

文章编号:0559-9350(2018)12-1512-11

冲泻区形态动力学耦合模型研究 II: 模型建立与验证

邓斌^{1, 2, 3}, 蒋昌波^{1, 2, 3}, 陈杰^{1, 2, 3}, 杨树清^{3, 4}

(1. 长沙理工大学 水利工程学院, 湖南 长沙 410114; 2. 水沙科学与水灾害防治湖南省重点实验室, 湖南 长沙 410114;

3. 长沙理工大学 水科学与环境工程国际研究中心, 湖南 长沙 410114;

4. School of Civil, Mining and Environmental Engineering, University of Wollongong, Wollongong, Australia 2522)

摘要: 利用已建立的分段输沙率公式和实验数据, 基于一维非线性浅水方程和床面变形方程, 考虑两类共6种输沙率公式, 增加床面剪切应力和渗流源项, 建立适用于冲泻区水沙动力特性的岸滩形态动力学耦合模型。采用典型算例对模型可靠性进行了数值验证, 结果表明, 耦合模型中采用TVD-WAF格式和分段输沙率公式在计算形态变化时取得了较好的数值精度。进一步模拟了冲泻区内岸滩形态的变化特征, 计算得到的水深、岸线轨迹和岸滩剖面变化结果与实验结果吻合较好, 并讨论了不同摩阻系数和有渗流对岸滩形态的影响规律, 结果表明冲泻区形态动力学模型不能忽略床面摩阻和渗流的影响, 本研究提出的分段输沙率公式适应于冲泻区的泥沙运输研究。

关键词: 冲泻区; 形态动力学; 非线性浅水方程; 床面摩阻; 渗流

中图分类号: TV148

文献标识码: A

doi: 10.13243/j.cnki.slx.20180343

1 研究背景

冲泻区是由短波和长波引起的水位波动交替覆盖和暴露的海滩区域, 充分了解该区域水沙动力特性对研究岸滩侵蚀机制和海岸洪水运动规律至关重要^[1]。由于该区域进行水动力^[2]和岸滩演变^[3]测量非常困难, 对冲泻区高瞬态、薄层、湍流和多相流等水动力特征及其与床面相互作用机制的认识非常有限。在近期举办的第二届冲泻区国际研讨会上, 众多学者一致认为关于渗流对冲泻区沉积物运输的影响以及形态变化的模拟仍然是研究的重点。

近十年, 随着计算机技术进步, 冲泻区水动力学数值模型也得到了广泛发展^[4]。学者们基于雷诺平均N-S方程^[5]、大涡模拟^[6-7]、浅水模型^[1, 8-9]和边界层模型^[10]等, 开展了冲泻区水动力特性的研究, 对水深与流速的时空分布、岸线轨迹、紊动、波浪爬高、压力梯度、边界层流动等方面有了一定的认识。这些研究主要集中在冲泻区水动力学数值模型上的改进^[11], 较少关注泥沙运输和岸滩形态的数值研究^[11]。

目前冲泻区形态动力学的数值研究, 主要采用基于浅水非线性方程(NSWEs)的水深平均模型和简化泥沙运输公式相结合来模拟^[1], 为掌握岸滩形态演变规律提供了有价值的成果。但这些模型中, 部分为定床模型, 仅考虑其水动力特性, 忽略床面摩阻、泥沙运动以及岸滩形态的影响; 部分为动床模型, 一定程度上考虑床面摩阻以及床面变形的影响, 但忽略了冲泻区内复杂的水沙运动特性, 如泥沙运输采用简单的经验公式、忽略岸滩水流出渗/入渗效应等; 同时, 这些模型存在数值处理格

收稿日期: 2018-07-17; 网络出版日期: 2018-11-29

网络出版地址: <http://kns.cnki.net/kcms/detail/11.1882.TV.20181129.1556.005.html>

基金项目: 国家自然科学基金项目(51509023, 51239001)

作者简介: 邓斌(1985-), 男, 湖南衡阳人, 博士, 讲师, 主要从事河流、海岸动力过程及其数值模拟研究。

E-mail: dengbin07@163.com

通讯作者: 蒋昌波(1970-), 男, 陕西石泉人, 博士, 教授, 主要从事水动力学与泥沙运动研究。

E-mail: jiangchb@csust.edu.cn

式相对简单、激波捕捉格式精度较低的问题，难以很好揭示冲泻区内复杂水沙运动的普遍规律和动力特性^[12]。

另一方面，冲泻区的水流、泥沙运动及床面变形均有相对独立的特征时间尺度，属于典型的多重时间尺度问题，其求解方法主要有非耦合数值解法和耦合数值解法两种^[13]。非耦合数值解法是在每个时间步骤内顺序求解水流和床面变形方程^[14-15]，由于冲泻区内水沙运动的高瞬态性，该方法尚不能充分描述水流与泥沙运动之间的相互作用机制。而耦合数值解法是同步求解水流和床面变形方程，在每个时间步内都计算水流和泥沙运动的特征参数值^[16-18]，可有效解决上述问题。因此，充分考虑冲泻区物理过程并结合耦合数值解法是当前开展冲泻区形态动力学模拟的有效方法^[9,13]。本文将基于分段输沙率公式^[19]，建立冲泻区水动力及其岸滩形态动力学耦合分析模型，进一步研究冲泻区水流与泥沙运动之间的相互作用机制。

2 模型基础

冲泻区内水深较浅，采用非线性浅水方程(NSWEs)能较好地描述冲泻区内的水流运动特性^[9]。因此，本研究基于1D NSWEs并结合床面变形Exner方程建立耦合分析模型。采用无量纲量来描述岸滩形态动力学理论模型：

$$x^* = \frac{x}{h_0}, \quad t^* = t \sqrt{\frac{g}{h_0}}, \quad h^* = \frac{h}{h_0}, \quad u^* = \frac{u}{\sqrt{gh_0}}, \quad q^* = \frac{q}{q_0} \quad (1)$$

式中： x 为水平坐标； t 为时间； h 为水深； l 为参考长度； u 为水深平均速度； q 为输沙率(为 h 和 u 的函数)； h_0 为参考长度； q_0 为输沙率参考尺度； g 为重力加速度。为方便书写，无量纲变量 x^* (水平坐标)， t^* (时间)， h^* (水深)， u^* (水深平均速度)， B^* (床面高程)， q^* (推移质输沙率，为 h 和 u 的函数)，分别采用 x, t, h, u, B 表示，则控制方程为：

$$h_t + uh_x + hu_x = 0 \quad (2)$$

$$u_t + uu_x + h_x + B_x = 0 \quad (3)$$

$$B_t + \sigma q_h h_x + \sigma q_u u_x = 0 \quad (4)$$

式中： $\sigma = \frac{\zeta q_0}{g^{1/2} h_0^{3/2}}$ 代表无量纲的床面可动性参数； $\zeta = \frac{1}{1-p}$ ， p 为床面孔隙率； B 为床面高程； q_h 和 q_u 分别为输沙率 q 对水深 h 和 u 的偏导；对于不同的输沙率公式， σ 随床面可动性参数 A 变化而变化。考虑到冲泻区内悬移质输沙率相对较小^[20]，泥沙运动以推移质输沙为主，因此在计算床面变形时只考虑推移质输沙。在求解上述方程时，需确定推移质输沙率 q 的计算方法，下文3.1节中将结合6种输沙率公式进行详细讨论。

