床的冲刷,尤其是在出口处,最大流速达到 1.97 m/s,只能采用工程保护措施,提高河床抗冲流速。

表 4 和表 5 显示 3 个修改方案对于河道水位影响微弱,控制断面的水位和水面比降基本上与设计方案的相同。下游淮扬漫水公路在较小流量时存在较大的水位落差,随着泄流量的增大,这一落差随之减小。

从计算结果看,修改方案一流态与设计方案的相似,主要是缩短了右侧回流区,修改方案二和修改方案三则较好地解决了下游河道流态问题,比较修改方案二和修改方案三,除了回流长度不同外,其它水力特征值基本相同,但修改方案三的翼墙长度比修改方案二缩短了 40 m,节省了大量混凝土方量,降低了工程造价。因此对地涵下游河道的连接段推荐修改方案三。

5 结 论

通过对淮河入海水道淮安地涵枢纽河道水流的数学模型计算分析,可以得到:

- a. 采用平面二维水流数学模型计算与物理模型试验结果的验证表明,该数学模型具有较好的预测能力,可以满足工程方案比较的要求。
- b. 地涵下游连接段的设计方案导致下游河道流态复杂,主流偏右,产生了 3 个回流区,缩窄了主流,同时地涵进、出口附近均为高流速区,易引起河床冲刷。
- c. 对地涵下游 3 个修改方案进行比较表明,修改方案二和修改方案三较好地解决了下游流态复杂的问题,考虑到工程造价,将修改方案三作为下游连接段的推荐方案,即使左、右两侧翼墙以椭圆形式与下游堤防连接,其长轴均为 80 m,左翼短轴为 20.0 m,右翼短轴为 26.67 m,左侧扩散角由设计方案的 12° 缩小为 5° 。
- d. 地涵下游河道出口至桩号 28+320 之间区域属于高流速区,超过了河床质的起动流速,采取一般性的消能措施,无法满足大面积保护的要求;另外,小流量时,淮扬公路不过水,桥墩附近流速较大,也可能引起冲刷,因此应对上述区域采取相应的保护措施。

参考文献:

- [1] 丁道扬, Liu P F. 一种二维输运问题的低数值阻尼模拟方法[J]. 水利水运科学研究, 1989 (6) 35~52.
- [2] 吴时强, 丁道扬. 剖开算子法解具有自由表面的平面紊流速度场[J]. 水利水运科学研究, 1992 (3) 39~47.

Numerical Simulation of Transient Channel Flow for Huai 'an Culvert Project

WU Shi-qiang, WU Xiu-feng, ZHOU Hui

(Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210029, China)

Abstract A study on the lower transient channel flow for the Huai 'an culvert project on the flood way of the Huaihe River flowing into sea is carried out by use of a two-dimensional numerical flow model. It is found that the flow form is complex and there are some areas of high velocity at the transient channel, which result in local scour. Therefore, three modifications are compared for the selection of the optimal one. Through comparison of the flow and investment, an optimal one is recommended in which the flow is improved significantly. However, the high velocity area can not be avoided, for which some protective measures are suggested.

Key words flood way of Huaihe River flowing into sea; culvert project; channel flow; numerical model

砂土地基振冲处理效果的有限元评价

王 媛¹, 余湘娟¹, 陈晓静², 李星召³

(1. 河海大学土木工程学院, 江苏 南京 210098 2. 南京市水利规划设计院, 江苏 南京 210008;
3. 珠江水利委员会设计院, 广东 广州 510061)

摘要 采用动力有限元法进行振冲加固处理效果评价的难点在于计算参数不易确定, 本文结合国内一大型水利枢纽工程之土坝松砂地基的振冲处理问题, 在现场动力触探试验和现场剪切波检测试验的基础上, 建议了评价振冲处理后抗震效果的动力有限元分析及确定其计算参数的方法. 通过实际工程中的应用表明: 本文建议的由现场试验结果估算加固后砂土动力计算参数及采用有限元评价振冲加固松砂地基抗震效果的方法合理, 参数有依据, 可供其它工程参考使用.

关键词 砂土地基 动力有限元 振冲处理

中图分类号: TU472.3+1 文献标识码: A 文章编号: 1000-1980(2001)03-0033-04

振冲法是振动水冲法的简称, 常用来处理易液化饱和松砂地基, 以提高其抗震能力. 该法的基本原理是利用振冲器的振动和水冲使砂土液化、丧失抗剪强度, 然后在自重作用下压密. 振冲法于 30 年代在德国首次应用, 50 年代初应用于美国, 于 50 年代后期流传至日本, 并得到了成功的应用. 我国于 1978 年首次将该法应用于官厅水库土坝下游坝基细砂的加固^[1], 取得了良好的效果. 目前该项加固技术已广泛应用于工程的各个领域, 其处理后抗震效果如何是人们十分关心的问题, 因此, 如何对振冲法加固处理效果进行合理的评价是一个迫切需要解决而又十分重要的课题. 动力有限元法是动力计算分析的一种常用方法, 但采用动力有限元法进行振冲加固处理效果评价的困难在于振冲后砂土地基的计算参数不易确定, 本文结合国内一大型水利枢纽土坝坝基吹填砂的振冲处理工程, 在现场测试的基础上, 建议了评价振冲处理后抗震效果的动力有限元分析及确定其计算参数的方法.

1 振冲加固工程简介

飞来峡水利枢纽工程位于珠江流域北江干流中游的清远市境内, 是以防洪为主, 兼有航运、发电等多目标开发的综合性利用工程. 该工程属一等工程, 挡水建筑物为一级建筑物. 河床右侧采用土坝挡水, 土坝坝基为冲填砂层, 在工程二期围堰截流之后, 于截流戗堤与上游石碴堤之间, 地面以上、14 m 高程以下充填中粗砂. 为了防止基础的地震液化、保证坝基的稳定性, 减少大坝的沉陷, 对冲填砂及以下覆盖层进行振冲处理, 振冲深度为 20 m. 该工程采用 150 kW 振冲器和 75 kW 振冲器进行振冲施工, 桩的布置采用正三角形, 桩间距为 3 m(顺水流方向), 排距 2.6 m, 桩长 15 m, 于下游边缘线处布置加固护桩.

2 振冲处理的现场检测

为防止砂土地基地震液化, 要求振冲后的回填砂及其下覆盖层相对密度 $D_r \geq 75\%$. 动力触探方法是检测振冲前后砂基密实度的常用方法. 通过现场原位动力触探试验, 可测得动力触探击数 $N_{63.5}$. 根据抗震规范^[2]再判别砂土是否可能液化和推算砂土的相对密度是否达到设计要求. 现场动力触探试验由广东省科达水利电力岩土工程公司承担, 测得振冲前和振冲后的动力触探击数随深度的变化曲线如图 1 所示. 可以看出振冲效果很明显, 击数平均提高到 1.7 倍.

为更有效地检测振冲效果, 还采用地震剪切波测试的方法. 将实测得到的剪切波速 v_s 与根据勘察规