

小浪底水库泥沙管道输送的阻力损失分析

李时, 秦毅, 李国栋, 李珊珊, 刘强, 曾杉

(西安理工大学 水利水电学院, 陕西 西安 710048)

摘要: 阻力损失是管道水力输送的关键参数之一。本文基于小浪底水库的管道排沙试验, 研究不同流速、粒径、浓度下管道输送的阻力损失, 采用实测数据与已有模型对比分析的方法, 选取拟合效果最好的模型。流速为 2.08 m/s 时, 阻力模型与费祥俊模型拟合最好, 杜兰德模型次之。因此在试验参数确定中综合考虑费祥俊与杜兰德模型。在本次试验流量为 620 m³/h (流速 2.08 m/s)、含沙量为 279 kg/m³ (浓度 10.53%)、中值粒径为 0.0512 mm 的参数组合下, 管道排沙效果相对较好, 月排沙量为 4.15 × 10⁴ t; 而基于本次试验条件, 预测高浓度时的输沙情况, 最佳输送参数应是流量 620 m³/h (流速 2.08 m/s)、含沙量为 950 kg/m³ (浓度 35.85%)、中值粒径为 0.0512 mm, 月排沙量为 14.14 × 10⁴ t。

关键词: 泥沙; 管道输送; 阻力损失; 数值模拟; 小浪底水库

中图分类号: TV145.3

文献标识码: A

文章编号: 1672-643X(2016)05-0150-08

Resistance loss of sediment pipeline transportation at Xiaolangdi reservoir

LI Shi, QIN Yi, LI Guodong, LI Shanshan, LIU Qiang, ZENG Shan

(Faculty of Water Resources and Hydroelectric Engineering, Xi'an University of Technology, Xi'an 710048, China)

Abstract: The resistance loss is one of the key parameters of pipeline transportation. Based on the pipeline flushing test at Xiaolangdi Reservoir, this article studied the resistance loss of pipeline transportation in different flow rates, particle sizes and concentrations. It took the method of measured data with model and chose the model which has the best fitting effect. During the test, when the flow speed is 2.08 m/s, the fitting effect of resistance model with Fei Xiangjun model is the best, Durand model is the second. So the paper comprehensively considered the models of both Fei Xiangjun and Du Lande in the determination of parameter. In this experiment, the discharge is 620 m³/h (flow rate is 2.08 m/s), the sediment concentration is 279 kg/m³ (concentration 10.53%), and the median particle size is 0.0512 mm, the sand flushing effect is better, the monthly sediment discharge is 41500 t. Based on condition of this test, the paper predicted the sand flushing effect of higher sediment concentration. The optimal parameters are that the discharge is 620 m³/h (flow rate is 2.08 m/s), the sediment concentration is 950 kg/m³ (concentration 35.85%), and the median particle size is 0.0512 mm, the monthly sediment discharge is 141400 t.

Key words: sediment; pipeline flushing; resistance loss; numerical simulation; Xiaolangdi reservoir

近年来,管道水力输送的技术不断发展,在国内外得到了广泛应用,但目前还主要应用于冶金矿山的尾矿、精矿以及电厂的煤灰等输送上^[1-6]。一般而言,管道输送的关键参数为输送时的阻力与临界不淤流速两方面,其中阻力不仅影响不淤流速,还决定了输送的距离。就管道输送涉及的阻力研究而言,理论众多,主要包括扩散理论、重力理论以及能

量理论等,基于以上理论通过试验,各国学者先后提出了多种经验半经验阻力公式^[7-10],可以说成果多样。如何将这些成果应用于实际也需要探讨。

本文基于小浪底水库的现场水上试验,探索小浪底水库管道排沙出库的阻力损失参数的确定方法。与以往的分析研究相比,以往研究所采用的输送浆体都是同浓度、同颗粒级配的,而应用于疏浚河

收稿日期:2016-04-13; 修回日期:2016-05-30

基金项目:水利部公益性行业科研专项经费项目(201301063)

作者简介:李时(1990-),男,黑龙江双城人,硕士研究生,研究方向为水文学及水资源。

通讯作者:秦毅(1959-),女,江苏常州人,博士,教授,硕士生导师,研究方向为干旱区水文水资源、河流泥沙。

道和水库清淤的管道,由于管道输沙现场试验的特殊性,缺少配浆池从而导致水流泥沙浓度随机变化,含沙量极不稳定。且本次试验的管道系统材质由单一材质变为异性材质(软硬管组合使用),而安全要求限制了试验的取样数量,因此本次试验的阻力研究难以走已有的研究途径。本文采用拟合优度法和数值模拟方法,从现有阻力模型中合理选定符合现场试验工况的阻力模型,为今后水库管道高效输沙的实际生产提供参考。

1 试验概况

1.1 试验位置与设备

根据小浪底库区不同区域泥沙淤积特点和规律,选择有代表性的库区地点进行抽沙试验。考虑要满足抽沙装置深水作业条件,选在了小浪底库区淤积相对稳定河段,距坝 40.8 km 左右的断面附近,横向位置距离库区左岸 400 m 处^[11]。