3 模型建立

3.1 输沙率公式 首先考虑两类广泛应用于冲泻区的输沙率公式，即分别为假定推移质输沙率为流速的函数 $q(u)$ 与推移质输沙率为流速和水深的函数 $q(h, u)$ 。其次，采用已建立冲泻区分段输沙率公式封闭床面变形方程^[19]。为便于计算分析，将6种推移质输沙率公式均统一按 $q=q(h, u)$ 的形式进行处理。表1给出不同输沙率公式 q_0 的量纲形式和无量纲形式，以及对应控制方程(2)–(4)中的 q_0 、 q_h 、 q_u 和 σ 。6种输沙率公式中的床面可动性参数 A 的取值详见文献[21]。

3.2 床面剪切应力 现有考虑床面摩阻影响的剪切应力公式认为摩阻的影响相当于等效阻力，常采用半经验公式(如：曼宁阻力公式、谢才公式)描述，其中采用谢才公式计算床面剪切应力在具有振荡流特性的破碎区和冲泻区获得了较好结果^[25]。本文亦采用谢才公式概化计算床面剪切应力：

$$\tau_b = C_D \frac{u|u|}{h} \quad (5)$$

表1 不同输沙公式表达式及相关变量

	Grass ^[22]	Van Rijn ^[23]	Bagnold ^[23]	Meyer-Peter Müller ^[23]	Pritchard & Hogg ^[24]	本研究 ^[19]	
						$x/R_s < L$	$L < x/R_s < 1$
q_b	$A_1 u^3$	$A_2 u u ^{2.4}$	$A_3 u (u^2 - u_{cr}^2)$	$A_4 (u^2 - u_{cr}^2)^{3/2}$	$A_5 h u^3$	$A_6 (u^2 - u_{cr}^2)^{3/2}$	$A_7 h u^3$
q	u^3	$u u ^{2.4}$	$u (u^2 - u_{cr}^2)$	$(u^2 - u_{cr}^2)^{3/2}$	$h u^3$	$(u^2 - u_{cr}^2)^{3/2}$	$h u^3$
q_0	$A_1 (g h_0)^{3/2}$	$A_2 (g h_0)^{1.7}$	$A_3 (g h_0)^{3/2}$	$A_4 (g h_0)^{3/2}$	$A_5 h_0 (g h_0)^{3/2}$	$A_6 (g h_0)^{3/2}$	$A_7 h_0 (g h_0)^{3/2}$
q_h	0	0	0	0	u^3	0	u^3
q_u	$3u^2$	$3.4 u ^{2.4}$	$3u^2 - u_{cr}^2$	$3 u (u^2 - u_{cr}^2)^{1/2}$	$3h u^2$	$3 u (u^2 - u_{cr}^2)^{1/2}$	$3h u^2$
σ	$\zeta A_1 g$	$\zeta A_2 g^{1.2} h_0^{0.2}$	$\zeta A_3 g$	$\zeta A_4 g$	$\zeta A_5 g h_0$	$\zeta A_6 g$	$\zeta A_7 g h_0$

式中： C_D 为阻力系数； h 为水深； u 为水深平均流速。

则原控制方程式(3)可改写为：

$$u_t + uu_x + gh_x + gB_x = -\frac{C_D u |u|}{h} \quad (6)$$

式(6)中，在岸线位置，由于 $h \rightarrow 0$ ，则 $-\frac{C_D u |u|}{h} \rightarrow -\infty$ 。对于冲泻区的水流上爬阶段，参考Antuono等^[26]对岸线附近床面剪切应力项的处理方法，该项可通过 h_x 平衡，即在波前处 $h_x \rightarrow -\infty$ 。在水流回落阶段， $-\frac{C_D u |u|}{h}$ 不能通过 h_x 平衡；当 $u < 0$ 时， $-\frac{C_D u |u|}{h} \rightarrow \infty$ ，但不满足 $h_x \rightarrow \infty$ 。因此，仅当 $u=0$ 时，在水流回落阶段，求解方程在岸线位置才成立。在水流上爬和回落阶段，由于岸线位置不同，因此在数值处理时，可参考Zhu^[9]在水流上爬阶段采用外推法计算波前速度，在水流回落阶段令岸线处 $u=0$ 。

3.3 渗流源项 现有岸滩形态动力学模型的研究多数忽略了渗流(含水流出入渗和冲流加减速产生的垂向流速)的作用。参照Delestre等^[18]在坡面流数学模型中考虑降雨入渗的处理方式，在控制方程中考虑渗流源项：

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(hu)}{\partial x} = -w \quad (8)$$

式中： w 为渗流流速， $w > 0$ 时表示水流出渗， $w < 0$ 时表示水流入渗。同时，对应动量方程中，也应体现渗流存在而引起的动量变化，即式(6)可进一步改写为：

$$u_t + uu_x + gh_x + gB_x = -\frac{C_D u |u|}{h} - uw \quad (9)$$

3.4 控制方程及数值耦合求解方法 进一步考虑底坡、床面剪切应力、渗流等源项可得到描述冲泻区水沙运动物理过程的模型控制方程：

$$h_t + uh_x + hu_x = -w \quad (10)$$

$$u_t + uu_x + gh_x + gB_x = -\frac{C_D u |u|}{h} - uw \quad (11)$$

$$B_t + \zeta q_x = 0 \quad (12)$$

为实现对上述方程的耦合求解，需同时考虑水流与床面变形的求解。由于上述控制方程可写成不同的守恒形式，参考Hudson^[28]对四种耦合求解方式下的计算结果，当在 $(hB)_x = hB_x + Bh_x$ 的形式下能得到较精确的结果。本文运用Hudson的做法，模型耦合求解的矩阵形式可写为：

$$\frac{\partial \mathbf{U}}{\partial t} + \frac{\partial \mathbf{F}}{\partial x} = \mathbf{S} \quad (13)$$

式中： \mathbf{U} 为守恒变量； \mathbf{F} 为 x 方向的通量； \mathbf{S} 为源项，分别为：

$$\mathbf{U} = \begin{bmatrix} h \\ hu \\ (1-p)B \end{bmatrix}, \quad \mathbf{F} = \begin{bmatrix} hu \\ hu^2 + \frac{1}{2}gh^2 + ghB \\ q_b \end{bmatrix}, \quad \mathbf{S} = \begin{bmatrix} -w \\ ghB_x - C_D|u|u - uw \\ 0 \end{bmatrix} \quad (14)$$

