水 利 学 报
2004 年 2 月 SHUILI XUEBAO 第 2 期
文章编号：0559-9350 (2004) 02-0021-08

强潮河口上游建库引水后的再造床过程

陆永军，李浩麟

(南京水利科学研究院，南京 210029)

摘要：作者以鳌江河口为例，应用一、二维耦合潮流泥沙数学模型，研究了上游河道建库引水后河口的再造床过程。文中分析了该河口的水文、泥沙特性及河床演变规律；给出了数学模型的计算条件、关键问题的处理方法和验证计算结果；预测了建库引水后河口的水流和河床变化过程。研究表明：水库运用初期淤积发展很快，以后逐渐减小，直至建立新的平衡；淤积是自上而下发展的，且沿程分布不均匀，弯道段淤积厚度相对较小，位于两弯道的过渡段淤积厚度相对较大；淤积在断面上的分布也不均匀，泥沙淤积对河口地区的港口及航道水深有一定影响。

关键词：强潮河口； 潮流； 泥沙； 数学模型； 建库引水； 再造床

中图分类号：TV145 **文献标识码**：A

强潮河口平均潮差一般超过 4m，最大潮差可达 5m 以上，潮波变形剧烈，常有涌潮产生。浙江省的钱塘江、瓯江、飞云江、椒江、鳌江等河口均为强潮河口。国内外曾进行过较多由人类活动引起的河口冲淤变化研究，如：Allersma 和 Tilmans 回顾了非洲西部河口上游建库引起的演变过程[1]；Carriquiry 研究了美国 Colorado 河受人类活动引起的河口及其三角洲的水量及泥沙来量的变化[2]；Sanyal 和 Chatterjee 研究了印度 Houghly 河口的冲淤变化[3]；French 与 Clifford 从河口环境动力学出发，进行了水动力变化的二维模拟[4]。

随着城市化进程的加快，城市水资源愈来愈紧张，位于河口区域的城市常在河口上游修建水库和引水工程，拦截径流并加以利用，从而改变了河口地区水动力泥沙的平衡状态。在重建平衡的过程中，河口潮差、潮量的变化及再造床过程对河口地区的水利、航运、环境等可能产生一定影响。为此，在工程实施以前，需要对其动态的变化过程进行预测，为决策部门提供科学依据。

在河口上游建库引水或在潮流界、潮区界内建闸蓄淡，由于减少了河口段的径流和纳潮量并使河口潮波反射加剧，都会引起下游河道的淤积。椒江河口近 30 年的演变就是一个典型例子 [5]。为预测上游建库后引起河口的动态变化过程，常采用潮流泥沙数学模型，河口段宜采用二维模型，上游河段可采用一维模型，二者联合运算，即采用一、二维耦合潮流泥沙数学模型。本文以鳌江河口为例，在分析河口水文、泥沙特性及河床演变规律基础上，应用一、二维耦合潮流泥沙模型，研究了上游建库引水后河口的再造床过程。

1 鳌江河口水文、泥沙特性

鳌江发源于南雁山脉，经顺溪、水头于鳌江镇下游 13km 处的扬屿山—琵琶山注入东海（图 1），全长 82km，是浙江省八大独流入海的重要水系之一。

收稿日期：2002-10-09
基金项目：国家自然科学基金资助项目(50379027)
作者简介：陆永军(1964-)，男，江苏南通人，教授级高级工程师，主要从事泥沙及河流动力学研究。

1.1 径流 鳌江河口属山溪性河口，中、上游河床坡度陡峻，下游平均坡度约为 0.017%，感潮河段长约 46km。据上游埭头水文站资料统计，干流多年平均径流量为 16.33m³/s，平均径流总量为 5l 亿 m³，最大

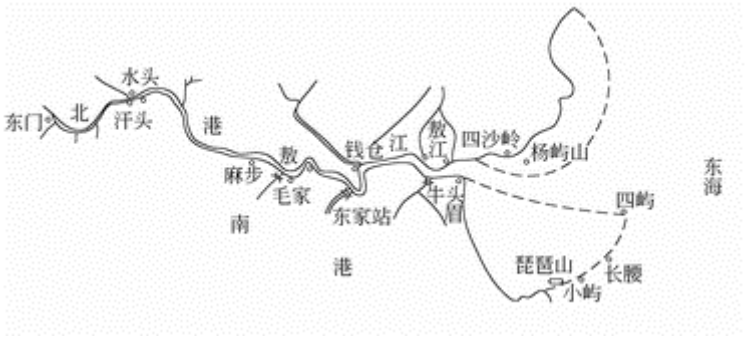

图 1 鳌江河口示意

洪峰流量为 3400m³/s，流量年内分配极不均匀，汛期 5～9 月下泄径流量占全年的 70%左右，非汛期流量一般为 3～6m³/s，下泄流量超过 100m³/s 的频率＜3%。在感潮河段的麻步以下，有支流南港水系注入，南港年平均径流量为 5m³/s，占干流径流量的 28%，同期洪峰流量为干流的 45% [6, 7]。