小浪底管道输沙试验组成主要包括吸泥装置、水面作业平台和输送管道三个部分。水面试验作业平台采用库区内 280 t 的自动驳船,配备两台 110 kW 的 LQ 型渣浆泵(流量:500 m³/h;扬程:48 m;功率:110 kW;转速:980 r/min;抽沙浓度 12% ~ 50%),可采用单泵独立进行采沙、输送或者两者联合运行进行采沙、输送的方式,以达到最经济有效的采沙目的。排沙管采用直径 325 mm,单节长 6 m 的钢管,排沙钢管之间用 325 mm × 1.2 m 软管连接,三节钢管一节软管依次连接。软管连接是为了减缓水面上的风摆动对钢管产生的折断威胁和对试验的影响。排沙钢管由自制浮筒支撑浮于水面,管道全长 980 米(图 1)。

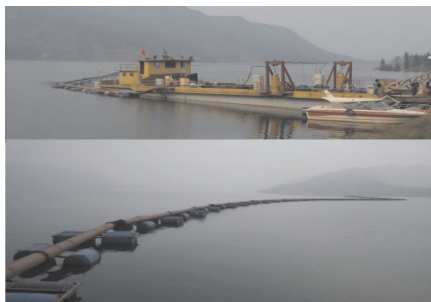


图 1 水上试验作业平台及管道布设图

1.2 资料的获取

试验资料依靠布设测验断面施测获得。测验断面的布设主要考虑了以下几个因素:一是管道输送中沿程的参数变化;二是软管对输送的局部影响,尤

其是局部阻力的变化。试验管段全长 980 m,共布设 7 个测验断面,每个断面包括一个测压点和三个泥沙取样点。第一断面前布设一台 DN300 电磁流量计,且记起点距为 0 m,其 2 ~ 7 断面起点距分别为 25、35、515、525、535、965 m。具体断面布设示意图如图 2 所示。

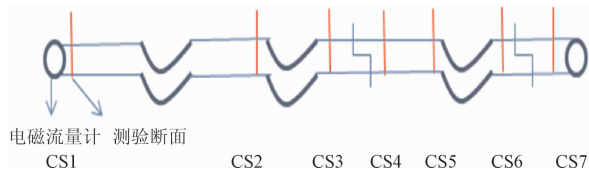


图 2 测验断面布设示意图

1.3 基础数据处理

本次管道试验输送的物质主要分清水和浑水两种。清水条件下,测量了 950 m³/h(双泵)和 620 m³/h(单泵)两个量级下的沿程压力变化。浑水条件下测验数据包括流量、含沙量、颗粒级配和管道沿程压力。

由于泥浆泵从河底抽取的泥浆浓度随机变化,且各断面上中下三个测点的含沙量也不稳定(以第一组 1 测次为例,如图 3 所示),所以将每个断面三个取样点含沙量的均值作为该断面的平均含沙量,7 个断面间含沙量的均值作为这组试验的含沙量,对实测含沙量进行分析得出:管道内含沙量沿程变化较为剧烈。流量为 950 m³/h 时,90% 的含沙量小于 200 kg/m³;流量为 620 m³/h 时,90% 的含沙量小于 360 kg/m³(见图 4)。中值粒径的取值范围也有较大波动,将 7 个断面的中值粒径均值作为该组各断面试验的 D₅₀。

分析进出口的颗粒级配情况,发现小流量时,存在较大的分布带宽和较明显的细化现象;大流量时的情况恰相反(见图 5,图 6)。表明小流量时,粒径大于 0.1 mm 的泥沙有少量淤积;大流量时因流速大而带动了更多粗泥沙的运动,管道几乎没有淤积发生。本次试验工况的粒径范围多在 0.0409 mm ~ 0.0612 mm 之间,故试验中两种工况均可认为不发生淤积。