基于有限体积法数值离散上述守恒形式的方程组(13)，令空间和时间区域属于 $(x, t) \in (I, [0, T])$ ，空间步长设为 Δx ，单元中心节点为 $x_i = ix$ ， $i = 0, \dots, N$ ，所分割单元为 $I_i = [x_{i-1/2}, x_{i+1/2}]$ 。时间步长为 $\Delta x_i = t^{n+1} - t^n$ ，时间离散为 $0 = t_0 < t_1 < t_2 < \dots < t_{n+1} < \dots < t_N = T$ ，则时间分割单元为 $[t^n, t^{n+1}]$ 。根据上述网格划分，则各单元变量在时间 t^n 的平均值为：

$$\bar{U}_i^n \approx \frac{1}{\Delta x} \int_{x_{i-1/2}}^{x_{i+1/2}} U(x, t^n) dx, \quad i = 1, \dots, N \quad (15)$$

对式(13)在空间时间区域上 $(x, t) \in (I, [0, T])$ 进行积分，得到有限体积的离散形式：

$$\int_{x_{i-1/2}}^{x_{i+1/2}} U(x, t^{n+1}) dx - \int_{x_{i-1/2}}^{x_{i+1/2}} U(x, t^n) dx + \int_{t^n}^{t^{n+1}} F(x_{i+1/2}, t) dt - \int_{t^n}^{t^{n+1}} F(x_{i-1/2}, t) dt = S(U_i) \quad (16)$$

运用式(15)，式(16)可写成：

$$\bar{U}_i^{n+1} = \bar{U}_i^n - s(\bar{F}_{i+1/2}^* - \bar{F}_{i-1/2}^*) + sS_i^* \quad (17)$$

式中： $s = \Delta t / \Delta x$ ； $\bar{F}_{i+1/2}^*$ 为数值通量； S_i^* 为源项的近似值。根据式(17)可得到个各变量在时间 t^{n+1} 处的值。在求解式(17)时，最核心的是数值通量(\mathbf{F})的计算。现有数值方法多是基于子网格 Riemann 问题的近似或准确解来估算单元间通量，所采用的高精度数值格式必须通过在高阶重构通量实现数值精度的高阶性质，不仅在连续光滑区域具有较高的时空精度，在间断区域也能较好地捕捉激波。其中，TVD-WAF方法是在构造 WAF 的基础上，为避免大梯度导致解的寄生振荡，采用 TVD 方法，可确保数值解具有单调性和高分辨，并具有二阶精度^[29]。因此，本文采用 TVD-WAF 方法进行数值通量的计算，具体离散过程参见文献[21]。

4 数值模拟验证

4.1 床面形态变化验证——沙坝算例 为检验数值方法计算地形变化的有效性，选取经典的“沙坝算例”^[30]进行模型验证。初始条件设置如图1所示，设置长2000 m的计算范围，并在床面附近设置一个小沙坝，其无量纲初始地形表达如式(18)所示，计算时忽略床面剪切应力和渗流的影响。

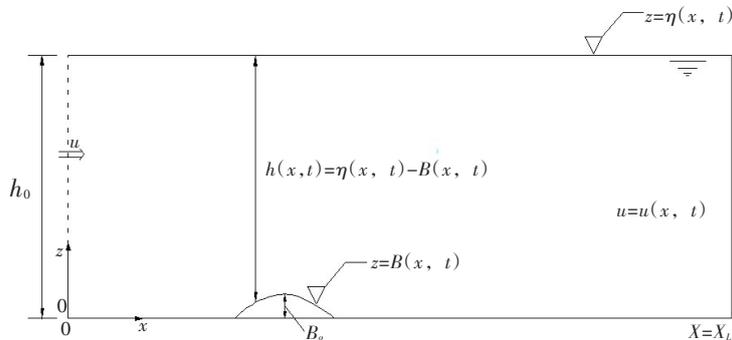


图1 沙坝算例

$$\frac{B(x, 0)}{h_0} = \begin{cases} \Delta \sin^2 \left(\frac{\pi(x/x_L - 0.3)}{0.2} \right) & 0.3 \leq x/x_L \leq 0.5 \\ 0 & \text{其他} \end{cases} \quad (18)$$

式中： $\Delta = B/h_0$ 为地形无量纲扰动振幅。其中，参考长度尺度取 B_0 ，入口流速尺度为 u_0 ，时间尺度取

$T_s=(B_0/g)^{1/2}$ 。计算参数设置如下： $\Delta=0.1$, $x_L=2000$ m, $u_0=1$ m/s, $h_0=10$ m, 其他参数设置与Hudson等^[30]和Postacchini等^[31]保持一致, 计算网格取 $\Delta x=2$ m。

图2为 $t=186070$ s的地形变化结果。可见, 采用TVD-WAF格式计算, 在沙坝迎水面和背水面与解析解吻合较好, 特别是在沙坝波峰处($x=570$ m), TVD-WAF格式计算的结果与解析解非常接近, 计算值与解析解的均方根误差 $RSME=0.019$, 可应用于后续的相关计算。

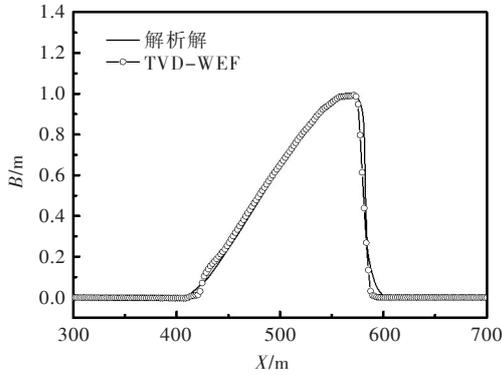


图2 地形变化结果($t=186070$ s)

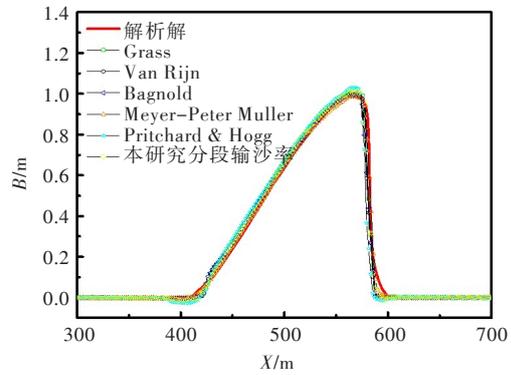


图3 不同输沙公式下地形变化结果($t=186070$ s)