1.2 潮汐 鳌江河口是浙江省的强潮河口之一，潮汐为不规则半日潮。在河口琵琶山河宽达 10km，至鳌江镇河宽仅 280m，是典型的喇叭型河口，潮波变形比较剧烈，在钱仓一带有涌潮产生。位于鳌江口的鳌江潮位站实测最低潮位-0.44m（吴淞，下同），最高潮位 6.70m，多年平均高潮位 4.34m，平均低潮位 0.16m，平均潮差 4.18m，最大潮差 6.41m。麻步以上河床迅速抬高，阻力加大，潮流上溯受阻，潮差迅速减小，占家埠潮差不足 1m，潮区界在占家埠以上的水头附近。潮流界随径流量大小而上下变动，枯水大潮可达占家埠，洪水时，鳌江站常无涨潮流。河口段涨落潮流速受上游径流量影响很大。枯水期上游下泄径流量很小，河口区涨潮流速大于落潮流速，涨落潮流速比大于 1；汛期上游径流量增大，涨潮流历时缩短，流速减小，落潮流历时延长，流速增大，涨落潮流速比值减小。

1.3 泥沙 鳌江上游流域来沙量不多，据统计干流埭头站多年平均含沙量为 0.12kg/m³，多年平均输沙量为 8.17 万 t，悬沙中值粒径为 0.028mm [6, 7]。海域来沙甚为丰富，枯水期鳌江站涨落潮平均含沙量可达 6～8 kg/m³。鳌江口外存在大片浅滩，在潮汐和风浪作用下，为河口地区提供了丰富的泥沙来源。据 1996 年 5 月观测，鳌江站至口门河段悬沙平均粒径为 0.003mm，底沙平均粒径为 0.0058mm，属粉沙质淤泥。

2 河口段河床演变

1971～1981 年钱仓至鳌江口门河段低水河床断面有冲有淤，淤积主要在鳌江港以下河段，而冲刷主要在鳌江港以上河段，全河段累计泥沙淤积量为 27 万 m³；1981 年至 1986 年除龙江港区发生局部河床冲刷外，全河段低水河床断面均发生较严重的泥沙淤积，全河段累计泥沙淤积量为 66 万 m³。1971～1986 年鳌江口淤积的主要原因为：(1)上游建库，下泄径流量减小。南港水系上游的吴家园水库和桥墩水库分别在 1962 和 1972 年建成蓄水，拦截了南港水系下泄的径流量，减少径流量约占干流的 28%；(2)支流建闸，纳潮量减少。为防咸蓄淡，南港支流相继建挡潮闸，减少了南港支流的纳潮量，使河口区进潮量显著减少，减少约 26%，河口断面大小与进潮量成正比关系，河口进潮量的大幅度减小必然引起河口河床断面的普遍淤积；(3)潮波变形加剧，鳌江站 1960 年涨潮历时为 4h30min，1987 年为 3h40min～4h00min，落潮历时延长至 8h～9h，潮波变形减小了落潮流速，涨潮期带进的泥沙在落潮期不能被带出，枯水期河口处于泥沙淤积状态 [6, 7]。

1986～1996 年鳌江水系来水量偏丰[6, 7]，加上鳌江港局部整治工程（丁坝）作用，使得钱仓至鳌江港主槽及弯道凹岸冲刷，凸岸淤积（图 2）；但龙江港以下河段仍呈淤积态势，各河段冲淤量及冲淤厚度见表 1。

