黄河下游游荡段床面冲淤与滩岸变形耦合模型

王英珍, 夏军强*, 邓珊珊, 周美蓉, 程亦菲, 李志威

武汉大学水资源与水电工程科学国家重点实验室, 武汉 430072

* E-mail: xiajq@whu.edu.cn

收稿日期: 2020-12-19; 接受日期: 2021-03-22; 网络版发表日期: 2021-07-08

国家自然科学基金(批准号: 51725902, 51579186)和国家重点研发计划(编号: 2017YFC0405501)资助项目

摘要 黄河下游游荡段滩地面积远大于主槽面积, 约占河道总面积的80%以上. 该河段汛期河床调整幅度较大, 因此床面冲淤与滩岸变形是游荡段河床演变的重要特点. 本研究将一维水沙输移及床面冲淤计算模块、滩岸崩退及淤长计算模块结合, 建立了能同时模拟纵向床面冲淤及横向滩岸变形的一维耦合数学模型. 采用该模型分别计算了2006年和2018年黄河下游游荡段的河床纵向与横向变形过程, 用于模型率定与验证. 计算结果表明, 该模型能够较好地反演出研究河段内的水沙输移过程, 三个水文站计算与实测流量、水位及含沙量的纳什效率系数均在0.6以上, 最大可达0.97; 能够总体上模拟出滩岸发生崩退及淤长的宽度, 计算与实测的河段平均主槽宽度的相对误差控制在1.5%以内; 滩岸变形量与河床冲淤量在同一量级, 因此滩岸崩退及淤长过程对于黄河下游游荡段水沙输移及河床冲淤变形计算具有重要影响.

关键词 滩岸变形, 床面冲淤, 耦合模型, 游荡河段, 黄河下游

1 引言

2020年1月, 习近平总书记强调, 黄河流域必须下大气力进行大保护、大治理, 走生态保护和高质量发展的路子. 防洪安全是新时期黄河下游面临的主要问题与挑战. 其中, 滩区防洪功能的发挥与居民生产生活长期存在矛盾. 床面冲淤与滩岸变形计算能够将下游河道水沙输移与滩区治理有机地结合起来, 为下游防洪和泥沙问题的解决提供科学依据, 为滩区180多万群众的长远安全与高质量发展提供理论指导; 同时为游荡段水沙输移与滩岸变形提供定量化的模型表达. 游荡型河段具有独特的地貌形态特征. 在平面上,

游荡段一般比较顺直, 水流分汊, 通常有两股或两股以上的汊道; 在纵向上, 游荡段河床纵比降较陡, 挟带的泥沙数量大; 在横向上, 游荡段断面的宽深比通常比较大^[1,2]. 黄河下游游荡段河床宽浅, 洲滩密布, 汊道交织, 河床稳定性较低, 其不稳定性通常表现在滩岸频繁变形与床面大幅度冲淤等方面^[2]. 在三门峡水库蓄水拦沙运用期, 坝下游河道发生剧烈冲刷, 该时期游荡段的河床累计冲刷量($15.2 \times 10^8 \text{ m}^3$)占下游河道总冲刷量的71%^[3]; 主槽两侧滩岸大面积崩退, 花园口至高村段约有200 km²的滩地发生崩退^[4]. 1986年后, 黄河下游的水沙条件发生了较大的变化, 滩岸发生大面积淤长, 主槽淤积萎缩严重^[5]. 河段平滩宽度由1986年汛后的

引用格式: 王英珍, 夏军强, 邓珊珊, 等. 黄河下游游荡段床面冲淤与滩岸变形耦合模型. 中国科学: 技术科学, 2022, 52: 1285–1298
Wang Y Z, Xia J Q, Deng S S, et al. Coupled modeling of bed evolution and bank deformation in the braided reach of the Lower Yellow River (in Chinese). Sci Sin Tech, 2022, 52: 1285–1298, doi: 10.1360/SST-2020-0497

2406 m减小至1999年的1469 m。1999年10月小浪底水库运用后,进入黄河下游的沙量大幅度减少,下游河床冲刷剧烈,滩岸变形由淤长为主转为崩退为主,主槽摆动强度减弱,河床稳定性增强。床面冲淤及滩岸变形会造成主槽摆动,影响河势稳定,严重威胁河道防洪安全^[6,7];滩岸崩退还会损毁下游大量耕地,对滩区群众的生产生活等造成不利影响。

现阶段床面冲淤变形的模拟技术已比较成熟。Xia等人^[8]利用一维非恒定水沙数学模型计算了1977年和2004年黄河下游游荡段高含沙洪水演进过程,模型计算结果表明,该模型能够较为准确地模拟出各水文断面的水沙过程。此外夏军强等人^[9]将一维、二维水沙数学模型耦合,建立了能够计算库区-下游河道-滩区洪水演进及床面冲淤的联合模拟系统。关于滩岸崩退及淤长模拟方法,国内外已有不少研究成果,主要包括实测资料分析、数学模型计算、遥感影像分析等。许多学者^[10~12]采用基于不同物理机制的崩退及淤长数学模型来计算滩岸横向变形及河道摆动。Rowland等人^[13]提出了一套利用遥感影像确定河岸崩退及淤长的算法,可用于分析不同河流的平面形态变化。Xia等人^[14]提出了滩岸崩退速率的定义及其计算方法,研究了三门峡水库运用前后黄河下游的滩岸崩退情况,并认为滩岸崩退主要与滩岸稳定性、断面形态有关。李洁等人^[7]以实测断面地形资料为基础,分析了1999~2013年黄河下游游荡段的滩岸崩退过程,发现多年平均崩退速率最大可达215 m/year。Wang等人^[15]将平面二维水沙数学模型与黏性土体河岸冲刷模型相结合,建立了能同时模拟天然河道纵向冲淤与横向崩退的平面二维混合模型,并模拟了黄河下游局部河段滩岸的冲刷与崩塌过程。黄河下游游荡段滩岸崩退与淤长往往同时发生,且横向变形幅度可达几百米以上,对河势稳定造成重要影响。然而现有数学模型通常仅考虑水沙演进与床面冲淤变化,或者床面冲淤与滩岸崩退过程,很少有将滩岸淤长过程考虑在内。因此建立长河段尺度的床面冲淤与滩岸变形数学模型,用于反演及预测游荡段的河床纵横向变形过程,有助于全面掌握黄河下游游荡段的河床演变规律,为河道治理提供科学依据。

本文以一维水沙数学模型为基础,同时考虑滩岸的崩退及淤长过程,建立能同时模拟河床纵向床面冲淤及横向滩岸变形的一维耦合数学模型。以黄河下游

游荡段花园口至高村段为例,采用该模型计算床面冲淤与滩岸崩退及淤长过程,选取不同年份的实测资料对该模型进行率定和验证。

2 一维床面冲淤及滩岸变形模型

游荡段滩岸崩退及淤长经常发生且幅度较大,是引发主槽频繁摆动的原因之一。以往河流水沙数学模型很少将滩岸变形过程考虑在内,忽略了游荡段滩岸变形对泥沙输移及床面冲淤计算的重要影响。本研究通过构建由一维水沙输移及床面冲淤计算模块、滩岸崩退及淤长计算模块组成的数学模型,用于模拟黄河下游游荡段水沙演进及河床变形过程。图1为该模型的计算流程。首先通过一维水沙数学模块,计算出游荡段各断面水沙过程及床面冲淤厚度;随后根据滩岸坡脚土体的起动切应力与近岸水流切应力的判断出滩岸是发生冲刷还是淤积;若为冲刷,则通过岸坡稳定性分析来判断是否发生崩塌;若为淤积,则使滩岸坡脚直接发生泥沙落淤。

2.1 水沙输移及床面冲淤计算模块

一维水沙输移及床面冲淤计算模块,主要包括浑水控制方程、非均匀悬沙不平衡输移方程及床面冲淤

图1 一维耦合数学模型的计算流程

Figure 1 Flow chart of a one-dimensional coupled model.