为检验不同输沙率公式对结果的影响, 计算分别采用了表1中6种输沙率公式, 计算结果如图3所示。从图中可见, 采用 $q(u)$ 形式的输沙率公式时, Grass、Van Rijn、Bagnold和Meyer-Peter Müller等输沙率公式计算得到的结果基本一致, 且均与近似值接近, 对应的均方根误差 $RSME$ 值分别为: 0.0505、0.0605、0.0565和0.0221; 采用 $q(h, u)$ 形式的输沙率公式(如Pritchard & Hogg输沙公式)计算得到的结果局部稍偏离采用 $q(u)$ 形式的计算结果以及近似解, 在 $x=400$ m附近计算结果出现负值, 在沙峰位置大于其他公式的计算值, 且沙坝的整体移动要慢于其他公式, 计算得到 $RSME$ 值为0.0937。采用分段输沙率公式^[19]计算得到结果与 $q(u)$ 型输沙公式基本一致, 但在沙坝背水面优于 $q(u)$ 型输沙公式的计算结果, 对应的 $RSME$ 值为0.0296。

4.2 ZD13岸滩剖面变化数值模拟 Zhu和Dodd^[32](下文简称ZD13)在Peregrine和Williams^[8](简称PW01)的基础上, 基于特征线理论建立了一维岸滩形态动力模型, 数值模拟PW01问题, 并与PW01解析解进行对比。由于PW01解析解是基于定床得到, ZD13通过假定床面可动系数 $\sigma=1 \times 10^{-7}$ 进行数值验证, 并在此基础上进行动床条件下的数值模拟。本研究以PW01问题为基础, 考虑分段输沙率公式及有无床面剪切应力作用, 数值模拟单次冲流事件下冲泻区内岸滩剖面的变化, 并与ZD13的研究进行对比, 验证模型的可靠性。

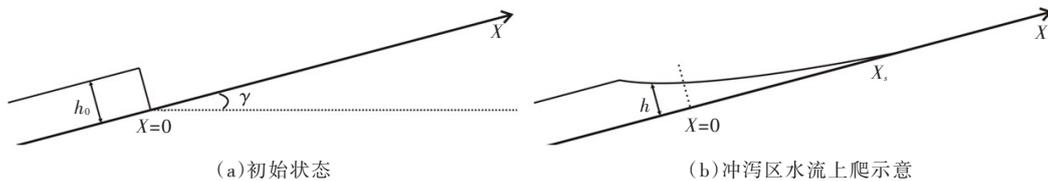


图4 单次冲流事件下冲泻区概化计算模型(ZD13)

图4给出了ZD13的概化计算模型, 数学模型设置均与ZD13问题完全一致, 令岸滩坡度 $\lambda=0.1$, 则床面高程 $B=\gamma x$, 在 $x=0$ 处把岸滩左侧定为碎浪区, 右侧为冲泻区。左侧初始水深为 $h(x<0, t=0)=1$, 速度 $u(x<0, t=0)=0$, 右侧初始水深与速度均设为0, 并假定海侧边界 $x=-250$ m, $h(-250, t)=1$, $B(-250, t)=-250\gamma$, $u(-250, 0)=0$, $u(-250, t)=-\gamma t$ 。计算首先考虑无床面剪切应力作用, 即令 $C_D=0$ (ZD13假定曼宁系数 $n=0$), 网格取 $\Delta x=0.002$ m, 时间步长取 $\Delta t=0.0002$ s。

图5为计算得到的无量纲水深、流速和床面变化值的时空分布与ZD13的结果对比。从图中可见, 当采用与ZD13一样的输沙公式时(即 $q=u^3$), 本研究计算得到的 h 、 u 和 ΔB 与ZD13的计算结果基本一致。结果表明泥沙在水流上爬阶段是向岸运动, 在高冲泻区产生淤积, 而在回落阶段更多的泥

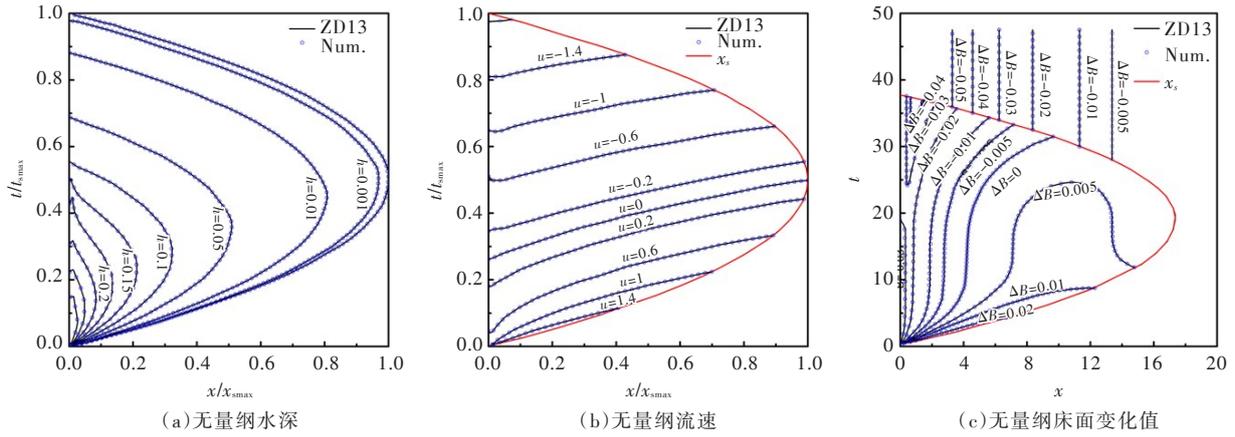


图5 无量纲水动力参数计算结果的时空分布与ZD13的结果对比

沙离岸运动，导致中冲泻区和低冲泻区被冲刷，与本研究实验观测到的现象以及与Jiang等^[7]通过对冲泻区水动力特性进行数值计算预测得到的冲淤趋势相吻合。

为研究床面剪切应力对岸滩形态变化的影响，采用3种不同的阻力系数(C_D 分别取0、 1×10^{-3} 和 1×10^{-2})，其他初始条件设置保持不变。图6为3种不同阻力系数下，计算得到的地形变化值与ZD13的计算值对比。其中ZD13的结果为2个工况(输沙率公式分别为 $q=u^3$ 和 $q=hu^3$)计算值，ZD13的计算结果显示，采用输沙公式 $q=u^3$ 时，岸线附近的地形变化值较采用 $q=hu^3$ 得到的计算值小，高冲泻区无明显的淤积。而采用 $q=hu^3$ 计算得到高冲泻区会产生少量淤积，这是由于公式 $q=hu^3$ 包含 h 和 u 的影响；在水流回落阶段，高冲泻区内水深和流速的逐渐减小会导致该区域较少的泥沙离岸运输。从图6可以看出，当阻力系数 C_D 增大、对应床面阻力增大时，各计算工况得到的地形变化值随之降低，即冲刷量均随床面阻力的增大而变小，同时最大爬坡高度也随之减小。值得注意的是，在不考虑床面剪切应力时($C_D=0$)，采用 $q=hu^3$ 计算得到的最大爬坡高度达到26.34，即在岸线后出现一条狭长的薄层水流，而考虑床面剪切应力作用($C_D \neq 0$)会限制薄层水流的发展，从而导致水深增加，爬坡高度减小。ZD13采用两种不同类型的输沙率公式计算得到的结果具有明显差别，表明在冲泻区不同位置考虑不同的输沙率公式，是精确模拟冲泻区岸滩形态变化的有效途径。