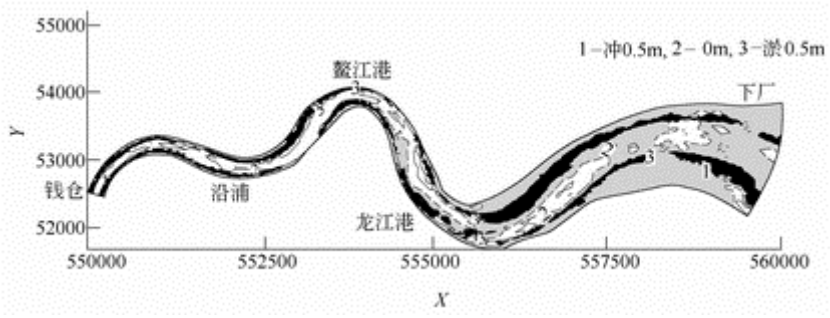

图 2 鳌江河口段 1986～1996 年冲淤部位

表 1 钱仓～口门河段 1986～1996 年冲淤情况表（+：淤积，-：冲刷）

河段	钱仓～鳌江港	鳌江港～龙江港	龙江港～口门	钱仓～门口
间距/km	3.98	2.67	5.19	11.84
冲淤河宽/m	188.82	265.27	349.72	274.63
冲淤量/万 m^3	-27.19	-14.07	62.15	20.89
冲淤厚度/m	-0.36	-0.20	0.34	0.06

3 一、二维耦合潮流泥沙数学模型及其验证

一、二维耦合潮流泥沙数学模型的控制方程及数值解法详见文献［8］。

3.1 初始条件、边界条件及动边界技术

3.1.1 初始条件 一维模型给定沿程水位、流量和含沙量初值

$$H(x)|_{t=0}=H_0(x),\ Q(x)|_{t=0}=Q_0(x),\ S(x)|_{t=0}=S_0(x)。$$

二维模型给定各计算网格点上水位、流速和含沙量初值

$$H(\xi,\eta)|_{t=0}=H_0(\xi,\eta),\ u(\xi,\eta)|_{t=0}=u_0(\xi,\eta),$$

$$v(\xi,\eta)|_{t=0}=v_0(\xi,\eta),\ S(\xi,\eta)|_{t=0}=S_0(\xi,\eta)。$$

3.1.2 一维模型边界条件 一维模型的上游控制边界为潮区界的水头水文站，可给定流量过程线及含沙量过程线

$$Q|_{x=1}=Q(t),\ S|_{x=1}=S(t)。$$

3.1.3 二维模型边界条件 二维模型下游开边界位于口外的长腰，给定潮位过程线及含沙量过程线

$$H|_{C3}=H(t),\ S|_{C3}=S(t)。$$

3.1.4 一、二维耦合边界条件 一、二维模型交界位于钱仓一带，其边界上应满足水位、流量及沙量相等的条件，即

$H|_{C1}=H|_{C2}$，$Q|_{C1}=\sum u_i h_i \Delta \xi_i|_{C2}$，$QS|_{C1}=\sum u_i h_i \Delta \xi_i S_i|_{C2}$。

这里，C1 为一、二维模型交界处的一维模型边界；C2 为一、二维模型交界处的二维模型边界。

3.2 几个关键问题的处理

3.2.1 床沙粒径及沉速 河口悬沙粒径比较细，受盐度影响产生絮凝，沉速与紊动强度、含沙量、含盐度等因素有关。鳌江口床沙中值粒径为 0.0058mm，据分析计算，絮凝后的沉速约为 0.05cm/s[7]。

3.2.2 底床冲淤判别条件 采用含沙量 S 与挟沙能力 S* 对比的判别条件，即当 $S>S^*$，底床淤积；当 $S\le S^*$，且 $V\ge V_c$，底床冲刷；当 $S\le S$，且 $V<V_c$，底床不冲不淤。泥沙扬动流速 V_c 采用窦国仁公式[9, 10]

$$V_c = k'\left(\ln 11\frac{h}{\Delta}\right)\left(\frac{d'}{d_*}\right)^{1/6}\sqrt{3.6\frac{\rho_s-\rho}{\rho}gd+\left(\frac{\gamma_0}{\Delta\gamma_{0*}}\right)^{5/2}\frac{\varepsilon_0+gh\delta(\delta/d)^{1/2}}{d}} \tag{1}$$

式中：$k'=0.41$；h 为水深；d 为床沙中值粒径；Δ 为床面糙率高度，在此取 Δ＝1.0mm；$d'=0.5$mm；$d_*=10$mm；ρ 和 ρ_s 分别为水和泥沙的密度；g 为重力加速度；γ_0 为床面泥沙干容重，按 $\gamma_0=1750d0.183$ 计算；ϕ_{0*} 为泥沙颗粒的稳定干容重；ε_0 为综合粘结力参数，对于一般泥沙 $\varepsilon_0=1.75\text{cm}^3/\text{s}^2$；薄膜水厚度参数 δ＝$2.31\times10^{-5}$cm。