目前水库抽输沙系统的泥沙变化程度是以往研究不能比拟的,且由于水上作业平台的限制,不能建造配浆池,故这种情况会一直出现在今后的生产中。

实测 7 个断面压力值沿程变化如图 7 所示,分别是 950 和 620 m³/h 两组流量的不同含沙量下压力的沿程变化。

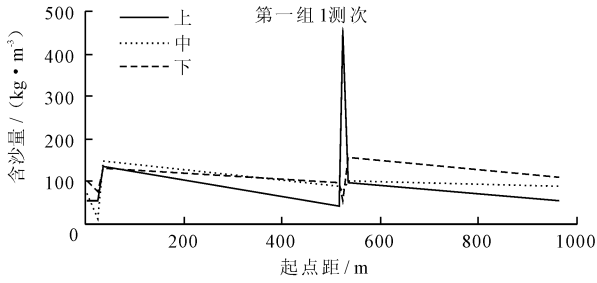


图3 三个取样点含沙量沿程变化示意图

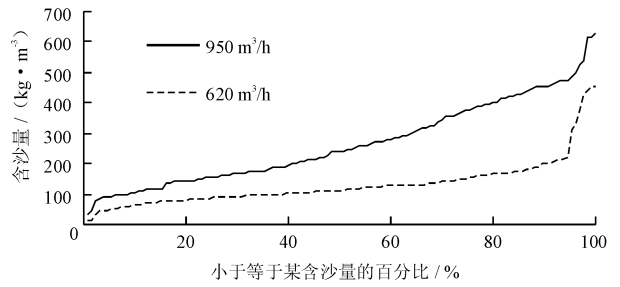


图4 不同工况含沙量分布情况

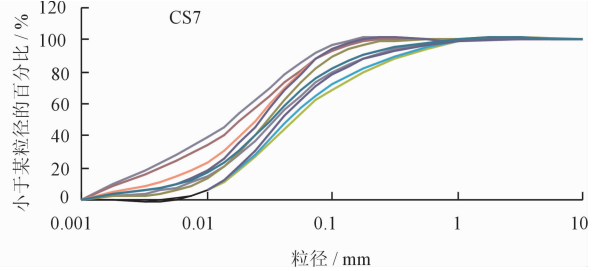
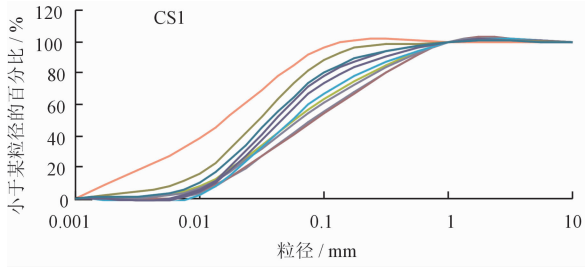


图5 Q = 620 m³/h 时,各测次进出口断面颗粒级配变化情况

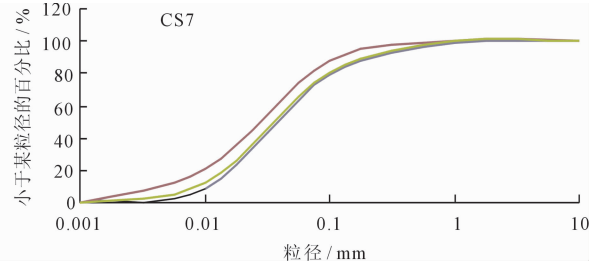
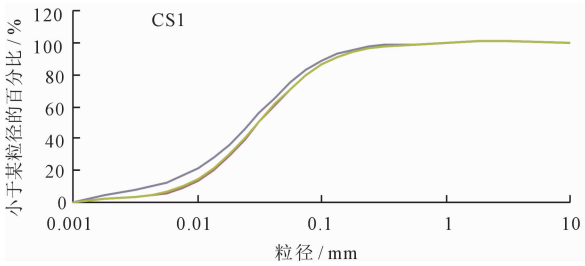


图6 Q = 950 m³/h 时,各测次进出口断面颗粒级配变化情况

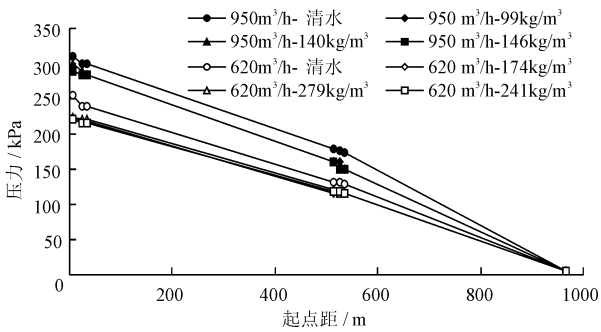


图7 沿程压力变化示意图

从图7可以看出,在相同流量即流速一定时,浑水与清水的阻力损失基本相当。而在流速较大时即流量为950 m³/h的工况,其阻力损失较小流量时略大。在管道输送过程中,应避免较大的阻力损失,采用较为经济的方式保证输送效率,故本文在下面的分析中排除950 m³/h的工况,只分析流量为620 m³/h的工况。

2 管道输送的阻力分析

管道阻力特性直接关系到系统的不淤流速大

小、物料输送动力设备的选择和运行成本,是管道水力输送技术最为关注的问题之一。阻力变化特性及各种因素对管道阻力特性的影响是其主要研究内容。这些影响因素包括两方面^[12], (1) 流体输送特性: 输送速度、浓度等; (2) 管道特性: 管径、糙率等。

2.1 常用阻力模型

由于大部分水力输送是在紊流状态下进行,此时管道中含物料水流为两相流,阻力损失除产生于管壁的粗糙度外,还产生于物料颗粒的沉降运动、颗粒与液态载体、颗粒与颗粒和颗粒与管壁的摩擦与碰撞等。因此,其机理十分复杂,要想将阻力损失完全从数学上表达成诸因素的函数是很难实现的,在工程应用中也无太大必要,这就决定了阻力损失的计算目前只停留在经验性阶段。管道输送阻力损失分析中常用的经验半经验模型主要包括杜兰德模型、陈广文模型、王绍周模型和费祥俊模型。

(1) 杜兰德(Durand)模型: 该模型基于重力理论得到,即水流消耗一部分能量维持颗粒悬浮,两相流与纯液体两者的能量消耗相比,前者更大。由此理论得到的阻力计算公式如下。

$$i_m = i_0 + KC_V \left(\frac{\sqrt{gd}}{v} \right)^3 \left(\frac{\omega}{\sqrt{gD_{50}}} \right)^{1.5} i_0 \quad (1)$$

