

DOI :10.3880/j.issn.1006-7647.2008.05.007

# 桩墩壅水数值计算方法

张 玮<sup>1,2</sup>,解鸣晓<sup>1</sup>

(1. 河海大学海洋学院,江苏 南京 210098 ; 2. 四川大学水力学与山区河流开发保护国家重点实验室,四川 成都 610065)

**摘要** 利用已有的物理模型试验成果,建立平面二维水动力数值模型,对桩墩的壅水进行计算,探讨几种紊动黏性取值方式对壅水计算的影响。研究结果表明 桩墩壅水的计算值与实测值吻合较好,验证了数学模型的合理性 利用选取常量、控制计算单元 Peclet 数以及应用 Smagorinsky 方程等 3 种紊动黏性取值方式均可以成功地进行壅水计算,其中以 Smagorinsky 方法最优。

**关键词** 桩墩壅水 数学模型 数值计算方法 紊动黏性系数 Peclet 数 Smagorinsky 方程

**中图分类号** :TV135 ;U443.22 **文献标识码** :A **文章编号** :1006-7647(2008)05-0025-04

**Numerical calculation method for backwater effects caused by bridge piers**//ZHANG Wei<sup>1,2</sup>, XIE Ming-xiao<sup>1</sup> (1. College of Ocean, Hohai University, Nanjing 210098, China ; 2. State Key Laboratory of Hydraulics and Mountain River Engineering, Sichuan University, Chengdu 610065, China)

**Abstract** : In combination with existing model experiments, a 2-D hydrodynamic numerical model was established to calculate backwater effects caused by bridge piers, and the effect of several eddy-viscosity determination approaches on backwater calculation was discussed. The results show that the calculated value is in good accordance with field data, and therefore the numerical model is applicable in practice. It is also concluded that three approaches to determination of eddy-viscosity, i. e. using the constant eddy-viscosity coefficient, controlling the element Peclet number, and adopting the Smagorinsky equation, could be used in the numerical model, with the Smagrinsky method being the recommended one.

**Key words** : backwater caused by bridge pier ; numerical model ; numerical calculation method ; eddy-viscosity coefficient ; Peclet number ; Smagorinsky equation

在以往有关桩墩壅水的研究工作中,主要使用理论推导<sup>[1-2]</sup>、原型观测<sup>[3]</sup>以及模型试验<sup>[4]</sup>3种方法。近年来,随着计算机软硬件水平的提高,数值模拟方法显示出诸多优点,如可以模拟复杂水流和地形边界等,在工程中得到一定应用<sup>[5-10]</sup>,并逐渐成为桩墩壅水研究的重要手段之一。笔者在文献[10]中建立了数值水槽,采用有限单元法和三角形网格精确描述桩墩形状,并探讨了单排多个桩墩影响下的水流变化规律。

然而,采用数值方法计算壅水时往往存在2个主要问题:①如何判断计算结果的合理性,由于实际工程中往往缺乏实测壅水资料,故计算结果的合理性有待检验;②如何选择模型中的计算参数,特别是紊动黏性系数 $E$ 的取值目前尚无一定的参考标准<sup>[10]</sup>。文献[10]中经分析得到上游壅水值对紊动黏性系数取值十分敏感的结果。本文拟利用已有的

物理模型试验成果,建立平面二维水动力数值模型,借助实测数据对数学模型进行验证,并就紊动黏性系数的不同取值方式进行讨论。

## 1 物理模型试验简介

为了充分评价和研究桥墩壅水的物理特性并为工程计算提供依据,美国联邦公路管理局联合 Texas 大学交通研究中心于 2001 年 10 月实施了 1 次室外水槽模型试验<sup>[11]</sup>。模型试验在 Texas 大学的 Austin 分校进行,水槽长 33.5 m(110 ft)、宽 1.52 m(5 ft)、高 0.81 m(2.6 ft),为矩形断面,槽底水平。在距上游入口 24.38 m(80 ft)处,设置 1 个可移动的圆形桩墩,直径 8.9 cm(3.5 in),模型的平面布置见图 1。试验水槽的槽底和边壁均为混凝土板,桩墩采用 PVC 管,并用水泥砂浆抹面。由于模型布置在户外,为了使风的影响降到最低,整个水槽上方采用玻璃纤维网