方程,同时包括相应的数值解法及关键问题处理.后者主要包括复杂断面形态的滩槽划分、床面糙率确定等方面.

2.1.1 控制方程及数值解法

基于不规则断面的一维挟沙水流的控制方程,包括浑水连续方程及动量方程,可写成如下形式^[8,16]:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + B \frac{\partial Z}{\partial t} = q_l \frac{\partial A_0}{\partial t}, \quad (1)$$

附加项I

$$\begin{aligned} & \frac{\partial Q}{\partial t} + \left(gA - \alpha_f B \frac{Q^2}{A^2} \right) \frac{\partial Z}{\partial x} + 2\alpha_f \frac{Q}{A} \frac{\partial Q}{\partial x} \\ &= \frac{Q^2}{A^2} \left(\frac{\partial A}{\partial x} \right) \bigg|_Z - gA(J_f + J_l) - \frac{\rho_l q_l \mu_l}{\rho_m} \\ & \quad - \frac{1}{\rho_m} \frac{\Delta \rho}{\rho_s} Q \frac{\partial S}{\partial t} - \frac{1}{\rho_m} \frac{\Delta \rho}{\rho_s} \left(\frac{Q^2}{A} + gAh_c \right) \frac{\partial S}{\partial x}, \end{aligned} \quad (2)$$

附加项II

式中, Q 为流量; Z 为水位; A_0 为各断面床面冲淤面积; A , B 分别为过水断面的面积及水面宽度; α_f 为动量修正系数; S 为断面平均含沙量; $\Delta \rho = \rho_s - \rho_f$, 其中 ρ_f , ρ_s 分别为清水及泥沙密度; ρ_m 为浑水密度; u_b , q_l 及 ρ_l 分别为侧向入出流流速在主流方向的分量、单位河长入出流的流量和侧向入出流密度; J_f 为水力坡度,通常用曼宁公式计算,即 $J_f = (Q/A)^2 n^2 h^{4/3}$, h 为断面平均水深, n 为床面曼宁阻力系数; J_l 为局部阻力引起的附加坡度; h_c 为过水断面形心的淹没深度; g 为重力加速度; x , t 分别为沿程距离与时间.

非均匀悬沙不平衡输移及床面冲淤方程,可写成如下形式:

$$\frac{\partial}{\partial t}(AS_k) + \frac{\partial}{\partial x}(AUS_k) = B\omega_k \alpha_k (S_{*k} - S_k) + S_{lk} q_l + q_{sk}^b, \quad (3)$$

$$\rho' \frac{\partial A_0}{\partial t} = \sum_{k=1}^N B\omega_k \alpha_k (S_k - S_{*k}), \quad (4)$$

式中, U 为断面平均流速; S_k , S_{*k} , ω_k 和 α_k 分别为第 k 粒径组悬沙的分组含沙量、挟沙力、浑水沉速及恢复饱和系数; S_{lk} 为侧向入出流的分组含沙量; N 为非均匀沙组数; ρ' 为床沙干密度; q_{sk}^b 为河岸崩退及淤长造成的泥沙源项. 其中, α_k 的大小反映了不平衡输沙时含沙量向挟沙力靠近的恢复速度,一般根据实测资料率定. 本模型采用韦直林等人^[17]在黄河泥沙数学模型研究中提出的

分粒径组计算的方法,即对第 k 粒径组, $\alpha_k = (a/\omega_k)^b$, 其中系数 a 一般取为 0.001, 指数 b 与河床冲淤状态有关,淤积时取为 0.3, 冲刷时则为 0.7. 挟沙力的计算公式采用 Zhang 等人^[18]提出的公式计算,该公式在黄河下游水沙计算中具有较好的计算精度,具体表示为

$$S_* = 2.5 \times \left[\frac{(0.0022 + S_V)U^3}{\kappa \frac{\rho_s - \rho_m}{\rho_m} gh\omega_m} \ln \left(\frac{h}{6D_{50}} \right) \right]^{0.62}, \quad (5)$$

式中, S_V 为体积比含沙量; κ 为卡门常数; D_{50} 为床沙中值粒径; ω_m 为非均匀悬沙的代表沉速.

该模型在求解微分方程时,常采用有限差分格式进行离散. 一维非恒定水流演进过程中,采用质量守恒性及数值稳定性较好的普列斯曼(Preisssmann)隐式格式进行求解,而式(1)~(2)中的附加项、非均匀悬沙不平衡输移方程及河床冲淤方程则直接采用显式迎风格式离散. 冲淤面积按等厚冲淤模式分配,确定冲淤后断面内各节点的高程. 当淤积时,淤积面积沿断面湿周等厚分布;当冲刷时,仅对主槽区域的河床进行等厚冲刷修正. 根据计算得到的各粒径组的冲淤厚度,采用床沙活动层与分层记忆层的变化来表示冲淤过程中床沙级配调整^[8]. 同时由于缺少相关实测资料,模型中暂不考虑引水引沙条件对水沙输移的影响,即取式(1)中的 $q_l=0$, 式(3)中 $S_{lk}=0$.

2.1.2 模型关键问题处理

黄河下游地貌形态独特,断面宽浅,滩宽槽窄,同时河床调整过程较为复杂,主槽摆动剧烈. 因此需在断面滩槽划分、床面糙率等关键问题上进行特别处理^[8].

(1) 断面滩槽划分及“二级悬河”处理

游荡段横断面多为典型复式断面,主要由主槽与滩地组成,滩地面积广阔. 在同一断面的不同区域,滩槽阻力和冲淤厚度分布变化较大,因此采用大断面上划分滩地和主槽的方法进行计算,即主槽和滩地上的节点分别采用不同的代码值表示. 同时由于生产堤、大堤等河道整治工程的控制,滩岸最大崩退宽度被限制在滩岸坡顶与首个近岸河道整治工程之间. 因此距离主槽最近的河道整治工程两侧滩地的节点采用不同的代码值表示,以便于限制最大滩岸崩退范围.