图6同样给出了采用本文分段输沙率式在不同阻力系数下的岸滩地形变化值。从图中可见，在岸线附近，计算值与ZD13采用 $q=u^3$ 计算得到结果接近，在高冲泻区的计算值与ZD13采用 $q=hu^3$ 计算得到的结果基本一致，表明了本模型计算结果能充分反映低、中冲泻区输沙强度由流速主导、高冲泻区输沙强度由水深主导的内在机制。

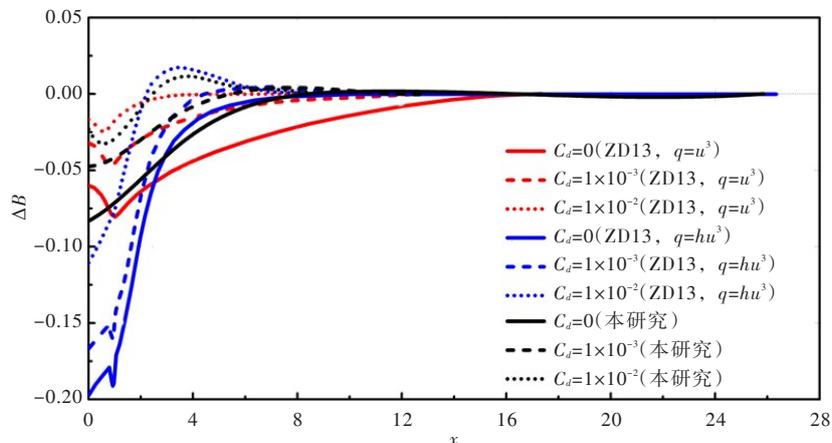


图6 不同阻力系数下本文计算得到的地形变化值与ZD13的计算值对比

4.3 实验条件下岸滩剖面变化数值模拟 基于邓斌^[21]的实验数据，开展相应实验条件的泥沙运动与岸滩演变研究。主要分析以下两种情况：一是考虑摩擦系数是否为常数对计算结果的影响；二是考

虑有无渗流对计算结果的影响，进一步评估模型在源项改变时的适应性。

数值模拟工况与实验布置完全一致。计算网格取 $\Delta x=0.002\text{ m}$ ，时间步长取 $\Delta t=0.0002\text{ s}$ ，摩阻系数取 $C_D=0.01$ ，无渗流作用($w=0\text{ m/s}$)。此外，为简化研究，输沙率公式中泥沙代表粒径均以中值粒径表示。图7为数值模拟得到的3个工况下不同断面平均水深计算值与实验值的对比。图8为数值模拟得到的3个工况下岸线轨迹计算值与实验值的对比。可见，数值结果与实验值吻合较好，表明所建立的数学模型能适用于冲泻区水动力特性的模拟。