式中: i_m 为浑水阻力损失; 第一项 i_0 是清水阻力损失, 第二项是附加阻力损失; K 为系数, 标准 Durand 模型中可采用 180; C_V 为浆体体积浓度, %; d 为管道直径, m; v 为浆体流速, m/s; D_{50} 为颗粒中值粒径, mm; ω 为颗粒沉降速度, m/s; g 为重力加速度, m/s²。

(2) 陈广文模型: 陈广文等人从宏观和微观两个方面进行了分析: 在浆体的管道输送过程中能量损失主要包括以下三种形式: 摩擦阻力损失; 颗粒沉降阻力损失; 颗粒碰撞阻力损失, 故水力坡降写成:

$$J_m = \frac{\lambda v^2}{2gd} + \zeta C_V \left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right) \frac{\omega}{v} + KC_V \frac{D_{50} v}{d^2} \frac{1}{\left(1 - \frac{C_V}{C_{Vm}} \right)^{2.5 C_V}} \quad (2)$$

式中: J_m 为浑水阻力损失; 第一项是清水阻力损失, 其中 λ 为清水阻力系数; ρ, ρ_s 为清水与颗粒的密度, kg/m³; ζ 为沉速的形状修正系数, 扁平形取 0.50, 长方形取 0.65, 多角形取 0.75, 椭圆形取 0.85, 球形取 1.0。 K 为比例常数, 可取 $K \approx 1$; C_{Vm} 为极限体积浓度, Turgay Dabak 和 Oner Yucel 对其取值做了详细的研究, 而 Voadlo 取为 62%, 倪晋仁等则选取为 65% 和 70%。

(3) 王绍周模型: 王绍周把固体颗粒能量损失分为悬浮能耗、旋转能耗和悬移能耗三部分, 得如下公式。

$$i_m = \frac{\alpha \lambda v^2}{2gd} + \left(1.86 - 6.85 \frac{\omega}{v} \right) C_V \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right) \frac{\omega}{v} \quad (3)$$

式中: 第一项仍为清水阻力, α 为减阻系数, $\alpha = 1 - 0.4 \log \mu_r + 0.2 (\log \mu_r)^2$, 其中 μ_r 为浆体的相对黏滞系数, $\mu_r = \left(1 - \frac{C_V}{C_{Vm}} \right)^{-2.5}$, 当 $\alpha > 1$ 时, 取 $\alpha = 1$, 表示不减阻。其他同上。

(4) 费祥俊模型: 费祥俊模型的特点是在分析阻力损失机理时, 从浑液阻力损失与底床阻力损失出发, 考虑引起这两种不同性质阻力的因素, 由力的平衡方程推导出总的阻力损失。

$$i_m = \frac{\lambda_0 v^2}{2gd} \frac{\gamma_m}{\gamma} + 11 \mu_s C_V \frac{\gamma_s - \gamma_m}{\gamma} \frac{\omega}{v} \quad (4)$$

式中: λ_0 为清水阻力系数, $\lambda_0 = \alpha \times 0.11 \times \left(\frac{\Delta}{d} + \frac{68}{R_c} \right)^{0.25}$; α 为减阻系数, Δ 为管壁粗糙度, 新钢

管取 0.17mm; μ_s 为摩擦系数, 取 0.4; $\bar{\omega}$ 为平均沉速, m/s; R_c 为有效雷诺数; $\gamma_m, \gamma_s, \gamma$ 分别为浆体、固体颗粒及载体的容重, N/m³。

2.2 阻力系数 λ 的确定

上述模型计算中需要求得清水阻力系数, 本文通过实测资料计算其值并应用于各模型中。由达西 - 韦斯巴赫公式计算的各工况下阻力坡降与阻力系数列于表 1。由于第 7 断面靠近出口, 趋于明流, 与管段其他位置的有压管流之间存在根本性的区别, 因此不将第 7 断面的压力值纳入计算当中。达西 - 韦斯巴赫公式如下

$$\lambda = 2i_m g d / v^2 \quad (5)$$

$$i_m = \frac{h_f}{L} \quad (6)$$

式中: λ 为阻力系数; h_f 为水头损失, m, $h_f = (P_1 - P_6) \times 13.6 \times 7.5 / 1000$; P_1, P_6 分别为第 1 和第 6 断面的压力值, kPa; L 为管道长度, m, 其他同上。

表 1 不同工况下的阻力坡降

流量/ (m ³ · h ⁻¹)	含沙量/ (kg · m ⁻³)	体积浓 度/%	D ₅₀ /mm	坡降/%	阻力系 数/%
	99	3.74	0.0474	2.69	1.70
双泵	140	5.28	0.0410	2.88	1.82
950	146	5.51	0.0509	2.69	1.70
清水				2.60	1.64
174	6.57	0.0629	2.08	3.06	
单泵	279	10.53	0.0512	2.12	3.12
620	241	9.09	0.0603	2.02	2.98
清水				2.41	3.54