3.2.3 水流挟沙能力 根据实测含沙量与水力因子间的回归关系得到鳌江口的水流挟沙能力公式[7]

$$S^*=2.4805\exp[3.1974(u^2+v^2)/h] \tag{2}$$

由式(2)可见，该河口挟沙能力与水流的 Froude 数有关，这与瓯江[12, 13]、钱塘江[11]、甬江[16]河口的挟沙能力与水力因子的关系是相近的。

3.2.4 床沙的稳定干容重 采用窦国仁公式[9]，即

$$\gamma_{0*}=0.68\gamma_s(d/d_0)^n \tag{3}$$

式中：$d_0=1.0$mm，n 与细颗粒含量有密切关系，$n=0.080+0.014(d_{50}/d_{25})$，$d_{25}$ 为泥沙级配中有 25%的颗粒小于此粒径。

3.3 模型验证 有关一维模型的验证详见文献[7]，本文主要阐述二维模型的验证情况。

3.3.1 计算范围及网格生成 一维模型从潮区界水头至岱头全长约 33.0km。二维模型从钱仓至口外长腰全长约 22.3km。采用 1986 年 11 月实测的 1/5000、1996 年实测的 1/5000 及口外的 1/20000 地形图。沿潮流方向布置 192 个网格，与潮流基本垂直的方向布置 41 个网格，经正交曲线计算，形成正交曲线网格。除个别点外，网格交角为 88°～92°。网格间距沿潮流方向为 80～120m，垂直潮流方向为 20～100m，其中钱仓至口门河段网格相对较密，而口外则相对稀疏些(图 3)。计算时间步长为 10s。