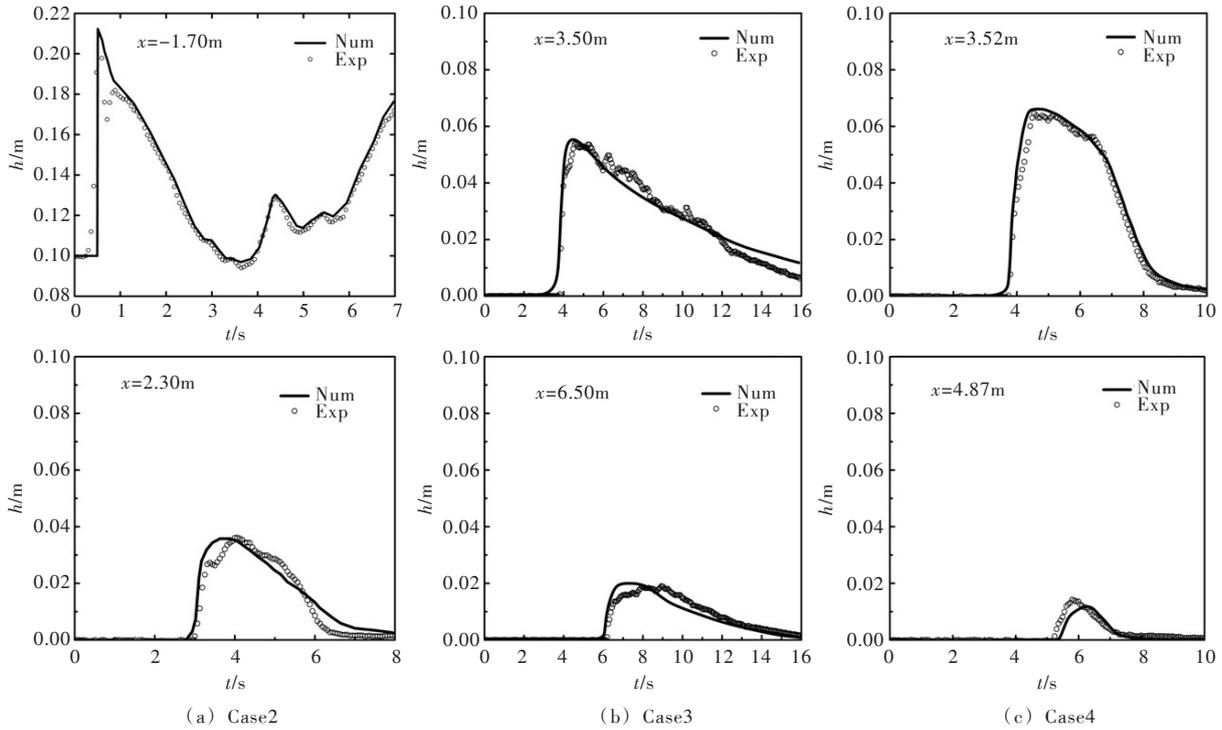


图7 3个工况下不同断面平均水深计算值与实验值对比

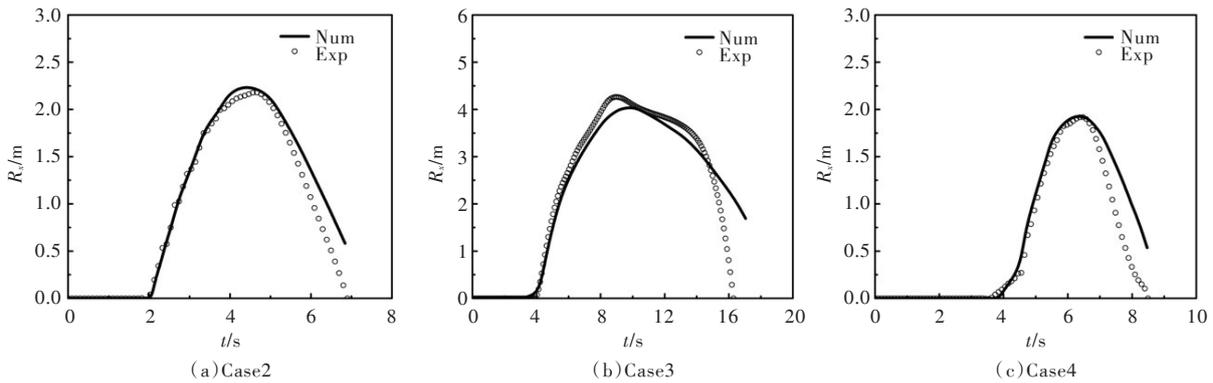


图8 3个工况下岸线轨迹计算值与实验值的对比

4.3.1 不同摩阻系数对岸滩剖面变化的影响 前人计算结果表明将阻力系数 C_D 设为常数可获得较好结果，但部分学者认为在冲泻区中采用常数形式的床面摩阻系数 C_D 计算床面剪切应力是不合适的^[1]。Barnes等^[33]通过现场观测发现摩阻系数在水流上爬阶段约为回落阶段的2倍，即 $C_{Du} \approx 2C_{Db}$ ，其中 C_{Du} 和 C_{Db} 分别表示水流上爬和回落阶段的摩阻系数，因此本研究分别考虑水流上爬和回落阶段摩阻系数采用不同的取值。考虑到实验基于定床得到水流上爬和回落阶段的摩阻系数相比Barnes等^[33]等通过现场研究得到的结果偏于保守，因此取 $C_{Db}=0.5C_{Du}$ 。同时，为保证床面泥沙运动的一致性，床面可动性参数需满足 $\sigma_b=(C_{Db}/Cd)^{3/2}\sigma$ ，即 $q \propto \tau^{3/2}$ ^[23]。

数值模拟工况与上述验证工况完全一致，源项仅考虑底坡和床面剪切应力的影响。图9为动床3个工况第一次冲流后，分别考虑 $C_{Du}=C_{Db}=0.01$ 和 $C_{Du}=2C_{Db}=0.01$ 两种不同摩擦系数影响下的岸滩剖面改变的数值与实验值对比，Case2下计算得到RSME值分别为0.0003和0.0024，Case3下计算得到的RSME值分别为0.0017和0.0017，Case4下计算得到RSME值分别为0.0024和0.0023，可见数值模拟结果与实验值吻合较好，模型考虑 $C_{Du}=2C_{Db}=0.01$ 时，计算值与实验值更为接近。在单次冲流事件后，岸滩剖面变化均较小，Case2下岸滩剖面呈沙坝形状，在静水面以下($x=0.45 \sim 0.75$ m)出现淤积，在低冲泻区和中冲泻区均出现冲刷，高冲泻区略有淤积，Case3和Case4下冲刷和淤积均较小，地形变化不够明显。

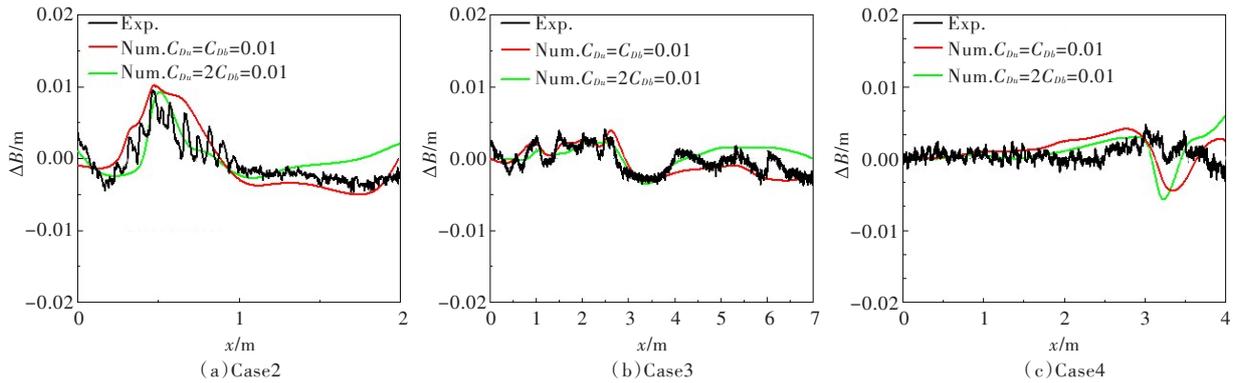


图9 不同摩擦系数下岸滩剖面改变量的计算值与实验值比较

计算中分别采用水流上爬阶段和回落阶段不同床面摩擦系数与同一摩擦系数，对比两种计算结果表明，前者计算得到的淤积沙坝高度相对较小，在低、中冲泻区的冲刷也相对较少，并在高冲泻区呈现薄层的淤积，与实验观测到的现象一致。当水流回落阶段床面摩擦小于水流上爬阶段时，由于阻力的减少，回落水流向岸运动更快，将会导致更多的泥沙离岸运动，冲刷将会增大；然而，水流回落阶段 σ 的减少将会使泥沙运动减少，从而导致较少泥沙离岸运输，在整个周期内淤积增大。当采用 $C_{Db}=0.5C_{Du}$ 时，沙坝淤积量有所减少，低、中冲刷量略有减少，在高冲泻区淤积量有所增大，这表明 C_D 和 σ 的联合改变导致岸滩冲刷量减少，在高冲泻区会产生净淤积。因此在冲泻区岸滩形态变化模拟时，考虑不同的床面剪切应力是非常有必要的。

4.3.2 有无渗流对岸滩剖面变化的影响 为讨论渗流对岸滩剖面变化的影响程度，利用实验数据并结合数值模拟进行定性分析。数值模拟以Case2为例，源项完全考虑底坡、床面剪切应力和渗流的影响，其中床面剪切应力项中摩擦系数按 $C_{Db}=0.5C_{Du}$ 计算。在原实验条件下，在整个冲流周期内岸滩出现了水流入渗现象，但未出现明显的出渗现象^[19]。因此，在水流上爬和回落阶段均只考虑水流的入