由表 1 可以看出, 两种工况下的清水阻力系数分别为 0.0164 和 0.0354。根据经验与水力学及河流动力学相关知识, 两种工况的清水阻力系数不应有如此之大的差距, 且 0.0354 偏大。究其原因可能与现场观测时管道水流不稳定和风浪影响观测者目视结果有关, 因此将两者平均值作为本次试验的清水阻力系数, 即 λ_0 为 0.0259, 该值符合一般规律。

2.3 阻力模型确定

本次试验目的在于寻找较高效益的输送参数, 是实际生产应用的前提工作。在上文中已经指出含沙量、颗粒级配等影响因子不稳定, 且输送管材较为复杂, 故通过与已有模型进行拟合优度方法分析选择最优模型, 并将其应用于较高浓度, 论证高浓度工况输沙效果, 为实际生产提供参考。对于大流速的

工况即流量为 $950 \text{ m}^3/\text{s}$, 阻力损失较大, 不够经济且排沙效率较低, 故只对流量为 $620 \text{ m}^3/\text{s}$ 的工况进行分析。将本次试验所得到的数据分别带入上述4种

计算模型, 计算模型中所需要的水流阻力损失系数采用两组试验实测值的平均值即 $\lambda_0 = 0.0259$ 。计算结果见表2和图8。

表2 实测坡降与计算坡降比较

流速 $v /$ ($\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$)	D_{50} / mm	含沙量/ ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	$C_v / \%$	坡降 $i / \%$				
				实测	杜兰德	陈广文	王绍周	费祥俊
	0.0629	174	6.57	2.08	2.19	1.78	1.70	2.00
2.08	0.0512	279	10.53	2.12	2.13	1.78	1.64	2.11
	0.0603	241	9.09	2.02	2.25	1.79	1.67	2.09

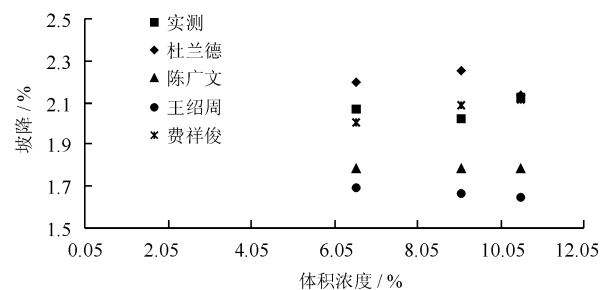
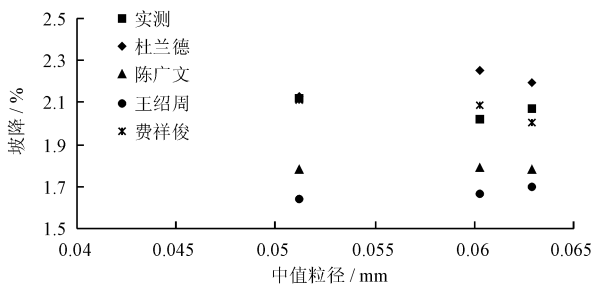


图8 2.08 m/s 流速下坡降与粒径、浓度的变化关系

在表2和图8中, 费祥俊模型的计算值与实测值相比, 结果最为接近, 其次为杜兰德模型。故费祥俊模型满足本次试验的阻力损失计算, 同时可以兼顾杜兰德模型, 将其计算值作为参考。

2.4 数值模拟论证

由于现场试验的特殊性, 系统性的测量很困难, 因此结合数值模拟技术, 研究管道输沙特性具有重要的意义。为进一步验证费祥俊模型的拟合效果, 本次小浪底试验中对沿程阻力损失随含沙量变化的情况进行数值模拟。针对管道中水沙两相流的研究, 近年来取得很大的进展, 其中多相流数学模型成为了解决多相流问题的重要手段而得以广泛应用。本文采用标准湍流模型以及多相流混合模型, 先对管道清水层流和湍流进行模拟计算, 确定计算的边界条件, 验证模型的准确性后, 再根据小浪底管道参数与水流条件建立水沙两相流模型, 分析含沙量在输沙管道内的分布规律。

本次数值模拟计算的边界条件:

(1) 进口边界条件采用入口流速, 以用户自定义方式给出流速分布函数:

层流:

$$u = \frac{\gamma J}{4\mu} (r_0^2 - r^2) \quad (7)$$

湍流:

$$u = u_{\max} \left(\frac{y}{r_0} \right)^{1/8} \quad (8)$$

式中: γ 为液体容重, N/m^3 ; J 为比降; μ 为动力黏滞系数, $\text{kg}/(\text{m} \cdot \text{s})$; r_0 为管道半径, m ; r 为管道中某位置距管道中心距离, m ; u_{\max} 为管轴最大流速, m/s ; y 为管道中某位置距管壁距离, m ; 其他同上。

(2) 出口边界条件为自由流出口。在湍流计算中, 由于流动特性与壁面特性及入口湍流度有关, 按照各参数取值范围和实际工程情况, 选定粗糙度 0.6 mm 、粗糙常数 0.6 、入口湍流强度 25% 为参数组合。