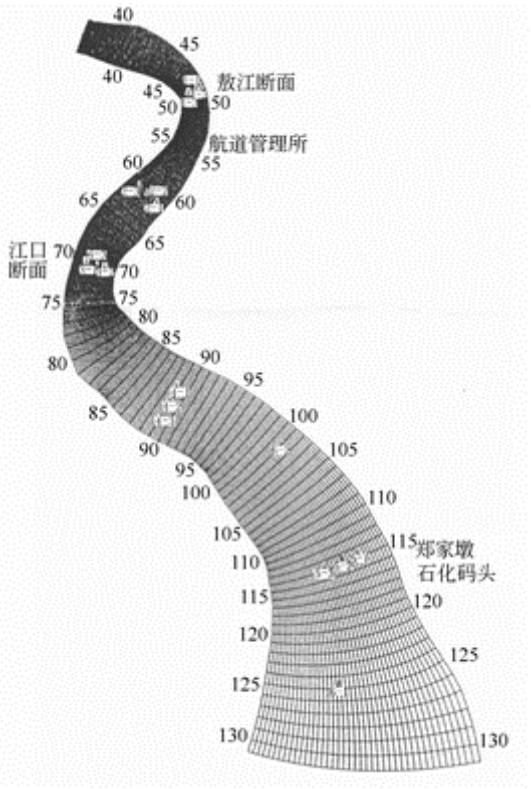

图 3 二维模型部分计算域网格及测站位置

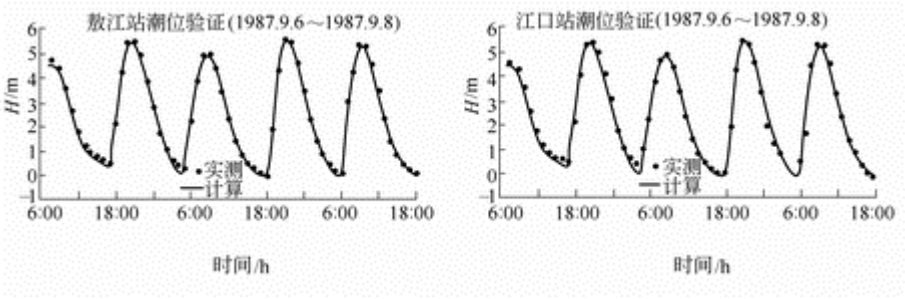

图 4 潮位过程验证

3.3.2 潮流验证 1987 年 9 月 6～8 日及 1996 年 5 月 18～22 日分别对鳌江进行了全潮水文观测，为二维模型提供了丰富的验证资料，1987 年潮位观测站为鳌江、龙江及郑家墩，潮流速及流量观测垂线主要是鳌江断面的 C.S.1-1、1-2、1-3 及江口断面的 C.S.3-1、3-2、3-3。1996 年潮位观测站为鳌江、航道管理所、江口及石化码头，潮流速及流量观测垂线为鳌江 C.S.1-1、1-2、1-3，位于鳌江与龙江之间的过渡段 CS2-1、2-2、2-3，江口断面 C.S.3-l、3-2、3-3，龙江与下厂间过渡段断面 C.S.4-1、4-2、4-3，石化码头断面 C.S.5-1、5-2、5-3 及沿河道纵向的 C.S.6-1、6-2、6-3。各观测站位置示于图 3。图 4 给出了鳌江站、江口站 1987 年 9 月 6～8 日共 60h 的大潮潮位过程验证结果。由图可见，除个别点外，计算潮位与实测潮位吻合很好，一般误差小于 0.1m。图 5 给出了鳌江断面 9 月 6 日 8：00～9 月 7 日 8：00 及江口断面 9 月 7 日 18：00～9 月 8 日 18：00 潮流量验证结果。由图可见，计算的断面潮流量及相位与实测值吻合很好，误差小于 10%；与鳌江断面流量相应的 1#、2#及 3#垂线流速过程计算值与实测值吻合较好[7]，与江口断面流量相应的 1#、2#及 3#垂线流速过程计算值与实测值也吻合较好[7]。

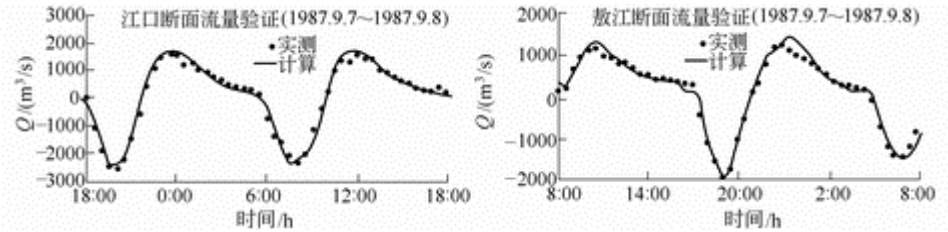

图 5 断面流量过程验证

3.3.3 鳌江港至龙港镇河段河床变形验证 1988 年温州航管处根据南科院数模计算成果[6]，在鳌江凸岸顶点上游一侧修筑了两条挑流丁坝，坝顶高程为吴淞基面以上 2m，目的在于将主流挑向鳌江港码头前沿，冲刷港区淤沙。工程实施后，恰逢 1989 及 1990 年上游连续两个丰水年，鳌江港区冲刷效果较好，这为本文提供了很好的河床变形验证资料。

(1)水沙过程概化及代表潮型选取 将鳌江上游北港 1989、1990 年流量过程概化[7]，口门采用经过验证的 1987 年实测大中潮过程作为代表潮型，上游流量主要考虑了 Q＝5、10、20、100、200、300 及 800m³/s，这些流量级基本上概括了 1989 及 1990 年的来水过程。

(2)鳌江港整治前后流速变化 图 6 给出了鳌江港整治前后落急流速变化等值线，相应潮位为 1.82m。可见，鳌江港弯道凸岸的两条丁坝，使港区落急时流速增加了 0.06～0.12m/s，最大点流速

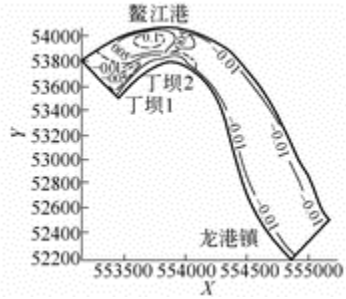

图 6 鳌江港整治前后落急流速变化等值线（单位：m/s）（潮位：2.14m）

增加值为 0.14m/s，该点位于两丁坝中间的丁坝压缩断面。涨急时流速增加了 0.05～0.10m/s [7]。整治后港区流速增加为港区河床冲刷提供了动力条件。

(3)鳌江港区至龙江镇河段河床变形验证　图 7 给出了计算与实测鳌江港区至龙江镇河段 1988～1990 年河床冲淤分布。可见，计算与实测的冲淤部位比较接近。计算表明，鳌江港区冲刷幅度为 0.5～1.0m，丁坝压缩断面冲刷超过 1.0m，在弯道凸岸下游一侧形成一淤积区，迫使鳌江港至龙江弯道过渡段流速增加，从而使过渡段也有 0.2～0.5m 的冲刷，冲刷下来的泥沙在龙江港河段淤积。