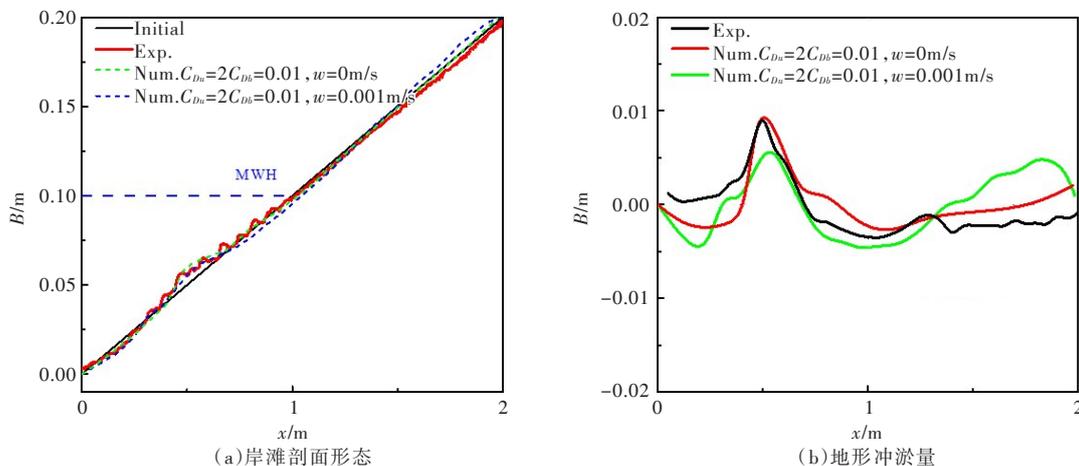


图10 有无渗流影响下岸滩剖面形态变化计算值与实验值比较(Case2)

渗作用, 且其取值假定为常数, w 的取值采用平均值, 即 $w=-0.001$ m/s。

图 10 分别为 Case2 第一次冲流后, 分别考虑有无渗流影响下 ($w=0$ m/s 和 $w=-0.001$ m/s) 的岸滩剖面形态与地形冲淤量的计算与实验值对比。从图 10 可以看出水流入渗下, 岸滩剖面分布在高冲泻区呈现较明显的淤积, 沙坝区淤积量则略有减少, 在低、中冲泻区的冲刷量稍有增加, 表明水流入渗情况下, 泥沙向岸输运量相应增加, 离岸输运则有所减少, 与 Butt 等^[34]、Masselink 和 Li^[35] 和 Li 等^[36] 等的结果趋势一致, 进一步说明渗流对岸滩形态的变化存在影响。但图中计算值与实验值存在一定的差异, 这是由于计算中仅概化渗流为入渗, 未全面考虑实际渗流的沿程变化。因此, 有必要进一步获取整个冲泻区岸滩渗流流速特征, 为公式的完善提供更全面的基础数据。

4 结论

本文基于一维非线性浅水方程和床面变形方程, 进行了冲泻区水动力特性和岸滩形态变化耦合求解模型的研究, 主要结论如下:

(1) 基于一维非线性浅水方程和床面变形方程, 考虑两类(共 6 种)不同输沙率公式, 增加了床面剪切应力源项和渗流源项, 建立了描述冲泻区复杂水沙动力特性的岸滩形态动力学耦合计算模型, 并对模型可靠性进行了验证。

(2) 采用分段输沙率公式, 模拟分析了单次冲流事件下冲泻区内岸滩剖面形态变化。模型计算得到的水深、流速和床面形态特征等与 ZD13 的结果基本一致。计算结果能充分反映低、中冲泻区输沙强度由流速主导、高冲泻区输沙强度由水深主导的内在机制, 计算结果较 ZD13 的结果更为准确。

(3) 数值模拟了溃坝波作用下冲泻区水动力与岸滩剖面形态变化。计算得到的水深、岸线轨迹和岸滩剖面变化结果与实验结果吻合良好。床面剪应力源项的改变对冲泻区的水沙动力变化影响较大, 冲泻区内岸滩形态变化应充分考虑水流上爬和回落阶段摩阻系数的不同以及渗流的影响。

研究建立的岸滩形态动力学模型为一维模型, 下阶段有必要考虑更高精度的数值求解格式和紊流模型, 基于气、液、固三相流的完全耦合数学模型是未来的研究方向。

参 考 文 献:

- [1] BRIGANTIR, TORRES-FREYERMUTH A, BALDOCK T E, et al . Advances in numerical modeling of swash zone dynamics[J] . Coastal Engineering, 2016, 115: 26-41 .
- [2] PULEO J A, LANCKRIET T, WANG P . Near bed cross-shore velocity profiles, bed shear stress and friction on the foreshore of a microtidal beach[J] . Coastal Engineering, 2012, 68: 6-16 .
- [3] CHARDON-MALDONADO P, PINTADO-PATINO J C, PULEO J A . Advances in swash-zone research: Small-scale hydrodynamic and sediment transport processes[J] . Coastal Engineering, 2016, 115: 8-25 .
- [4] BROCCINI M, BALDOCK T . Recent advances in modeling swash zone dynamics: influence of surf-swash interaction on nearshore hydrodynamics and morphodynamics[J] . Reviews of Geophysics, 2008, 46(3) : <http://dx.doi.org/10.1029/2006RG000215> .
- [5] ZHANG Q, LIU P L F . A numerical study of swash flows generated by bores[J] . Coastal Engineering, 2008, 55: 1113-1134 .
- [6] MENEVEAU C, KATZ J . Scale-invariance and turbulence models for large-eddy simulation[J] . Annual Review of Fluid Mechanics, 2000, 32:1-31 .
- [7] JIANG C B, DENG B, HU S X, et al . Numerical investigation of swash zone hydrodynamics[J] . Science China Technological Sciences, 2013, 56(12): 3093-3103 .
- [8] PEREGRINE D H, WILLIAMS S M . Swash overtopping a truncated beach[J] . Journal of Fluid Mechanics, 2001, 440: 391-299 .
- [9] ZHU F . 1D morphodynamical modelling of swash zone beachface evolution[D] . University of Nottingham, 2012 .