具体控制方程如下:

(1) 混合模型控制方程。混合模型作为一种简化的多相流模型, 它用于模拟各相有不同速度的多相流, 但假定了在短空间尺度上局部的平衡。相之间的耦合是相当强的, 它也用于模拟有强烈耦合的各向同性多相流和各相以相同速度运动的多相流。本次模拟的管道输沙中, 沙粒粒径较小, 且基本上属于悬移运动, 所以跟随水流的特性较好, 混合模型是最恰当的模式。

混合相的连续性方程、动量方程、能量方程、第二相的体积分数方程, 以及相对速度的代数表达如下:

连续方程:

$$\frac{\partial}{\partial t} (\rho_m) + \nabla \cdot (\rho_m \cdot \vec{v}_m) = \dot{m} \quad (9)$$

式中: t 为时间; ρ_m 为混合密度; \vec{v}_m 为质量平均速度; \dot{m} 为两相流中由于可能产生的气泡或模拟时定义的质量源而引起的质量传递。

动量方程

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial t}(\rho_m \cdot \vec{v}_m) + \nabla \cdot (\rho_m \cdot \vec{v}_m \cdot \vec{v}_m) = \\ - \nabla p + [\mu_m (\nabla \vec{v}_m + \nabla \vec{v}_m^T)] + \\ \rho_m \vec{g} + \vec{F} + \nabla \cdot \left(\sum_{k=1}^n \alpha_k \rho_k \vec{v}_{dr,k} \vec{v}_{dr,k} \right) \end{aligned} \quad (10)$$

式中: p 为修正压力; μ 为混合黏性; T 为温度; \vec{F} 为体积力; n 为相数; α_k 为第 k 相的体积分数; ρ_k 为第 k 相的密度; $\vec{v}_{dr,k}$ 为第 k 相的漂移速度; 其他同上。

能量方程

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial t} \sum_k^n \{ \alpha_k \rho_k E_k + \nabla \cdot \sum_{k=1}^n [\alpha_k \vec{v}_k (\rho_k E_k + \rho)] \} = \\ \nabla \cdot (k_{eff} \nabla T) + S_E \end{aligned} \quad (11)$$

式中: E 为总能; \vec{v}_k 为第 k 项速度; k_{eff} 为有效热传导系数; S_E 是包括化学反应热和其它体积热源的源项。其他同上。

相对漂移速度和漂移速度:

相对漂移速度(也指滑流速度)被定义为第二相(p)的速度相对于主项(q)的速度:

$$\vec{v}_{qp} = \vec{v}_p - \vec{v}_q \quad (12)$$

式中: \vec{v}_{qp} 为相对速度; \vec{v}_p 为第二相速度; \vec{v}_q 为主相速度。

漂移速度和相对速度的关系通过下式表示:

$$\vec{v}_{dr,p} = \vec{v}_{qp} - \sum_{k=1}^n \frac{\alpha_k \rho_k}{\rho_m} \vec{v}_{qk} \quad (13)$$

式中: $\vec{v}_{dr,p}$ 为第二相(p)的漂移速度; \vec{v}_{qk} 为第 k 相的相对速度。其他同上。

第二相的体积分数方程:

$$\frac{\partial}{\partial t}(\alpha_p \rho_p) + \nabla \cdot (\alpha_p \rho_p \vec{v}_m) = - \nabla \cdot (\alpha_p \rho_p \vec{v}_{dr,p}) \quad (14)$$

式中: α_p 为第二相的体积分数; ρ_p 为第二相的密度; $\vec{v}_{dr,p}$ 为第二相的漂移速度。其他同上。

(2) 湍流控制方程

本文采用标准 $k-\varepsilon$ 湍流模型。湍流模型控制方程包括连续性方程、动量方程、能量方程、 k 方程、 ε 方程,控制方程如下:

连续方程:

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \frac{\partial u_i}{\partial x_i} = 0 \quad (15)$$

动量方程:

$$\begin{aligned} \frac{\partial \rho u_i}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x_i}(\rho u_i u_j) = \\ - \frac{\partial p}{\partial x_i} + \frac{\partial}{\partial x_i} \left[(\mu + \mu_i) \left[\frac{\partial u_i}{\partial x_i} + \frac{\partial u_j}{\partial x_j} \right] \right] \end{aligned} \quad (16)$$

k 方程:

$$\frac{\partial(\rho k)}{\partial t} + \frac{\partial(\rho u_i k)}{\partial x_i} = \frac{\partial}{\partial x_i} \left[\left(\mu + \frac{\mu_i}{\sigma_k} \right) \frac{\partial k}{\partial x_i} \right] + G - \rho \varepsilon \quad (17)$$

ε 方程:

$$\begin{aligned} \frac{\partial(\rho \varepsilon)}{\partial t} + \frac{\partial(\rho u_i \varepsilon)}{\partial x_i} = \\ \frac{\partial}{\partial x_i} \left[\left(\mu + \frac{\mu_i}{\sigma_\varepsilon} \right) \frac{\partial \varepsilon}{\partial x_i} \right] + C_{1\varepsilon} \frac{\varepsilon}{k} G - C_{2\varepsilon} \rho \frac{\varepsilon^2}{k} \end{aligned} \quad (18)$$