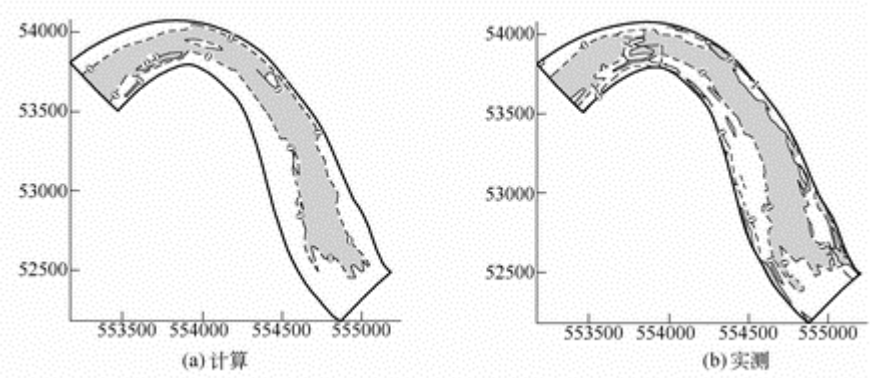

图 7　鳌江港区至龙江港河段 1988～1990 年河床冲淤分布

4　建库引水后河口淤积过程预测

根据鳌江流域综合规划，鳌江上游将建顺溪、南雁等水库，一般中水年平均引水量约占上游年平均径流量的 30%。

4.1 计算条件　以 1996 年实测地形作为起始地形，上游采用经过验证的 1989～1990 年水文系列 [7]，建库后，中洪水时流量减小 30%，口门采用 1987 年中大潮过程，连续进行计算，直至计算出建库后 4 年、8 年、12 年、16 年、20 年的下游河道河床变形过程。