20世纪80年代中期之后,黄河下游河道持续萎缩,河槽平均高程逐渐高于临河滩地,形成“槽高、滩低、

堤根洼”的“二级悬河”局面^[19]。1999年小浪底水库蓄水拦沙运用后,使得“二级悬河”形势得到一定缓解,但未从根本上扭转这一局势。在一维数学模型计算中,若不加以限制,可能出现主槽内水位较低,而滩地已经过流的现象,因此在计算中,必须根据标记的滩槽节点代码值限定过流的优先级,主槽优先过流,当河道水位大于主槽两侧滩顶高程时,滩地才过水。

(2) 床面糙率的确定

床面糙率在冲积河道洪水演进与河床冲淤计算中具有十分重要的作用。黄河下游不同水沙条件下的床面形态变化较大,糙率变化规律复杂,因此需采用适当的方法来计算床面糙率。本模型中先建立各水文断面糙率与流量关系曲线,其他非水文断面的糙率由相邻两个水文断面的率定值插值得到。此外,在计算中,还需根据河床的冲淤状况,适当调整各流量级下的糙率大小。一般来说,主槽糙率随流量的增大而减小,具体数值在0.013~0.030之间变动。滩地糙率则根据不同河段取某一固定值,取值范围为0.025~0.040。

2.2 滩岸崩退计算模块

滩岸崩退计算模块主要由潜水位计算、坡脚横向冲刷计算及岸坡稳定性分析三部分组成。本模块考虑滩岸土体以平面滑动方式发生崩塌,这类滩岸的崩塌过程如下:首先水流冲刷坡脚,导致岸坡变陡,随后滩岸顶部出现纵向拉伸裂缝,土体沿拉伸裂缝贯穿最深处与滩岸坡脚共同形成的特定破坏面滑入河槽,如图2所示。滩岸土体崩塌后,一部分堆积在坡脚,另一部分转化为悬沙随水流输移,因此需要引入泥沙源项使得滩岸崩退计算模块与一维水沙计算模块耦合。

2.2.1 潜水位计算

河岸土体内潜水位的变化会引起含水率、抗剪强度、内摩擦角等土体物理力学特性的变化,同时可以改变岸坡土体的受力过程,是影响滩岸稳定的重要因素之一^[20]。因此,有必要考虑潜水位的变化对于滩岸土体稳定性的影响。本研究中假设孔隙水压力与基质吸力均与潜水位的高低有关,且假设二者均呈线性分布^[21]。潜水位以上的非饱和土体中存在基质吸力,潜水位以下的饱和土体中存在孔隙水压力。潜位位的计算采用一维非恒定渗流控制方程,具体形式如下:

$$\mu \frac{\partial Z_g}{\partial t} = k_c \frac{\partial}{\partial y} \left(Z_g \frac{\partial Z_g}{\partial y} \right) + q, \quad (6)$$

式中, k_c 为土体渗透系数; μ 为给水度,由渗透系数计算得到: $\mu = 0.117 \sqrt{k_c}$ ^[22]; Z_g 为潜水位高度; q 为土体表面入渗量,与降雨和蒸发作用等因素相关。为简化计算,该模块忽略了渗流对滩岸土体颗粒的侵蚀作用。

2.2.2 坡脚横向冲刷计算

水流横向冲刷滩岸坡脚是滩岸崩塌发生的必要条件。坡脚横向冲刷宽度(ΔW_e)主要由土体抗冲能力与水流冲刷强度的相对大小来决定。本模块采用Hanson和Simon^[23]提出的公式进行计算 ΔW_e :

$$\Delta W_e = k_{de} \times (\tau_f - \tau_{ce})^{\lambda_1} \times \Delta t, \quad (7)$$

式中, k_{de} 为冲刷系数,与土体自身特性及冲刷起动切应力相关,此处采用Hanson和Simon^[23]提出的经验关系计算,即 $k_{de} = 2 \times 10^{-7} \tau_{ce}^{-0.5}$; τ_{ce} 为土体冲刷的起动切应力; τ_f 为近岸水流切应力; Δt 为时间步长; λ_1 为冲刷指数,需根据实测资料进行率定。只有当 τ_f 大于 τ_{ce} 时,坡脚才会发生冲刷, ΔW_e 计算值始终为正值。

土体冲刷时的起动切应力,采用唐存本^[24]公式进行计算,该公式将重力、拖曳力、上举力及黏结力统一考虑,即

$$\tau_{ce} = 6.68 \times 10^2 \times d + \frac{3.67 \times 10^{-6}}{d}, \quad (8)$$

式中, d 为坡脚土体的粒径(mm)。花园口至高村河段滩岸土体中值粒径的变化范围为0.013~0.109 mm,采用上述公式计算得到土体起动切应力的范围为0.1~0.3 N/m²。

2.2.3 岸坡稳定性分析

滩岸发生坡脚横向冲刷后,需根据土力学中的岸坡稳定性分析来计算滩岸发生初次崩塌时的临界条件。若滩岸已发生初次崩塌,则假定以后的滩岸崩塌方式为平行后退,仍可用土力学的方法判断滩岸是否发生二次崩塌。下面将给出滩岸稳定性分析具体过程。

滩岸发生初次崩塌的形态,如图2(a)所示。该模块中假定滩岸崩塌时沿纵向拉伸裂缝最深处与坡脚形成的破坏面为平面。为确定该破坏面的具体位置,采用Osman和Thorne^[25]提出的方法进行破坏面角度 β 的计

图 2 (网络版彩图) 滩岸崩退模块示意图. (a) 初次崩塌; (b) 二次崩塌

Figure 2 (Color online) Sketch of riverbank erosion module. (a) First bank collapse; (b) parallel bank collapse.

算, 即

$$\beta = \frac{1}{2} \left[\tan^{-1} \left[\left(\frac{H_1}{H_2} \right)^2 (1.0 - K^2) \tan i_0 \right] + \phi \right], \quad (9)$$

式中, H_1 为河岸总高度; H_2 为河岸转折点以上的高度, 转折点根据坡脚横向冲刷宽度与床面冲淤厚度共同决定; K 为拉伸裂缝深度 H_t 与 H_1 的比值, 其中拉伸裂缝深度根据土力学中的公式^[26]进行计算: $H_t = \frac{2c}{\gamma_s} \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$, c 为土体黏聚力, ϕ 为土体内摩擦角, γ_s 为滩岸土体容重; i_0 为岸坡的初始坡度. 河岸发生二次崩塌后的形态, 如图 2(b) 所示. 本模块认为滩岸以平行后退的方式向后崩塌, 即第 $1+n$ ($n=1, 2, 3, \dots$) 次滩岸崩塌时破坏面的角度 β' 均等于初次崩塌时破坏面的角度 β .