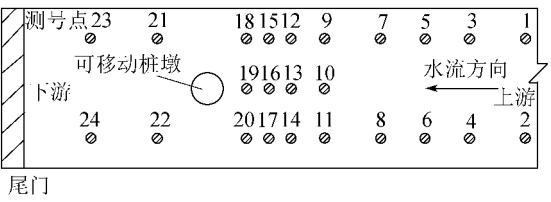


图 1 模型水槽及测点布置示意图

覆盖。试验中使用 4 个水泵提供多级上游流量,并利用尾门控制下游水位。

为了比较工程前后的水位变化,模型中共设置了 10 个横断面,布置 24 个测点对工程前后的水位进行测量,测点位置见图 1。每个测点的毕托管均通过塑料软管与倾斜率 1:5 的压力计相连进行读数。试验中对设置和不设置桩墩的情况分别进行水位测量,并反复 3 组,上游流量  $Q = 0.5773 \text{ m}^3/\text{s}$  (为平均值),试验结果见图 2。试验结果表明,水位变化值一般不足毫米,由于测量误差,水位变化值带有一定的随机性,但整体变化规律十分清晰,可以作为数学模型验证的依据。

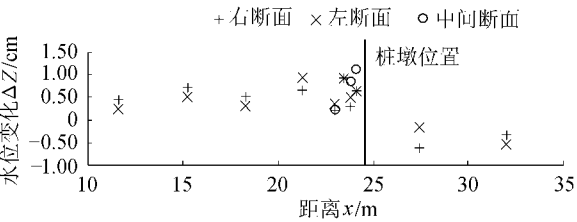


图 2 不同纵断面实测水位变化值

## 2 水槽数学模型的建立

### 2.1 控制方程与求解

天然河道往往河宽水浅,流速、加速度等沿垂直方向上的变化相对于平面其他 2 个方向要小得多,故略去这些量沿垂向的变化,将三维 Navier-Stokes 方程沿水深积分,得到如下方程组<sup>[12]</sup>。其中方程(1)为水流连续方程,方程(2)和(3)为动量方程。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + h \left( \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} \right) + u \frac{\partial h}{\partial x} + v \frac{\partial h}{\partial y} = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + g \left( \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial Z_b}{\partial x} \right) - \frac{E_{xx}}{\rho} \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} - \frac{E_{xy}}{\rho} \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \frac{gu}{c^2 h} \sqrt{u^2 + v^2} = 0 \quad (2)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + g \left( \frac{\partial h}{\partial y} + \frac{\partial Z_b}{\partial y} \right) - \frac{E_{yx}}{\rho} \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} - \frac{E_{yy}}{\rho} \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} + \frac{gv}{c^2 h} \sqrt{u^2 + v^2} = 0 \quad (3)$$

式中:  $u$  和  $v$  分别为  $x$  和  $y$  方向的流速,  $\text{m/s}$ ;  $t$  为时间,  $\text{s}$ ;  $g$  为重力加速度,  $\text{m/s}^2$ ;  $h$  为水深,  $\text{m}$ ;  $Z_b$  为河床底面高程,  $\text{m}$ ;  $\rho$  为水的密度,  $\text{kg/m}^3$ ;  $c$  为 Chezy 系

数,计算时采用曼宁公式进行转换<sup>[13-14]</sup>;  $E_{xx}$ ,  $E_{xy}$ ,  $E_{yx}$ ,  $E_{yy}$  分别为各方向的紊动黏性系数,  $\text{Pa} \cdot \text{s}$ 。

时间离散采用有限差分法,空间离散采用有限单元法,离散区域内采用 6 节点三角形等参单元,求解方式见文献<sup>[10]</sup>。

### 2.2 模型范围和网格尺度

按照物理模型建立数值计算水槽,槽长 33.5 m、宽 1.52 m,槽底水平,桩墩设置在距上游入口 24.38 m 处,其直径为 0.089 m;单元剖分采用三角形无结构网格,将桩墩作为不透水区域处理,为了精确模拟桩墩形状,在桩墩附近逐渐加密网格。模型范围内网格节点总数为 10709,单元总数为 5127,其中最大单元尺寸 0.2 m,最小单元尺寸 0.017 m。