- [10] BARNES M, BALDOCK T. A Lagrangian model for boundary layer growth and bed shear stress in the swash zone [J]. *Coastal Engineering*, 2010, 57: 385–396.
- [11] INCELLI G, DODD N, BLENKINSOPP C, et al. Morphodynamical modeling of field-scale swash events [J]. *Coastal Engineering*, 2016, 115: 1–16.
- [12] PULEO J A, TORRES-FREYERMUTH A. The second international workshop on swash-zone processes [J]. *Coastal Engineering*, 2016, 115: 1–7.
- [13] 胡鹏. 冲积河流多重时间尺度理论与数学模拟研究 [D]. 武汉: 武汉大学, 2013.
- [14] KIM D H. H2D morphodynamic model considering wave, current and sediment interaction [J]. *Coastal Engineering*, 2015, 95: 27–34.
- [15] POSTACCHINI M, BROCCINI M, MANCINELLI A, et al. A multi-purpose, intra-wave, shallow water hydro-morphodynamic solver [J]. *Advances in Water Resources*, 2012, 38: 13–26.
- [16] KELLY D M, DODD N. Beach-face evolution in the swash zone [J]. *Journal of Fluid Mechanics*, 2010, 661 (12): 316–340.
- [17] HU P, LI W, HE Z, et al. Well-balanced and flexible morphological modeling of swash hydrodynamics and sediment transport [J]. *Coastal Engineering*, 2015, 96: 27–37.
- [18] ZHU F, DODD N. The morphodynamics of a swash event on an erodible beach [J]. *Journal of Fluid Mechanics*, 2015, 762: 110–140.
- [19] 邓斌, 蒋昌波, 杨树清, 等. 冲泻区形态动力学耦合模型研究 I: 分段输沙率公式建立 [J]. *水利学报*, 2018, 49(11): 1409–1419.
- [20] HORN D P, MASON T. Swash zone sediment transport modes [J]. *Marine Geology*, 1994, 120(3): 309–325.
- [21] 邓斌. 冲泻区水动力特性及岸滩响应机制研究 [D]. 长沙: 长沙理工大学, 2014.
- [22] GRASS A J. Sediment transport by waves and currents [Z]. University College, London, Dept. of Civil Engineering, 1981.
- [23] SOULSBY R L, DAMGAARD J S. Bedload sediment transport in coastal waters [J]. *Coastal Engineering*, 2005, 52(8): 673–689.
- [24] PRITCHARD D, HOGG A J. On the transport of suspended sediment by a swash event on a plane beach [J]. *Coastal Engineering*, 2005, 52(1): 1–23.
- [25] WATSON G, BARNES T C D, PEREGRINE D H. The generation of low-frequency waves by a single wave group incident on a beach [Z]. *Coastal Engineering Proceedings*, 1994.
- [26] ANTUONO M, SOLDINI L, BROCCINI M. On the role of the Chezy frictional term near the shoreline [J]. *Theoretical and Computational Fluid Dynamics*, 2012, 26(1/4): 105–116.
- [27] DELESTRE O, DARBOUX F, JAMES F, et al. FullSWOF: A free software package for the simulation of shallow water flows [Z]. arXiv preprint arXiv:1401.4125, 2014.
- [28] HUDSON J. Numerical techniques for morphodynamic modelling [D]. University of Reading, 2001.
- [29] TORO E F. Shock-capturing methods for free-surface shallow flows [M]. Chichester, etc.: Wiley, 2001.
- [30] HUDSON J, DAMGAARD J, DODD N, et al. Numerical approaches for 1D morphodynamic modelling [J]. *Coastal Engineering*, 2005, 52(8): 691–707.
- [31] POSTACCHINI M, BROCCINI M, MANCINELLI A, et al. A multi-purpose, intra-wave, shallow water hydro-morphodynamic solver [J]. *Advances in Water Resources*, 2012, 38: 13–26.
- [32] ZHU F, DODD N. Net beach change in the swash zone: A numerical investigation [J]. *Advances in Water Resources*, 2013, 53: 12–22.
- [33] BARNES M P, DONOGHUE T, ALSINA J M, et al. Direct bed shear stress measurements in bore-driven swash [J]. *Coastal Engineering*, 2009, 56(8): 853–867.
- [34] BUTT T, RUSSELL P, TURNER I. The influence of swash infiltration-exfiltration on beach face sediment transport: onshore or offshore? [J]. *Coastal Engineering*, 2001, 42(1): 35–52.
- [35] MASSELINK G, LI L. The role of swash infiltration in determining the beachface gradient: a numerical study [J]. *Marine Geology*, 2001, 176(1): 139–156.
- [36] LI L, BARRY D A, PATTIARATCHI C B, et al. BeachWin: modelling groundwater effects on swash sediment transport and beach profile changes [J]. *Environmental Modelling & Software*, 2002, 17(3): 313–320.

Coupled swash zone hydrodynamics and beach morphodynamics modeling II. Model establishment & validation

DENG Bin^{1, 2, 3}, JIANG Changbo^{1, 2, 3}, CHEN Jie^{1, 2, 3}, YANG Shuqing^{3, 4}

(1. School of Hydraulic Engineering, Changsha University of Science & Technology, Changsha 410114, China;

2. Key Laboratory of Water-Sediment Sciences and Water Disaster Prevention of Hunan Province, Changsha 410114, China;

3. International Research Center of Water Science & Environmental Engineering,
Changsha University of Science & Technology, Changsha 410114, China;

4. School of Civil, Mining and Environmental Engineering, University of Wollongong, Wollongong 2522, Australia)

Abstract: Based on the one-dimensional nonlinear shallow water equations and the bed deformation equation, this study considers two types (a total of six) of different sediment transport rate formulas, and implants the bed shear stress and seepage source terms to the equations, and finally a more complete model of swash zone hydrodynamics and beach morphodynamics is proposed, in which a coupled solution was realized. The model reliability is numerically verified based on the classical benchmark. The verification results show that the TVD-WAF format and the segmental sand transport rate formula used in the proposed coupling model have achieved good solutions in numerical accuracy and morphological changes, which are better than previous research results. On this basis, this model is used to carry out numerical investigation of smash zone hydrodynamics and beach profile evolution. The results of depth, shoreline trajectory and shoreline profile are in good agreement with the experimental results, and then the study focused on the effects of different friction coefficients and the presence of seepage on beach morphologies. The results indicate that the segmental sediment transport rate formula proposed in this study is suitable for the study of sediment transport in the swash zone, and the effects of bed friction and seepage should not be ignored during established the beach morphodynamics model of swash zone.

Key words: swash zone; morphodynamics; nonlinear shallow water equation; bed friction; seepage

(责任编辑: 李福田)

(上接第 1511 页)

Research on slip-stick vibration of emergency gate induced by high dam flood discharge

LIANG Chao^{1, 2}, ZHANG Jinliang^{1, 3}, LIAN Jijian³, LIU Fang³

(1. Post-Doctoral Research Workstation, Yellow River Engineering Consulting Co., Ltd., Zhengzhou 450003, China;

2. College of Water Conservancy and Hydropower Engineering, Hohai University, Nanjing 210098, China;

3. State Key Laboratory of Hydraulic Engineering Simulation and Safety, Tianjin University, Tianjin 300350, China)

Abstract: The emergency gate is employed for emergency closure in flowing water to prevent the accident propagation. However, the frequent occurrence of emergency gate incomplete closure accompanying slip-stick vibration may cause serious loss, and lead to strong load on hydraulic structures. Based on control theory, the nonlinear friction characteristics induced by static/dynamic friction conversion are separated from the gate closing process, and is regarded as an independent element in systematic structure diagram. Furthermore, by reasonably selecting the controlled variable and reference input, a negative feedback control system model is established to describe the aforementioned engineering problem. The rationality and effectiveness of the presented theoretical model is validated by comparing the theoretical results and actual conditions, simulating slip-stick vibration displacement, and reversely deducing the holding force. According to the theory analysis, the generative mechanism of the engineering problem is clarified and the theoretical guidance is provided for the gate optimization scheme.

Keywords: control theory; emergency gate; incomplete closure of emergency gate; slip-stick vibration; nonlinear friction characteristic; phase plane

(责任编辑: 杨虹)