河岸是否发生崩塌, 采用 Osman 和 Thorne^[25] 提出的安全稳定系数 (F_s) 进行判断, 该系数常被定义为潜在滑动面上最大抗滑力 (F_R) 与滑动力 (F_D) 之比, 即

$$F_s = F_R / F_D. \quad (10)$$

当 F_s 小于某一临界值时, 认为该河岸会发生崩塌, 本研究暂取该临界值为 1.3. 其中滑动力 F_D 的计算公式为

$$F_D = G \sin \beta_1 + P_v \cos \beta_1 - P \sin \alpha, \quad (11)$$

式中, G 为滑动土体所受重力; P_v 为拉伸裂缝面上的孔隙水压力; P 为河道内侧向水压力; α 为 P 与破坏面内法线方向夹角. 抗滑力 F_R 则可按下式计算:

$$F_R = c' L + S \tan \phi' + (N_p - U_1) \tan \phi', \quad (12)$$

式中, c' 为有效黏聚力; ϕ' 为有效内摩擦角; L 为破坏面

长度, $L = (H_1 - H_t) / \sin \beta$; S 为基质吸力; N_p 为破坏面法线方向上的总压力, $N_p = G \cos \beta + P \cos \alpha$; U_1 为破坏面法线方向上的总上举力, $U_1 = P_u + P_v \sin \beta$, 其中 P_u 为作用在破坏面上的孔隙水压力.

2.2.4 滩岸崩塌引起的泥沙输移源项

根据已有崩岸过程的概化水槽试验结果, 通常有 50% 的滩岸崩塌土体被水流直接带走^[22]. 由于游荡段没有实测坡脚堆积比例的数据, 同时坡脚堆积比例的变化对于滩岸崩退宽度的影响并不是特别大^[27], 因此假设黄河下游游荡段滩岸崩塌后, 50% 的崩塌土体沿坡脚至河道深泓点或岸坡形态拐点区域均匀堆积, 剩余土体转化为悬沙随水流输移, 并产生式 (3) 中的泥沙源项 q_{sk}^b . 假设崩塌土体在空间步长 Δx_i 内均匀分布, 且河岸崩退速率在时间步长 Δt 内保持不变, 则 q_{sk}^b 可以表示为

$$q_{sk}^b = 0.5 P_k^b \rho_b \Delta V / \Delta t, \quad (13)$$

式中, $\Delta V = R_V (\Delta V_i + \Delta V_{i+1}) / 2$, ΔV_i 和 ΔV_{i+1} 分别为第 i 和 $i+1$ 断面滩岸崩退的体积; R_V 表示空间步长 Δx_i 内崩退岸线长度占 Δx_i 的比例; P_k^b 为河岸土体级配; ρ_b 为河岸土体的干密度.

2.3 滩岸淤长计算模块

2.3.1 横向淤积计算

游荡段主槽摆动频繁, 通常横断面地形在一岸崩退的同时另一岸发生淤长. 与滩岸崩退计算模块中坡脚横向冲刷类似, 滩岸淤长宽度计算采用以下公式^[10]:

$$\Delta W_a = k_{da} \times (\tau_f - \tau_{ca})^{\lambda_2} \times \Delta t, \quad (14)$$

式中, k_{da} 为淤积系数, 与土体自身特性与淤积时的临界切应力相关, 此处采用与冲刷系数相同的经验公式进行计算: $k_{da} = 2 \times 10^{-7} \tau_{ca}^{-0.5}$; τ_{ca} 为土体淤积时的临界切应力; λ_2 为淤积指数, 需根据实测资料进行率定. 只有当 τ_f 小于 τ_{ca} 时, 滩岸才会发生淤积, ΔW_a 计算值始终为负值. 滩岸淤积过程中, 假设滩岸进行平行淤积, 即计算出滩岸淤积宽度后, 由坡脚至坡顶进行等宽度朝向主河槽内侧的淤积.

2.3.2 滩岸淤积泥沙源项

滩岸淤积的泥沙来源为河道内输移的泥沙. 因此在滩岸淤积后, 河道水流中的悬沙会减小, 因此需要改变式(3)中泥沙源项 q_{sk}^b , 具体表达式如下:

$$q_{sk}^b = P_k \rho_b \Delta V / \Delta t. \quad (15)$$

与滩岸崩退计算方法类似, 仅将式(13)中断面滩岸崩退的体积 ΔV_i 的值取为负值以及堆积比例 50% 去掉即可.

2.4 滩岸变形模式及节点处理

黄河下游游荡段断面形态复杂, 滩岸变形模式多样, 是造成河势不稳定的重要因素之一. 根据滩岸崩退及淤积变化, 可将游荡段滩岸变形分为以下几种类型: 一岸崩退或淤积, 两岸同时崩退或淤积, 一岸不动另一岸崩退或淤积, 如图3所示. 滩岸岸坡变形模式的多样性, 决定了河床调整的复杂性, 也加剧了河势的不稳定性. 在滩岸崩退及淤积计算模块中, 以滩顶高程作

为岸坡坡顶, 以该断面枯水位作为岸坡坡脚, 将坡顶和坡脚连接作为概化河岸. 实测断面地形资料中各节点起点距按从左岸至右岸的顺序由小到大依次排列, 以保证断面地形的连续性. 但在滩岸崩退或淤积发生后, 原有地形节点的起点距会发生变化, 因此需将崩退后坡顶与坡脚之间的节点进行线性插值, 重新整理得到一个满足连续性条件的断面地形. 以图3(a)所示断面为例, 节点3和6为左岸岸坡坡顶及坡脚点, 该断面两岸岸坡发生崩退同时河床发生冲刷. 左侧岸坡崩退后, 由于崩退后坡顶节点3的起点距小于节点2, 因此坡顶的节点代码变为2, 若坡顶节点3的起点距仍在2与3之间, 则坡顶的节点代码仍为3, 坡脚的节点代码保持6不变, 将坡顶及坡脚之间所有节点进行线性插值, 最终整理得到左岸崩退后的地形节点代码为1-2'-3'-4'-5'-6'-...; 滩岸淤积时节点代码的调整以图3(b)为例, 节点7和10为左岸岸坡坡顶及坡脚点, 该断面两岸岸坡发生淤积同时河床发生淤积. 左岸发生淤积后, 由于坡脚节点10的起点距已大于节点11, 因此左岸坡脚节点代码转换为11, 坡顶的节点代码保持7不变, 同样将坡顶及坡脚之间所有节点进行线性插值, 即图中节点8, 9, 10点变为8', 9', 10', 整理得到右岸淤积后的地形节点代码依次为7'-8'-9'-10'-11'-12'-....

3 研究河段概况

3.1 黄河下游游荡段简介

黄河下游自河南孟津进入华北平原, 由山东利津注入渤海, 全长约755 km. 黄河下游孟津至高村河段

图3 (网络版彩图) 滩岸崩退及淤积的不同模式. (a) 两岸同时发生崩退; (b) 两岸同时发生淤积; (c) 左岸淤积右岸崩退; (d) 左岸崩退右岸淤积; (e) 一岸不动一岸崩退; (f) 一岸不动一岸淤积

Figure 3 (Color online) Different modes of bank erosion and accretion. (a) Bank erosion on both sides; (b) bank accretion on both sides; (c) bank accretion on the left side and bank erosion on the right side; (d) bank erosion on the left side and bank accretion on the right side; (e) only bank erosion on one side; (f) only bank accretion on one side.