### 2.3 计算参数和边界条件

数值计算的参数和边界条件直接影响到计算结果。在数值试验中,曼宁糙率、紊动黏性系数和下游水位均为未知量,根据文献<sup>[10]</sup>,曼宁糙率  $n$  对工程前后水位变化值不敏感,并且经分析,紊动黏性系数取值对矩形水槽内单向水流动态影响甚微,故可采用拟合工程前水位的方式对以上参数进行率定,试算中取上游流量  $Q = 0.5773 \text{ m}^3/\text{s}$ ,计算时采用非恒定方法逼近恒定流,时间步长  $\Delta t = 1.0 \text{ h}$ 。经反复试算,最后确定下游水位  $Z = 0.30 \text{ m}$ ,曼宁糙率  $n = 0.020$ ,计算结果见图 3。从图 3 中看出,计算值和实测值吻合较好,可认为模型参数选择较为合理。

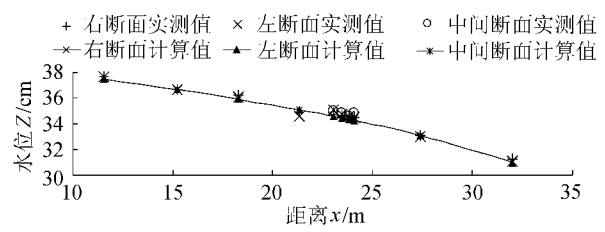


图 3 工程前实测水位与计算水位比较

## 3 紊动黏性系数取值方式对壅水计算的影响

### 3.1 理论背景

动量方程(2)和(3)中,黏性项实际上包含紊动黏性和分子运动黏性的共同作用,但由于后者与前者相比是小量,故常略去不计。紊动黏性表征了水体的紊动特性,根据对紊动黏性系数  $E$  取值的不同假设,存在许多紊流模型,简单的如较粗糙的“0-方程”、“1-方程”模式<sup>[14]</sup>,同时也存在较精细的  $k-\epsilon$  模式<sup>[14]</sup> 以及大涡模拟 (LES) 等<sup>[15-16]</sup>。然而,精细模型计算量大,对计算条件的要求较为苛刻,往往难以成功应用于实际工程中。

除此以外,在 Galerkin 算法中,需引入一定的数值黏性以保证计算收敛,而紊动黏性系数处在方程的黏性项,很大程度上影响计算收敛,并且  $E$  的取值对计算壅水值较敏感<sup>[10]</sup>,取值越大则壅水越高,故  $E$  同时具备物理意义和数值意义,是一个十分重要的综合系数。

为了寻求计算简便而又能够满足工程精度的壅水计算数值方法,以下将分别探讨  $E$  取值的不同方式对于计算结果的影响。计算中均假设  $E$  各向同性,即  $E_{ij} = E (i = 1, 2; j = 1, 2)$ 。

### 3.2 紊动黏性系数取常值

$E$  取常值即对每个计算单元采用相同的  $E$  值,其形式十分简单,且计算量小,便于调试和控制,也利于计算收敛。试验中,分别对工程前后进行计算,将求得的水位值相减得到水位变化值,与实测资料比较,最终确定  $E = 6.5 \text{ Pa} \cdot \text{s}$ ,计算结果见图 4。

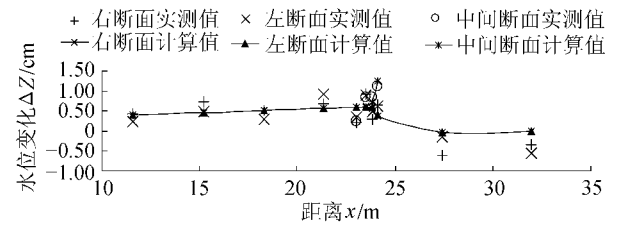


图 4  $E$  取常值计算壅水结果与实测结果比较

### 3.3 控制网格 Peclet 数

数值计算的收敛性往往受限于单元 Peclet 数<sup>[17-18]</sup>(也称网格 Reynold 数),因此,Peclet 数实际上表征了数值计算中对流作用和黏性作用的比值关系,其形式为