式中: k 、 ε 分别为湍动能和耗散率; ρ 和 μ 分别为体积分数平均的密度和分子黏性系数; u_i 、 u_j 分别为直角坐标系中 x 、 y 方向的瞬时速度; x_i 、 x_j 分别为 x 、 y 方向的位置; σ_k 、 σ_ε 分别为 k 和 ε 的紊流普朗特数, $\sigma_k = 1.0$, $\sigma_\varepsilon = 1.3$; $C_{1\varepsilon}$ 和 $C_{2\varepsilon}$ 为 ε 方程常数, $C_{1\varepsilon} = 1.44$, $C_{2\varepsilon} = 1.92$ 。

μ_i 为紊流黏性系数,它可以由紊动能 k 和紊动耗散率 ε 求出:

$$\mu_i = \rho C_\mu \frac{k^2}{\varepsilon} \quad (19)$$

G 为平均速度梯度引起的紊动能产生项,它可以由下式定义:

$$G = \mu_i \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) \frac{\partial u_i}{\partial x_j} \quad (20)$$

式中: C_μ 为经验常数,取 $C_\mu = 0.09$; 其它同上。

根据上述模型对沿程阻力损失随含沙量变化的情况进行数值模拟,在流量 $Q = 620 \text{ m}^3/\text{h}$,断面平均流速为 2.08 m/s 时,模拟值与实测值以及两种理论模型均符合良好。如图9所示:

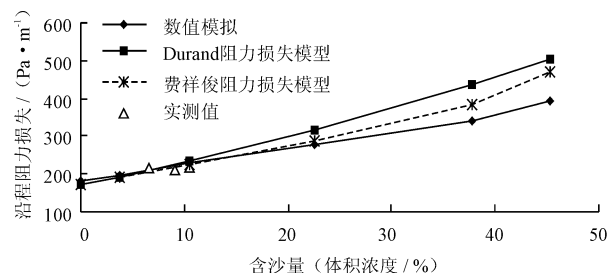


图9 $Q = 620 \text{ m}^3/\text{h}$ 时,随含沙量增加沿程阻力损失模拟值与理论值及实测值对比

2.5 阻力模型的确定

由产生能耗的物理背景可知,影响阻力大小的主要因素是泥沙颗粒尺寸及含沙量的变化。由于含

沙量和颗粒级配沿程分布不均匀,含沙量和颗粒大的地方阻力大且不稳定,必然导致整个管路的损失大于均匀含沙量和均匀级配情形的管路损失,考虑到数值模拟的结果是在管道内含沙量纵向分布均匀的条件下获得的,因此其阻力损失值应当小于两种模型的计算结果。如图9所示,数值模拟的结果与理论分析的结论相一致,故认为选取费祥俊模型计算小浪底管道输送的阻力更为稳健。同时,在高浓度情况下的阻力计算除使用费祥俊模型计算外,还需兼顾杜兰德模型。

3 阻力模型的应用

有了阻力模型,可以确定管道泥沙高效输送时

表3 不同条件下实际排沙量和输送距离

流量/ ($\text{m}^3 \cdot \text{h}^{-1}$)	含沙量/ ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	中值粒径/ mm	坡降/ %	月可排 沙量/ 10^4 t	排沙比	月实际排 沙量/ 10^4 t	起始断面 压力/kPa	起始断面 水头/m	输送 距离/km
620	174	0.0629	2.08	2.59	0.9326	2.41	223	22.75	1.094
620	279	0.0512	2.12	4.15	0.9573	3.97	225	22.95	1.083
620	241	0.0603	2.02	3.59	0.9135	3.28	220	22.44	1.111
620	清水		2.41				255	26.01	1.079

从输沙量来看,本次试验中流量为 $620 \text{ m}^3/\text{h}$ (流速为 2.08 m/s)、含沙量为 279 kg/m^3 、中值粒径为 0.0512 mm 的月实际排沙量最大,为 $3.97 \times 10^4 \text{ t}$,输沙效率不高,其主要原因是含沙量不高。但是确定高效输送的含沙量不应无限制增加,而应同时兼顾低阻力损失。

理论上讲,含沙量的变化会引起阻力的变化,根据高效输送的含义,可以通过含沙量与阻力的关系确定适宜的含沙量。这里采用选出的费祥俊阻力模型计算不同含沙量下的能量损失比降。要做到大含沙量输送且不淤积管道,浑水的流态必须是紊流,即水流可以向泥沙提供充分的紊动能来保持泥沙颗粒的悬浮,故雷诺数也成为选择输送含沙量要考虑的要素。雷诺数采用有效雷诺数计算。

$$R_e = \frac{\rho_m U d}{\eta \left(1 + \frac{2\tau_B R}{3\eta U} \right)} \quad (23)$$