为游荡段, 长约299 km, 如图4所示. 其中花园口至高村段作为典型的游荡型河段, 断面宽浅、水流散乱、易冲易淤、主槽摆动频繁, 滩岸崩退及淤长时常发生, 河床演变规律极为复杂. 游荡段床沙组成多以中细沙为主, 随着小浪底水库的运行, 下游河床发生持续冲刷, 床沙组成有变粗趋势. 小浪底水库运用后, 黄河下游来沙量大幅度降低, 1999~2018年平均输沙量约为 $0.99 \times 10^8 \text{ t}$, 较水库蓄水运用前减小86%. 来沙量的大幅度降低导致河床发生剧烈冲刷, 自小浪底水库蓄水拦沙运用后(1999~2018年)黄河下游累计冲刷量达 $19.90 \times 10^8 \text{ m}^3$, 其中游荡段为 $14.72 \times 10^8 \text{ m}^3$, 占黄河下游总冲刷量的74%. 为了限制游荡段河道摆动, 增加河势稳定性, 游荡段修建许多了护岸工程、河势控导及险工工程, 然而主槽摆动、滩岸崩退及淤长等情况仍时常发生, 如图5所示. 1999~2016年, 游荡段主槽摆动速率约为185 m/year, 深泓摆动速率约为119 m/year^[28-29]. 一侧滩岸的崩塌后退及另一侧滩岸的落淤还滩、深泓的频繁摆动均不利于游荡段的河势稳定.

3.2 游荡段滩岸土体组成及物理力学特性

游荡段滩岸土体具有垂向分层结构, 一般表层土体多为低液限黏土, 底层土体多为粉土质砂或含细粒土砂. 滩岸表层土体的黏粒含量在3.3%~34.9%之间, 中值粒径在0.009~0.082 mm之间变化; 滩岸底层土体的黏粒含量在1.1%~23.4%之间变化, 中值粒径变化范围为0.013~0.143 mm^[3]. 虽然滩岸底层土体为非黏性土, 但因其土体颗粒较细, 通常会形成团粒, 这种团粒中往往包含黏土、砂以及粉砂颗粒^[2]. 团粒中不同颗粒之间的聚合力远较团粒之间的聚合力大, 这样的团粒称为黏性土团, 相当于形成一个较大黏性土颗粒, 可类似看作黏性土颗粒进行计算. 滩岸土体干密度在 $1.3 \times 10^3 \sim 1.7 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$ 之间变化.

土体黏聚力与内摩擦角是土体抗剪强度的重要体现, 游荡段滩岸土体黏聚力与内摩擦角的变化范围分别为4.1~31.0 kPa与 $26.1^\circ \sim 36.8^\circ$. 滩岸土体含水率约为15.3%~33.6%, 土体黏聚力与内摩擦角的变化与含水率的大小密切相关. 根据黄河下游游荡段土工试验结

图 4 (网络版彩图)黄河下游游荡段平面示意图

Figure 4 (Color online) Planview of the braided reach of the Lower Yellow River (LYR).

图 5 (网络版彩图) 2006年典型断面滩岸崩退及淤长变化过程. (a) 王高寨左岸; (b) 袁坊右岸

Figure 5 (Color online) Changes of bank erosion and accretion at typical sections in 2006. (a) Left bank of Wanggaozhai; (b) right bank of Yuanfang.

果得出^[4], 起初黏聚力随含水率的增大而增大; 当含水率为24%时, 黏聚力达到最大值34 kPa; 随后随着含水率的增加, 黏聚力开始逐渐减小. 内摩擦角则随着含水率的增加呈减小趋势, 当含水率由17%增大至39%时, 内摩擦角减小11°.

4 耦合模型应用

采用上述耦合模型计算黄河下游游荡段河床冲淤及滩岸变形过程, 并采用2006年与2018年的实测水沙与地形数据对模型进行率定和验证. 需要注意的是, 由于游荡段孟津至花园口段河势相对稳定且滩岸崩退及淤长现象不显著, 因此本研究仅考虑花园口至高村之间的游荡型河段(约178 km).

4.1 模型率定

采用该模型计算了游荡段2006年4~10月的洪水演进、床面冲淤、滩岸崩退及淤长变化过程, 并用实测

水沙及地形数据对模型中的相关参数进行率定. 本模型计算河段(花园口-高村段)内共设有93个淤积观测断面, 以及花园口(HYK)、夹河滩(JHT)、高村(GC)三个水文站. 断面地形资料采用2006年汛前4月份实测断面地形, 床沙级配采用2006年汛前实测数据. 采用花园口水文站的流量、含沙量及悬沙组成作为模型进口条件, 高村水文站的实测水位作为模型的出口条件, 如图6所示.

4.1.1 率定期计算与实测水沙过程对比

图7给出了游荡段花园口、夹河滩及高村三个水文站计算与实测流量(Q)、含沙量(S)及水位(Z)过程的对比. 计算结果与实测结果基本符合良好. 夹河滩及高村水文站的流量均方根误差(RMSE)分别为167, 177 m^3/s , 均比其平均流量(1143, 1136 m^3/s)小一个数量级, 且纳什效率系数(NSE)均在0.95以上. 花园口、夹河滩站水位过程均方根误差为0.09, 0.20 m, 且水位的绝对误差最大值($\Delta Z_{\max}$)分别为0.25, 0.68 m, 均

图6 (网络版彩图)模型率定期的进出口边界条件

Figure 6 (Color online) Boundary conditions used in the model calibration.

图7 (网络版彩图) 2006年游荡段各水文站计算与实测流量、水位及含沙量过程对比. (a) 花园口水位; (b) 夹河滩流量; (c) 夹河滩水位; (d) 夹河滩含沙量; (e) 高村流量; (f) 高村含沙量

Figure 7 (Color online) Comparisons between the calculated and measured daily averaged discharges, water levels and suspended sediment concentrations of the braided reach in 2006. (a) Water level at Huayuankou; (b) water discharge at Jiahetan; (c) water level at Jiahetan; (d) sediment concentration at Jiahetan; (e) water discharge at Gaocun; (f) sediment concentration at Gaocun.

远小于各站水位变化过程, NSE值均大于0.84. 含沙量过程除峰值周围个别点外, 其余部分均能符合良好, 夹河滩及高村站含沙量的NSE值分别为0.67, 0.63; 虽没有流量、水位符合程度好, 但也能反映出洪水演进过程中含沙量的变化趋势. 故本模型能够较好地模拟游荡段2006年汛期的水沙输移过程.