$$P_e = \frac{\rho u \Delta x}{E} \tag{4}$$

式中: $P_e$  为无量纲 Peclet 数; $u$  为网格内平均流速, m/s; $\Delta x$  为单元流速方向的空间步长, m。

基于以上考虑,对所有单元采用相同的 Peclet 数,即

$$E = \frac{\rho u \Delta x}{P_e} \tag{5}$$

计算初始假设每个单元中  $u = u_0$ ,由于计算会逐渐收敛,故初始流速不影响最终的计算结果。与  $E$  取常值不同的是,计算中根据每次迭代求出的最新单元流速重新计算  $E$  值,也就是说,每个单元的  $E$  值均随迭代不断改变。当计算达到稳定时,单元内流速不再改变,故每个单元内  $E$  可认为接近常值。同样,采取实测资料对 Peclet 数进行率定,计算中取单元初始流速  $u_0 = 2 \text{ m/s}$ ,最终确定  $P_e = 2.3$ ,计算结果见图 5。

### 3.4 采用 Smagorinsky 方程

Smagorinsky 在 1963 年提出大涡模拟理论<sup>[19]</sup>,对

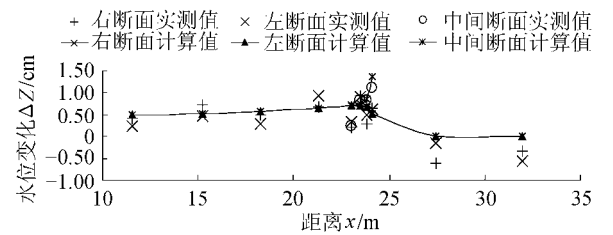


图 5 采用 Peclet 数计算壅水结果与实测结果比较

紊动黏性系数的取值提出一种假设,认为  $E$  值与涡运动的长度比尺和速度比尺相关,即  $E \propto \rho L q$ ,其中  $L$  为未求解涡运动的长度比尺, $q$  为对应的速度比尺, $\rho$  为水的密度。借鉴以上思路,在模型中进一步假设  $L = C_s \Delta$ ,并认为速度比尺  $q$  与速度梯度直接相关,即  $q = L (S_{ij} S_{ij})^{1/2}$ <sup>[15]</sup>,最后得到

$$E = \rho C_s^2 \Delta^2 \sqrt{S_{ij} S_{ij}} \tag{6}$$

式中: $\Delta$  为网格平均尺度,由于试验中采用变步长三角形网格,故  $\Delta^2$  可用单元面积  $A$  代替; $C_s$  为可调参数,理论推荐取值范围为  $0.10 \sim 0.20$ ; $S_{ij}$  为拉伸

率张量,可表达为  $S_{ij} = \frac{1}{2} \left( \frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right)$ ,其中  $\frac{\partial u_i}{\partial x_j}$  为各方向流速梯度; $i = 1, 2; j = 1, 2$ 。

综合以上分析,得到

$$E = \rho C_s^2 A \left[ \left( \frac{\partial u}{\partial x} \right)^2 + \frac{1}{2} \left( \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right)^2 + \left( \frac{\partial v}{\partial y} \right)^2 \right]^{1/2} \tag{7}$$

与使用 Peclet 数相似,在应用 Smagorinsky 方程时由于单元内流速梯度随迭代而改变,故每个单元的  $E$  值也是动态变化的。此外,由于初始状态流速梯度为零,故在采用 Smagorinsky 方程时往往需要使用以上方法( $E$  取常值或使用 Peclet 数)产生一定的流速梯度,从而使得计算能够继续。经实测资料率定,得到参数  $C_s = 0.11$ ,处于推荐取值范围内,计算结果见图 6。

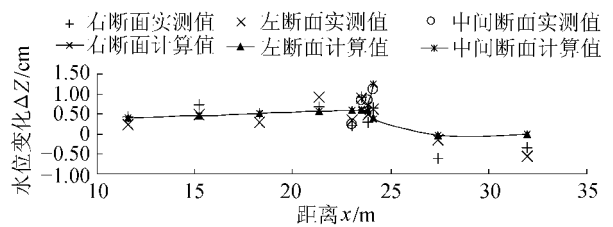


图 6 Smagorinsky 方程计算壅水结果与实测结果比较

### 3.5 几种取值方式比较

根据以上分析,紊动黏性系数  $E$  既需要描述水体的紊动特征,又需要满足数值计算的收敛性,必须进行综合考虑。3 种取值方式分别从不同角度出发,均具有一定的代表性。 $E$  取常值计算简便,也容易控制收敛,但可能使得较小尺度单元(特别是桩墩附近)数值黏性相对过大,造成流速在横向分布过于