4.2 各河段的淤积量和平均淤积厚度　图 9 给出了水头至口门各分河段淤积量随时间的变化过程，图 10 给出了各分河段平均淤积厚度随时间的变化过程。由图可见：

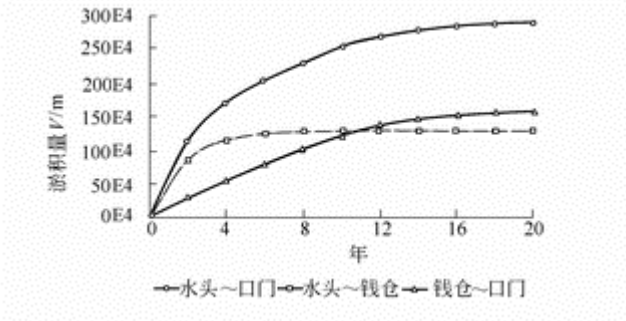

图 8　各河段淤积量随时间的变化

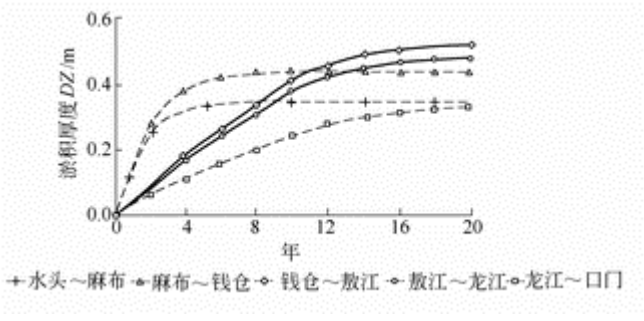

图 9　各河段平均淤积厚度随时间的变化

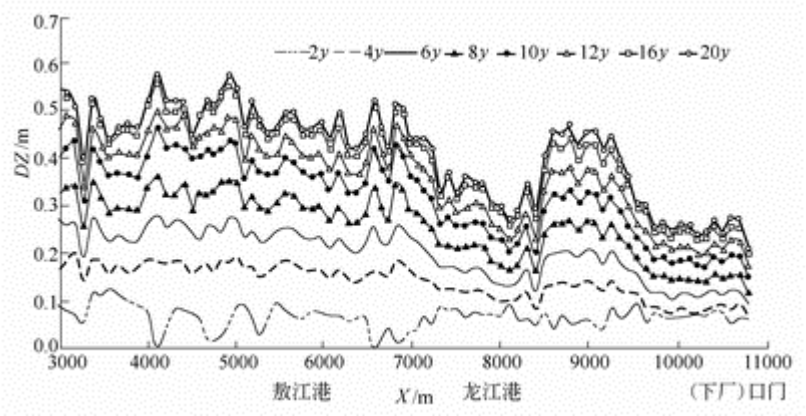

图 10 各年淤积厚度沿程变化

(1)水库运用 6～8 年后水头至钱仓河段淤积趋于平衡，其中水头～麻步河段淤积了 28.12 万 m^3，平均淤厚 0.35m；麻步～钱仓淤积了 103.71 万 m^3，平均淤厚 0.44m。(2) 水库运用 16 年后钱仓至口门河段淤积趋于平衡（图 9)。其中，钱仓至鳌江约 4.3km 河段淤积了 47.18 万 m^3，平均淤厚 0.51m；鳌江港至龙江港约 3.2km 河段淤积了 48.03 万 m^3，平均淤厚 0.47m；龙江港至口门约 3.4km 河段淤积了 59.68 万 m^3，平均淤厚 0.32m。龙江港～口门段淤积量比钱仓～鳌江港及鳌江港～龙江港河段的淤积量大一些，但由于河宽相对较宽，其淤积厚度要小于龙江港以上河段。(3) 从河床的平均淤积厚度看，淤积较为严重的地段为中间段即麻步～龙江港河段，究其原因，麻步以上河段河床为窄深型，虽受径流作用较大，但从上游来的泥沙很少；龙江港以下河段主要受潮流控制，中洪水流量减少 30%对其影响是一个缓慢变化的过程；麻步～龙江港的中间段，随涨潮流带进的大量泥沙，一部分靠落潮流带出，还有一部分靠上游洪水冲刷，现在洪水作用减弱了 30%，自然淤积得要多一些。(4) 沿浦以下河段沿程淤积厚度也不是均匀的，位于龙江港弯道河段，淤积厚度相对要小些，约 0.3～0.4m，而位于两弯道间过渡段淤积得要多些（图 10)。这主要是弯曲河段挟沙能力要大于顺直河段的原故。

4.3 鳌江港～龙江港河段淤积的平面分布 计算的鳌江港～龙江港河段引水 10 年、20 年的淤积分布表明（图 11）[7]，引水 10 年，鳌江港～龙江港河段大部分区域淤积厚度为 0.3～0.6m，仅小部分区域淤积厚度小于 0.3m；至引水 20 年，鳌江港区、鳌江弯道凸岸下游一侧及龙江港区淤积厚度均超过 0.6m，其它地段淤积厚度介于 0.3～0.6m 之间。

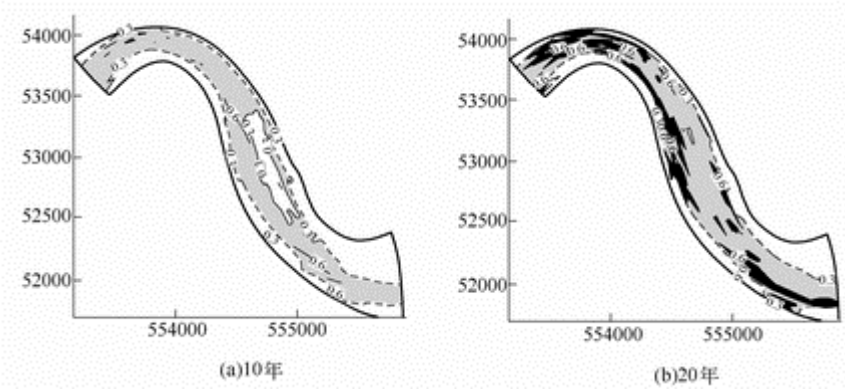

图 11 鳌江港～龙江港河段引水 10 年、20 年的淤积分布

5 结 语

(1)鳌江口是典型的强潮河口，平均潮差 4.18m，最大潮差 6.41m。上游径流含沙量小仅为 0.12kg/m^3，海域来沙甚为丰富，平均含沙量可达 6～8kg/m^3，河底床沙为粉沙质淤泥。(2) 强潮河口上游建库引水或在潮流界、潮区界建闸，由于径流减少和潮波反射加剧，都会引起下游河道的淤积。河床淤积后断面减小，引起潮差、潮量减小，又反馈于河床，使河床进一步淤积。如此自上而下，直至河床达到新的动态平衡。这一过程的快慢随引水量的多寡与泥沙来源多少有所不同。(3) 本文给出了河口一、二维耦合潮流泥沙数学模型的初始条件、边界条件及动边界技术，对河口泥沙计算中的几个关键问题提出了处理方法，包括悬沙粒径与沉速、河床冲淤判别条件及潮汐水流挟沙能力。一维模型采用特征线差分法，二维模型采用贴体正交曲线坐标系下的控制体积法求解，较好地模拟了鳌江河口水流及泥沙运动。(4)验证计算表明，计算的潮位、流速及断面流量在数值与相位上与实测吻合很好。水位误差小于 0.1m，流速误差小于 10%。二维模型较好地模拟了弯道的流场，即主流紧贴凹岸，凹岸一侧流速大于凸岸；并模拟了整治工程作用下的水流结构，即丁坝坝田区及丁坝下游的回流现象。计算的 1988～1990 年鳌江港整治的河床冲淤部位及厚度与实测值吻合较好。(5) 规划中的鳌江上游南雁水库建成后，引走径流 30%的中洪水量，势必引起下游河道的淤积。计算结果表明，水库引水运用 6～8 年后，位于潮区界的水头～钱仓河段淤积趋于平衡；水库引水运用 16 年后，钱仓以下河段淤积趋于平衡。上游建库引水引起的下游河床淤积，对下游港口及航道产生了一定程度的影响，尤其是港区水深减小将直接影响船舶进港作业。