4.1.2 率定期计算与实测滩岸变形宽度对比

图8给出了2006年汛期游荡段各断面滩岸崩坡变形宽度变化计算与实测值的对比, 图中正值表示岸坡发生崩退, 负值表示岸坡发生淤长. 各断面滩岸崩退与淤长宽度计算值与实测值基本符合, 2006年汛期游荡段花园口至高村段左岸共有26个断面发生滩岸崩退, 6个断面发生淤长; 右岸则共有24个断面发生崩退, 2个断面发生淤长. 采用Xia等人^[30]提出的河段尺度的方法, 计算得到实际河段尺度左岸崩退宽度为100 m, 淤长宽度为36 m; 右岸崩退宽度为107 m, 淤长宽度为71 m. 与之相对应的计算宽度分别为68, 30, 53, 82 m,

计算误差分别为32, 6, 54, 11 m. 总体来说, 模型计算的滩岸变形值与实测值能基本符合, 但河段右岸崩退宽度计算值与实测值相差较大. 主要是以古城断面(计算崩岸宽度与实测值相差1000 m)为代表的个别断面计算结果与实测结果差距较大. 初步分析原因是一维模型本身的局限性所致, 无法计算由于主流摆动等复杂水流过程, 也不能精确考虑水流切应力的横向分布, 故无法计算出由于主流摆动等过程引起的河岸崩退. 此外该模型也没有考虑引水引沙对水沙输移的影响.

同样采用河段平均的计算方法, 利用2006年汛前汛后各断面实测平滩河宽的大小来分析河段平均的主槽宽度变化. 游荡段花园口至高村段汛前平均主槽宽度为963 m, 汛后为1050 m, 平均展宽幅度为87 m. 说明汛期主槽整体呈展宽趋势, 滩岸变形中以崩退过程为主. 通过该模型计算得出的汛后平均主槽宽度为1043 m, 计算值与实测值仅相差7 m, 远小于主槽宽度的数量级, 说明模型计算的滩岸变形精度较高.

图9给出了2006年游荡段王高寨断面左侧滩岸崩

图 8 (网络版彩图) 2006年游荡段左右岸滩岸变形宽度计算值与实测值对比. (a) 左岸; (b) 右岸

Figure 8 (Color online) Comparisons between the calculated and measured bank deformation widths at both sides of the braided reach in 2006. (a) Left bank; (b) right bank.

图 9 (网络版彩图) 2006年游荡段典型断面滩岸岸坡形态变化过程. (a) 王高寨; (b) 袁坊

Figure 9 (Color online) Bank profile changes at typical sections in 2006. (a) Wanggaozhai; (b) Yuanfang.

退及袁坊断面右侧滩岸淤长的变化过程。由于一维模型床面冲淤按照等厚分配方式计算各节点冲淤厚度, 该模型仅能大致给出断面平均值, 而不能准确计算出床面冲淤的横向分布情况。因此图9所示两个典型断面计算的床面冲淤变化并不能与实测值保持一致, 但大致相符。王高寨左岸实测崩退宽度为230 m, 而计算值为245 m, 误差仅为15 m; 袁坊断面右岸计算淤长宽度(218 m)与实测值(232 m)相差14 m, 说明模型在计算岸坡崩退及淤长方面具有较高的精度。以往一维水沙耦合数学模型通常没有考虑滩岸崩退及淤长对于水沙输移的影响, 由于黄河下游游荡段滩岸崩退量较大, 崩塌土体中有一部分进入河道随水流输移, 将会对河床冲淤造成一定影响。2006年汛期花园口至高村河段整体发生冲刷, 累计冲刷量为 $0.496 \times 10^8 \text{ m}^3$, 模型计算得到的累计冲刷量为 $0.441 \times 10^8 \text{ m}^3$, 其中滩岸崩退过程造成的冲刷量为 $0.393 \times 10^8 \text{ m}^3$, 滩岸淤长过程造成的淤积量为 $0.033 \times 10^8 \text{ m}^3$, 滩岸崩退累计冲刷量占总量的89%。因此滩岸变形对于游荡段水沙输移及河床冲淤

具有重要作用。

4.2 模型验证

采用率定后的模型计算了游荡段花园口至高村段2018年4~10月的水沙输移及河床变形过程, 并用实测水沙及地形数据对该模型进行验证。断面地形资料采用2018年汛前4月份实测断面地形, 床沙级配采用2018年汛前实测数据。如图10所示, 采用2018年花园口水文站的流量、含沙量及悬沙组成作为模型进口条件, 高村水文站的实测水位作为模型的出口条件。

4.2.1 验证期计算与实测水沙过程对比

图11给出了游荡段花园口、夹河滩及高村三个水文站2018年计算与实测流量、含沙量及水位过程的对比。计算结果与实测结果基本符合良好。夹河滩及高村站流量的NSE值分别为0.96, 0.92, 纳什效率系数越接近1, 说明模型模拟效果越好; 两站流量均方根误差(RMSE)最大值为 $212 \text{ m}^3/\text{s}$, 相对均方根误差(rRMSE)

图10 (网络版彩图)模型验证期的进出口边界条件

Figure 10 (Color online) Boundary conditions used in the model verification.

图11 (网络版彩图) 2018年游荡段各水文站计算与实测流量、水位及含沙量过程对比。(a) 花园口水位; (b) 夹河滩流量; (c) 夹河滩水位; (d) 夹河滩含沙量; (e) 高村流量; (f) 高村含沙量

Figure 11 (Color online) Comparisons between the calculated and measured daily averaged discharges, water levels and suspended sediment concentrations of the braided reach in 2018. (a) Water level at Huayuankou; (b) water discharge at Jiahetan; (c) water level at Jiahetan; (d) sediment concentration at Jiahetan; (e) water discharge at Gaocun; (f) sediment concentration at Gaocun.

的最大值为0.11; 且流量峰值的相对误差不超过5%。花园口及夹河滩站水位的NSE值分别为0.6, 0.8, 花园口的纳什效率系数偏小, 但也基本符合实际变化规律; 水位峰值的相对误差均小于0.3%, 说明峰值的吻合程度较高; 均方根误差为0.20, 0.25 m, 说明水位变化过程整体的吻合程度也不错。夹河滩及高村站含沙量的NSE值分别为0.94, 0.89, 说明含沙量的计算结果与实测结果基本一致; 且最高含沙量的相对误差不超过10%, 分别为7%, 9%。故而该率定模型可以较好地反映2018年汛期的水沙演进过程。

4.2.2 验证期计算与实测滩岸变形宽度对比

利用该模型模拟了2018年花园口至高村段滩岸崩退及淤长变化过程, 图12给出了2018年汛期各断面滩岸岸坡变形宽度变化实测与计算量的对比。2018年汛期小浪底出库水量为 $222 \times 10^8 \text{ m}^3$, 是小浪底水库运用以来水量最大的年份, 比次大年份2012年($152 \times 10^8 \text{ m}^3$)