均匀,从而影响壅水分布,控制单元 Peclet 数的方式实际上建立了  $E$  与网格尺度及网格内流速大小的相关关系,同时由于控制了单元内对流与黏性的比值,故也较容易收敛,而 Smagorinsky 方程较之以上 2 种方法则更加精细,认为  $E$  的取值与单元内流速各向梯度及单元尺度相关,同时考虑了  $E$  的物理意义和数值意义。为了更直观地反映几种方法的异同,下面将对计算结果进行进一步分析。

由于在原型测点布置时 21 ~ 24 号测点距离尾门太近,出现局部跌水,从而在流态上与数学模型存在差异,故在分析时不计以上 4 点,仅采用 1 ~ 20 号测点进行比较,计算结果见表 1。由表 1 可见,3 种方式计算壅水与实测壅水的分布形式相吻合,且均方差相近,并均在毫米量级以下(其中使用 Smagorinsky 方程时均方差最小,使用 Peclet 数次之,而  $E$  取常值则相对最大),从而验证了数学模型应用于壅水计算的合理性。

表 1 3 种计算方式壅水比较

| 测点<br>编号     | 水位变化值/cm |         |             |               |
|--------------|----------|---------|-------------|---------------|
|              | 实测数据     | $E$ 取常值 | 控制 Peclet 数 | Smagrinsky 方程 |
| 1            | 0.423    | 0.502   | 0.482       | 0.414         |
| 2            | 0.250    | 0.502   | 0.482       | 0.414         |
| 3            | 0.737    | 0.552   | 0.529       | 0.455         |
| 4            | 0.470    | 0.552   | 0.529       | 0.455         |
| 5            | 0.503    | 0.604   | 0.579       | 0.498         |
| 6            | 0.283    | 0.604   | 0.579       | 0.498         |
| 7            | 0.663    | 0.671   | 0.645       | 0.554         |
| 8            | 0.937    | 0.671   | 0.644       | 0.554         |
| 9            | 0.210    | 0.717   | 0.690       | 0.591         |
| 10           | 0.243    | 0.72    | 0.693       | 0.595         |
| 11           | 0.343    | 0.717   | 0.690       | 0.591         |
| 12           | 0.937    | 0.726   | 0.698       | 0.601         |
| 13           | 0.837    | 0.751   | 0.722       | 0.623         |
| 14           | 0.903    | 0.726   | 0.698       | 0.601         |
| 15           | 0.283    | 0.703   | 0.681       | 0.567         |
| 16           | 0.830    | 0.857   | 0.818       | 0.728         |
| 17           | 0.497    | 0.703   | 0.681       | 0.567         |
| 18           | 0.643    | 0.527   | 0.532       | 0.408         |
| 19           | 1.110    | 1.373   | 1.302       | 1.240         |
| 20           | 0.623    | 0.527   | 0.532       | 0.408         |
| 均方差 $\sigma$ |          | 0.057   | 0.054       | 0.052         |

应该指出,以上几种计算模式中均存在相应的待定参数,如  $E$ 、 $P_e$  以及  $C_s$  等,不同的参数取值对于计算结果影响较大。在数值试验中为了更好地拟合原型,参数取值通过实测资料进行率定。但是,在实际工程中壅水计算往往缺少实测资料,参数取值是否合理(如  $E$  值和 Peclet 数取值),判断起来是极为困难的。考虑到在 Smagorinsky 方程中  $C_s$  存在一定的推荐取值范围(0.10 ~ 0.20),而试验中最终率定的结果  $C_s = 0.11$  亦落在此范围之内,故认为此法相对来说较为简便实用。

为了进一步探讨 Smagorinsky 方法中  $C_s$  系数对于壅水计算结果的影响程度,对其进行敏感性分析,在计算中分别取  $C_s = 0.10, 0.15, 0.20$ , 计算结果见表 2。表 2 结果表明,如果计算时取参数  $C_s = 0.15$ , 而且认定拟合的计算结果(真值)所对应的系数介于  $C_s = 0.10 \sim 0.20$ , 那么,因参数  $C_s$  取值不合理而造成的计算误差一般在 20% 以内。对于平原地区的河流来说,桥梁壅水多在厘米级,20% 的误差对应的数值也就是几毫米,这样的误差在工程上应该是可以接受的。