致谢：参加研究的还有董壮、郝嘉凌二位博士生，特此致谢。

参考文献：

[1] Allersma Egge, Tilmans, Wiel M K.Coastal conditions in West Africa a review［J］.Ocean and Coastal Management, 1993,19(3):199-240.

[2] Carriquiry J D,Sanchez A.Sedimentation in the Colorado River delta and Upper Gulf of California after nearly a century of discharge loss［J］.Marine Geology,1999,158 1-4:125-145.

[3] Sanyal T,Chatterjee A K,Mandal G C.Erosion deposition in Hooghly estuary［J］.Defence Science Journal,2000,50(3): 335-339.

[4] French J R,Clifford N J.Hydrodynamic modelling as a basis for explaining estuarine environmental dynamics:some computational and methodological issues［J］.Hydrological Processes John Wiley & Sons Ltd.2000,14 11:2089-2108.

[5] 韩曾萃，符宁平，徐有成.河口河相关系及其受人类活动的影响［J］.水利水运工程学报，2001(1)：30-37.

[6] 李浩麟.鳌江港淤积及治理措施研究［J］.海洋工程，1992(2)：51-62.

[7] 陆永军，李浩麟.鳌江河口一、二维耦合潮流泥沙数学模型研究［R］.南京：南京水利科学研究院，2000，9.

[8] 陆永军，李浩麟.山溪性强潮河口一、二维耦合潮流泥沙数学模型［A］.见：第十届中国海洋工程学术讨论会论文集［C］.北京：海洋出版社，2001，10：26-34.

[9] 窦国仁.再论泥沙的起动流速［J］. 泥沙研究，1999(6)：1-9.

[10] DOU Guoren.Incipient Motion of Sediment Under Currents［J］.China Ocean Engineering,2000,14(4):391-406.

[11] 林秉南，黄菊卿，李新春.钱塘江河口潮流输沙数学模型［J］.泥沙研究，1981，(2)：

[12] LU Yongjun,LI Haolin,DONG Zhuang,LU Jianyu, HAO Jialing.2D Tidal Current and Sediment Mathematical Model

for Oujiang Estuary and Wenzhou Bay［J］.China Ocean Engineering,2002,16(1):107-122.

［13］ 陆建宇，陆永军，李浩麟.瓯江河口挟沙能力初步研究［J］.海洋工程，2002，20(1)：46-51.

［14］ 陆永军.支流河口水沙运动的二维数学模型研究［J］.水利学报，1998，(10)：60-68.

［15］ 陆永军，刘建民.荆江重点浅滩整治二维动床数学模型研究［J］.泥沙研究，1998(1)：37-51.

［16］ 陆永军，袁美琦.潮汐河口二维动床紊流模型［J］.水科学进展，1998，9(2)：151-158.

Fluvial process of establishing new equilibrium in river section upstream of strong tide estuary due to constructed reservoirs

LU Yong jun, LI Hao lin
(Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210029，China)

Abstract： The fluvial process of establishing new equilibrium in river section upstream of Aojiang River estuary due to constructed reservoir is studied by means of 1-D tidal flow sediment mathematical model coupling with 2-D model.The characteristics of hydrology,sediment transport and fluvial process are analyzed.The calculation condition, the techniques for solving some key problems and verification of computation results are presented.The flow and fluvial process are predicted.It is found that the aggradation develops rapidly in the early stage after construction of reservoirs and it tends to degrade afterward until a new equilibrium is established.The aggradation process develops from upstream to downstream and the thickness of deposition at the river bend is smaller than the transition section between two bends.The water depth of navigation at the port will be affected by the sediment deposition.

Key words：strong tide estuary；tide flow；sediment; mathematical model; diversion from reservoir; fluvial process; establishment of new equilibrium