偏大46%, 是小浪底水库运用以来汛期年均水量($77 \times 10^8 \text{ m}^3$)的近3倍; 2018年水库出库最大含沙量为 353 kg/m^3 , 是小浪底水库运用以来出库含沙量、排沙量均为最大的一年^[31]。由于2018年汛期来水来沙量大, 导致下游游荡段滩岸崩退及淤长变化明显, 实测滩岸崩退宽度最大接近1 km, 而滩岸淤长最大宽度也达到892 m, 滩岸易冲易淤。各断面计算滩岸崩退及淤长宽度变化基本与实测值相吻合, 采用河段平均的方法, 计算了汛期前后平均主槽宽度的大小。2018年花园口至高村段汛期前平均主槽宽度为1020 m, 汛后为1051 m, 通过该率定模型计算得出的汛后河段平均主槽河宽为1035 m, 计算值与实测值仅相差16 m, 远小于主槽河宽的数量级, 说明模型精度较高。

图13给出了曹岗和鹅湾断面形态的调整过程, 其中曹岗断面左岸发生崩退, 鹅湾断面左岸发生淤长。曹岗断面左岸实测崩退宽度为512 m, 鹅湾断面左岸实测淤长宽度为126 m, 二者对应的计算值分别为

图 12 (网络版彩图) 2018年游荡段左右岸滩岸变形宽度计算值与实测值对比。(a) 左岸; (b) 右岸

Figure 12 (Color online) Comparisons between the calculated and measured bank deformation widths at both sides of the braided reach in 2018. (a) Left bank; (b) right bank.

图 13 (网络版彩图) 2018年典型断面滩岸岸坡形态变化过程。(a) 曹岗; (b) 鹅湾

Figure 13 (Color online) Bank profile changes at typical sections in 2018. (a) Caogang; (b) E'wan.

503 m及141 m, 计算误差分别为9 m及15 m, 岸坡崩退及淤长计算精度较好。2018年汛期游荡段发生显著淤积, 实测累计淤积量为 $0.313 \times 10^8 \text{ m}^3$, 计算的累计淤积量为 $0.443 \times 10^8 \text{ m}^3$, 其中滩岸崩退过程造成的冲刷量为 $0.257 \times 10^8 \text{ m}^3$, 滩岸淤长过程造成的淤积量为 $0.203 \times 10^8 \text{ m}^3$ 。滩岸崩退与淤长过程造成的泥沙冲刷与淤积量基本抵消, 该年份滩岸崩退与淤长幅度基本一致; 同时滩岸崩退与淤长造成的泥沙冲淤量与河床累计淤积量都在同一数量级, 因此滩岸崩退及淤长计算对于床面冲淤量的计算精度具有较大影响。

5 结论

通过耦合一维水沙输移及床面冲淤计算模块、滩岸崩退及淤长计算模块, 建立了能同时模拟纵向床面冲淤及横向滩岸变形的一维水沙耦合数学模型, 并采用该模型计算了2006年及2018年黄河下游游荡段花园口至高村河段的水沙输移、床面冲淤以及滩岸变形过程, 并利用相应年份的实测资料对该模型进行了率定及验证, 得出主要结论如下。

(1) 建立的一维水沙耦合数学模型可以较好地模拟游荡段的水沙输移过程, 三个水文站计算与实测流量、水位及含沙量值的纳什效率系数在率定年份(2006年)最小值为0.63, 最大值达0.96; 在验证年份(2018年)最小值为0.60, 最大值达0.97, 说明该模型可以较好地模拟汛期的水沙演进过程。

(2) 该模型同时可以较好地计算出滩岸崩退和淤长的宽度, 断面尺度滩岸崩退与淤长宽度计算值与实测值基本符合良好。花园口至高村段在2006年汛后平均主槽宽度实测值为1050 m, 模型计算值为1043 m; 该值在2018年汛后实测值为1051 m, 计算值为1035 m, 由此可知该模型可以较为准确地计算河段平均的主槽宽度的大小。

(3) 游荡段崩退及淤长幅度较大, 分析了滩岸变形对于河床纵向变形的影响。2006年滩岸崩退累计冲刷量占冲刷总量的89%, 2018年计算的累计淤积量为 $0.443 \times 10^8 \text{ m}^3$, 其中滩岸崩退过程造成的冲刷量为 $0.257 \times 10^8 \text{ m}^3$, 滩岸淤长过程造成的淤积量为 $0.203 \times 10^8 \text{ m}^3$ 。故滩岸崩退及淤长过程对于黄河下游游荡段水沙输移及河床冲淤变形具有重要作用。

参考文献

- 1 Xia J Q, Wang G Q, Wu B S. Evolution and Numerical Simulation of Wandering Channels (in Chinese). Beijing: China Water and Power Press, 2005 [夏军强, 王光谦, 吴保生. 游荡型河流演变及其数值模拟. 北京: 中国水利水电出版社, 2005]
- 2 Long Y Q, Chien N. Erosion and transportation of sediment in the Yellow River basin. *Int J Sediment Res*, 1986, 1: 2–38
- 3 Shen G Q, Zhang Y F, Shang H X, et al. Sedimentation and cross-section regulation in different periods in the Lower Yellow River (in Chinese). *J Sediment Res*, 2005, 3: 30–34 [申冠卿, 张原锋, 尚红霞, 等. 不同时期黄河下游河道泥沙沉积与纵横断面调整. 泥沙研究, 2005, 3: 30–34]
- 4 Xia J Q, Wu B S, Wang Y P, et al. An analysis of soil composition and mechanical properties of riverbanks in a braided reach of the Lower Yellow River. *Sci Bull*, 2008, 53: 2400–2409
- 5 Hu C H, Zhang Z H. Relationship between adjustment of section configuration and flow-sediment of tail channels in the Yellow River Estuary (in Chinese). *J Basic Sci and Eng*, 2011, 19: 543–553 [胡春宏, 张治昊. 黄河口尾闾河道横断面形态调整及其与水沙过程的响应关系. 应用基础与工程科学学报, 2011, 19: 543–553]
- 6 Henshaw A J, Thorne C R, Clifford N J. Identifying causes and controls of river bank erosion in a British upland catchment. *Catena*, 2013, 100: 107–119
- 7 Li J, Xia J Q, Deng S S, et al. Recent bank retreat processes and characteristics in the braided reach of the Lower Yellow River (in Chinese). *Adv Water Sci*, 2015, 26: 517–525 [李洁, 夏军强, 邓珊珊, 等. 近期黄河下游游荡段滩岸崩退过程及特点. 水科学进展, 2015, 26: 517–525]
- 8 Xia J, Zhang X, Wang Z, et al. Modelling of hyperconcentrated flood and channel evolution in a braided reach using a dynamically coupled one-dimensional approach. *J Hydrol*, 2018, 561: 622–635
- 9 Xia J Q, Wang Z H, Wang Y Z, et al. Development and application of a reservoir-channel-floodplain coupling model system for flow and sediment transport in the Middle and Lower Yellow River (in Chinese). *J Basic Sci and Eng*, 2020, 28: 652–665 [夏军强, 王增辉, 王英珍, 等. 黄河中下游水库-河道-滩区水沙模拟系统的构建与应用. 应用基础与工程科学学报, 2020, 28: 652–665]
- 10 Langendoen E J, Mendoza A, Abad J D, et al. Improved numerical modeling of morphodynamics of rivers with steep banks. *Adv Water*