表 2 不同  $C_s$  取值下的计算水位变化情况

| 测点编号 | $\Delta Z/\text{cm}$<br>( $C_s = 0.15$ ) | $\delta_1/\%$ | $\delta_2/\%$ |
|------|------------------------------------------|---------------|---------------|
| 1    | 0.515                                    | -19.61        | 17.48         |
| 2    | 0.515                                    | -19.61        | 17.48         |
| 3    | 0.565                                    | -19.47        | 17.35         |
| 4    | 0.565                                    | -19.47        | 17.35         |
| 5    | 0.617                                    | -19.29        | 17.34         |
| 6    | 0.617                                    | -19.29        | 17.34         |
| 7    | 0.688                                    | -19.48        | 17.01         |
| 8    | 0.687                                    | -19.36        | 17.03         |
| 9    | 0.736                                    | -19.70        | 16.98         |
| 10   | 0.739                                    | -19.49        | 16.91         |
| 11   | 0.736                                    | -19.70        | 16.98         |
| 12   | 0.743                                    | -19.11        | 17.77         |
| 13   | 0.772                                    | -19.30        | 16.71         |
| 14   | 0.743                                    | -19.11        | 17.77         |
| 15   | 0.727                                    | -22.01        | 16.23         |
| 16   | 0.880                                    | -17.27        | 15.34         |
| 17   | 0.727                                    | -22.01        | 16.23         |
| 18   | 0.530                                    | -28.49        | 23.77         |
| 19   | 1.401                                    | -11.49        | 10.71         |
| 20   | 0.530                                    | -28.49        | 23.77         |

注  $\delta_1$  为  $C_s = 0.10$  相对于  $C_s = 0.15$  的误差,  $\delta_2$  为  $C_s = 0.20$  相对于  $C_s = 0.15$  的误差。

4 结 语

a. 本文利用已有的物理模型试验成果,建立了水力数值模型。计算中将桩墩作为不透水区域处理,采用三角形无结构加密网格,精确描述桩墩外形。计算结果表明,数学模型求得的上游壅水值与实测数据吻合较好,验证了计算方法的合理性。

b. 紊动黏性系数  $E$  是重要的综合参数,直接影响计算壅水值。试验中通过  $E$  取常值、控制单元 Peclet 数以及应用 Smagorinsky 方程 3 种方式确定紊动黏性系数,研究其对壅水计算的影响,结果表明,这 3 种方式均可以得到较好的计算结果,其中 Smagorinsky 方法无论从力学概念的合理性还是计算结果的吻合程度都优于其他 2 种方法。

c. 3 种计算模式中均存在相应的待定参数,如果具备实测资料,则可以通过实测值(下转第 70 页)

4 结 语

从本文所列举的崩岸类型划分中可见,各种分类之间有一定的内在关系,即同一个崩岸实例可归并至不同的分类中。作者根据近 10 多年来长江中下游部分崩岸实例,将其时间、地点、尺度数据及所属类型列于表 1 中,并说明崩岸类型区分相互之间的关系。

应当指出,崩岸问题属于水土结合的土坡失稳破坏问题,影响因素众多,成因机理和发展规律十分复杂,实测资料十分缺乏,目前人们对其认识尚不完全清楚。关于崩岸类型的划分,虽然至今尚无定论,但仍可从河岸崩塌破坏的形态、模式和成因等角度出发进行区分,并总结分析出各类崩岸的形成条件及特征。笔者在此提出的分类方法仅是初步的,还有待于今后进一步补充和深入研究。

参考文献：

[1] 长江流域规划办公室荆江河床实验站. 荆江护岸河段河

床演变分析[C]//长江水利水电科学研究院. 长江中下游护岸工程经验选编. 北京: 科学出版社,1978 98-120.

[2] OSMAN A M, THORNE C R. Riverbank stability analysis I: Theory[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 1988, 114 (2): 134-150.  
[3] OSMAN A M, THORNE C R. Riverbank stability analysis II: Applications[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 1988, 114 (2): 151-172.  
[4] HEMPHILL R W, BRAMLEY M E. Protection of river and canal banks[M]. London: Butterworth, 1989 56-125.  
[5] 尹国康. 长江下游岸坡变形[C]//长江水利水电科学研究院. 长江中下游护岸论文集(第二集). 武汉: [出版者不详], 1981 95-104.  
[6] 刘红星, 王永平. 长江中下游干流河段岸坡变形失稳的基本模式[C]//长江重要堤防隐蔽工程建设管理局, 长江科学院. 长江护岸及堤防防渗工程论文选集. 武汉: [出版者不详], 2003 41-46.  
[7] 张幸农, 应强, 陈长英. 长江中下游崩岸险情类型及预测预防[J]. 水利学报, 2007(增刊): 246-250.

(收稿日期 2008-01-30 编辑 高建群)

(上接第 28 页)

对待定参数进行率定,此时,3 种方式均可给出合理的结果。在缺少实测资料的情况下,由于  $E$  值和  $P_e$  值较难预估,而  $C_s$  值则存在一定的推荐范围,可以作为计算时的取值参考。关于  $C_s$  系数取值的敏感性分析表明,因参数  $C_s$  取值不合理而造成的计算误差一般在 20% 以内,故推荐 Smagorinsky 方法作为工程壅水数值计算中紊动黏性系数取值的首选方法。

参考文献：

[1] 拾兵, 贺如泓, 于浩方. 斜交桥渡的壅水及设计计算[J]. 水科学进展, 2001, 12(2): 201-205.  
[2] 浦瑞年, 李国斌. 桩墩壅水高度计算公式的探讨[J]. 江苏水利, 2004(6): 18-21.  
[3] 孙国梁, 伍冬领, 黄世昌. 钱塘江第三大桥桩墩壅水情况分析[J]. 公路, 1994(7): 26-29.  
[4] 孟庆义, 张春义. 桩墩壅水特性试验研究[J]. 北京水利, 1996(5): 41-44.  
[5] 曹民雄, 甘小荣, 周丰年, 等. 潮汐河段桩墩对水流影响的数值计算与分析[J]. 人民长江, 2006, 37(4): 81-84.  
[6] 袁雄燕, 徐德龙. 丹麦 MIKE21 模型在桥渡壅水计算中的应用研究[J]. 人民长江, 2006, 37(4): 31-32.  
[7] 陈绪坚, 胡春宏. 桥渡壅水平面二维数学模型模拟研究[J]. 中国水利水电科学研究院学报, 2003, 1(3): 194-199.  
[8] 张玮, 吴苏舒, 徐宿东, 等. 南京外秦淮河三山桥拓宽工程洪水壅高数值模拟[R]. 南京: 河海大学交通学院,

2004.

[9] 王晓姝, 张玮, 廖鹏. 上海近海风电场桩群对潮流影响研究[EB/OL]. [2006-06-20]. <http://www.paper.edu.cn>.  
[10] 解鸣晓, 张玮. 桩墩影响下的水动力数值模拟[J]. 水利水电科技进展, 2008, 28(3): 20-24.  
[11] CHARBENEAU R J, HOLLEY E R. Backwater effects on bridge piers in subcritical flow[R]. Austin, U. S.: Center for Transportation Research, University of Texas, 2001.  
[12] 汪德. 计算水力学理论与应用[M]. 南京: 河海大学出版社, 1989.  
[13] 李家兴, 赵振兴. 水力学[M]. 南京: 河海大学出版社, 2001.  
[14] 陈玉璞. 流体动力学[M]. 南京: 河海大学出版社, 2001.  
[15] 王玲玲. 大涡模拟理论及其应用综述[J]. 河海大学学报: 自然科学版, 2004, 32(3): 261-265.  
[16] KWAG S H. Large eddy simulation (LES) of turbulent flow by finite difference method[J]. Journal of Hydrodynamics, 2004, 16(4): 403-409.  
[17] 江春波, 梁东方, 李玉梁. 求解浅水流动的分步有限元方法[J]. 水动力学研究与进展, 2004, 19(4): 475-483.  
[18] 刘中良. 网格 Peclet 数和网格尺寸对对流扩散方程差分格式精度的影响[J]. 石油大学学报, 1999, 23(2): 61-65.  
[19] SMAGORINSKY J S. General circulation experiments with the primitive equations- I, the basic experiment [J]. Monthly Weather Review, 1963, 91: 99-164.

(收稿日期 2007-06-14 编辑 高建群)