- Resources*, 2016, 93: 4–14
- 11 Arnez Ferrel K R, Patsinghasanee S, Kimura I, et al. Coupled model of bank erosion and meander evolution for cohesive riverbanks. *Geosciences*, 2018, 8: 359
 - 12 Asahi K, Shimizu Y, Nelson J, et al. Numerical simulation of river meandering with self-evolving banks. *J Geophys Res Earth Surf*, 2013, 118: 2208–2229
 - 13 Rowland J C, Shelef E, Pope P A, et al. A morphology independent methodology for quantifying planview river change and characteristics from remotely sensed imagery. *Remote Sens Environ*, 2016, 184: 212–228
 - 14 Xia J, Li T, Li X, et al. Daily bank erosion rates in the Lower Yellow River before and after dam construction. *J Am Water Resour Assoc*, 2014, 50: 1325–1337
 - 15 Wang G, Xia J, Wu B. Numerical simulation of longitudinal and lateral channel deformations in the braided reach of the Lower Yellow River. *J Hydraul Eng*, 2008, 134: 1064–1078
 - 16 Xie J H. Modelling of River (in Chinese). Beijing: Water Resources and Electric Power Press, 1990 [谢鉴衡. 河流模拟. 北京: 水利电力出版社, 1990]
 - 17 Wei Z L, Zhao L K, Fu X P. Research on mathematical model for sediment in Yellow River (in Chinese). *J Wuhan Univ Hydraul Electr Eng*, 1997, 30: 21–25 [韦直林, 赵良奎, 付小平. 黄河泥沙数学模型研究. 武汉水利电力大学学报, 1997, 30: 21–25]
 - 18 Zhang H W, Huang Y D, Zhao L J. A mathematical model for unsteady sediment transport in the Lower Yellow River. *Int J Sediment Res*, 2001, 16: 150–158
 - 19 Hu C H, Guo Q C. Modelling of sediment transport in the Lower Yellow River and the critical threshold of dynamic equilibrium (in Chinese). *Sci China Ser E: Technol Sci*, 2004, 34: 133–143, [胡春宏, 郭庆超. 黄河下游河道泥沙数学模型及动力平衡临界阈值探讨. 中国科学E辑: 技术科学, 2004, 34: 133–143]
 - 20 Darby S E, Rinaldi M, Dapporto S. Coupled simulations of fluvial erosion and mass wasting for cohesive river banks. *J Geophys Res*, 2007, 112: F03022
 - 21 Chiang S W, Tsai T L, Yang J C. Conjunction effect of stream water level and groundwater flow for riverbank stability analysis. *Environ Earth Sci*, 2011, 62: 707–715
 - 22 Xia J Q, Zong Q L. Study on Mechanisms and Process Simulation of Bank Erosion of Composite Riverbank in the Jingjiang Reach (in Chinese). Beijing: Science Press, 2015 [夏军强, 宗全利. 长江荆江段崩岸机理及其数值模拟. 北京: 科学出版社, 2015]
 - 23 Hanson G J, Simon A. Erodibility of cohesive streambeds in the loess area of the Midwestern USA. *Hydrol Process*, 2001, 15: 23–38
 - 24 Tang C B. Laws of sediment incipient motion (in Chinese). *J Hydraul Eng*, 1963, 2: 1–12 [唐存本. 泥沙起动规律. 水利学报, 1963, 2: 1–12]
 - 25 Osman A M, Thorne C R. Riverbank stability analysis. I: Theory. *J Hydraulic Eng*, 1988, 114: 134–150
 - 26 Thorne C R, Hey R D, Newson M D. Applied Fluvial Geomorphology for River Engineering and Management. New York: John Wiley and Sons, 1997
 - 27 Wang Y Z, Xia J Q, Deng S S, et al. Conceptual modelling of bank erosion processes at typical sections in a braided reach of the Lower Yellow River (in Chinese). *J Hydroelectric Eng*, 2020, 39: 1–12 [王英珍, 夏军强, 邓珊珊, 等. 黄河下游游荡段断面滩岸崩退过程概化模拟. 水力发电学报, 2020, 39: 1–12]
 - 28 Li J, Xia J, Zhou M, et al. Variation in reach-scale thalweg-migration intensity in a braided reach of the lower Yellow River in 1986–2015. *Earth Surf Process Landforms*, 2017, 42: 1952–1962
 - 29 Wang Y Z, Xia J Q, Zhou M R, et al. Characteristics of main channel migration in the braided reach of the Lower Yellow River after the Xiaolangdi Reservoir operation (in Chinese). *Adv Water Sci*, 2019, 30: 198–209 [王英珍, 夏军强, 周美蓉, 等. 小浪底水库运用后黄河下游游荡段主槽摆动特点. 水科学进展, 2019, 30: 198–209]
 - 30 Xia J, Li X, Li T, et al. Response of reach-scale bankfull channel geometry to the altered flow and sediment regime in the lower Yellow River. *Geomorphology*, 2014, 213: 255–265
 - 31 Sun Z Y, Shang H X, Peng H. Analysis on the discharging capability of the Lower Yellow River channel during 2018 flood season (in Chinese). *Yellow River*, 2019, 41: 8–12 [孙赞盈, 尚红霞, 彭红. 2018年汛期黄河下游河道排洪能力分析. 人民黄河, 2019, 41: 8–12]

Coupled modeling of bed evolution and bank deformation in the braided reach of the Lower Yellow River

WANG YingZhen, XIA JunQiang, DENG ShanShan, ZHOU MeiRong, CHENG YiFei & LI ZhiWei

State Key Laboratory of Water Resources and Hydropower Engineering Science, Wuhan University, Wuhan 430072, China

Floodplains on both sides of the braided reach in Lower Yellow River (LYR) are extremely wide, accounting for 80% of the total channel area, and large channel deformation occurs during the flood season in this reach. Thus, bed evolution and riverbank deformation are typical characteristics of channel evolution in the braided reach of LYR. To calculate riverbed evolution and riverbank deformation, a one-dimensional coupled model, which includes three modules for hydrodynamics, sediment dynamics, and bed evolution, bank erosion, and accretion, is proposed. The proposed model was used to simulate the longitudinal and lateral deformation in the braided reach of LYR in 2006 and 2018 to conduct detailed processes of model calibration and verification. Results indicate the following. (1) The proposed model can accurately simulate flow and sediment transport processes. The Nash-Sutcliffe efficiency coefficient (NSE) between calculated and measured values of water discharges, water levels, and sediment concentrations was above 0.6, with a maximum value of 0.97. (2) The riverbank accretion and erosion widths were roughly calculated, and the relative errors between the calculated and measured reach-scale riverbank widths were less than 1.5%. (3) Analysis of the effect of riverbank deformation on longitudinal deformation revealed that riverbank accretion and erosion calculation modules played an important role in the calculation of flow, sediment transport, and riverbed evolution in the braided reach of LYR.

bank deformation, bed evolution, coupled model, braided reach, Lower Yellow River

doi: [10.1360/SST-2020-0497](https://doi.org/10.1360/SST-2020-0497)