式中: ρ_m 为浑水密度, kg/m^3 ; U 为流速, m/s ; d 为管径, m ; R 为水力半径, m ; η 为刚度系数, $\eta = \mu \left(1 - \frac{C_v}{C_{vm}} \right)$, $\text{kg}/(\text{m} \cdot \text{s})$; μ 为浑水动力黏滞系数, $\text{kg}/(\text{m} \cdot \text{s})$; C_v 、 C_{vm} 分别为浑水浓度与极限浓度;

的含沙量。所谓高效输送,就是输送阻力小,输沙量大的输送。首先来看现状条件下的输沙量及输送距离。

现状条件为:流量是 $620 \text{ m}^3/\text{s}$,实测不同量级含沙量和压力水头下的输沙量和输送距离列于表3,其中月输沙量的计算中假设系统工作时间按每天8 h,每个月30 d。输送距离按下式计算。

$$L = \frac{H}{i_m} \quad (21)$$

$$H = \frac{P_{\text{始}} \times 7.5 \times 13.6}{1000} \quad (22)$$

式中: L 为输送距离, km ; H 为输送水头, m ; i_m 为输送时的坡降, %; $P_{\text{始}}$ 为起始断面压力, kPa 。

τ_B 为高含沙水流的极限剪切应力, Pa ,采用费祥俊公式计算。根据实测泥沙的颗粒级配特征,分析出含沙量超过 500 kg/m^3 时,浑水性质已变成非牛顿体,故当含沙量小于 500 kg/m^3 时,公式中 τ_B 取为0。图10为不同浓度下的费祥俊和杜兰德模型计算结果。

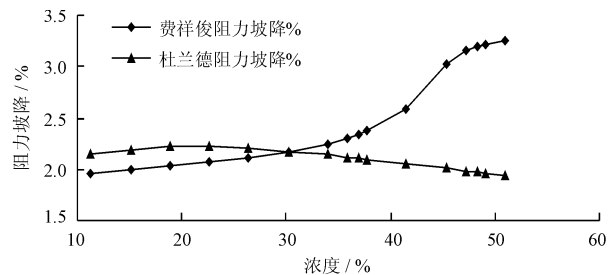


图10 阻力坡降随浓度变化

从图10中可以看出,费祥俊模型在浓度40%之前坡降的增长趋势较缓,之后出现较陡的增长情况。所以浓度大于40%后应不予考虑。上文分析已知实测值与杜兰德模型拟合情况仅次于费祥俊模型,在确定最佳输送浓度时可以综合考虑两个模型的阻力坡降与浓度的关系,杜兰德模型在浓度约为23% (含沙量 610 kg/m^3) 时,管道输送的阻力损失最大,约为2.25%,所以应避免浓度为23%的情况。

除此之外,考虑临界雷诺数大于4000时的紊流流动状态,在管径为325 mm,中值粒径为0.0512 mm,输送流速为2.08 m/s的条件下,含沙量 950 kg/m^3 的临界雷诺数为4887,大于4000,相对应的浓度为35.85%,尚处在费祥俊模型计算的阻力坡降增长趋势较缓的位置,同时浓度大于23%,故将其作为本工况的最佳输送浓度。以试验中的22.95 m的输送水头、流量 $620 \text{ m}^3/\text{h}$ 来计算,最佳输送浓度情况下,月排沙量达到 $14.14 \times 10^4 \text{ t}$,是之前排沙量的341%,见表4。

表4 本次试验与最佳输送的对比

名称	体积 浓度/%	含沙量/ ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	输送距 离/km	月排沙量 / 10^4 t	耗水量 10^4 t
本次试验	10.53	279	1.06	4.15	13.31
理论最佳输送	35.85	950	0.98	14.14	9.55

在综合考虑了临界流速、阻力以及临界雷诺数后确定了本次输送的最佳输送浓度: 950 kg/m^3 ,这是理论意义上的值,实际要受到装备的限制,但可以作为小浪底水库管道高效输沙的追求目标。

4 结论

阻力损失是管道水力输送的关键参数之一。由于本试验是在自然环境中进行的,无法进行制浓过程,试验中浓度等影响因子存在不稳定的特点。本文针对小浪底水库管道现场排沙试验资料的不确定性,通过采用基于实测资料的拟合优度法和数值模拟法,经合理性分析后确定出管道输送的阻力损失模型,即费祥俊模型和杜兰德模型,从对实测资料的拟合程度看,前者略优于后者。在此基础上,运用所选模型分析出管道高效输送时应具有的浓度,结合现场试验条件预估了管道高效输送情况的月排沙量。所得到的成果可为水库管道排沙系统的实际运行提供依据。具体如下:

(1)通过理论分析后得出,在同管径、同粒径情况下:流速为2.08 m/s时,阻力损失与费祥俊阻力

损失模型拟合较好,杜兰德模型次之,阻力坡降随着浓度的增大而增大;并且通过数值模拟分析,经合理性验证后,认为费祥俊阻力模型可以应用于小浪底水库管道输沙情形。

(2)现状试验中流量 $620 \text{ m}^3/\text{h}$ (流速2.08 m/s)、含沙量为 279 kg/m^3 (浓度10.53%)、中值粒径为0.0512 mm的参数组合下,月输沙量为 $4.15 \times 10^4 \text{ t}$;而基于本次试验条件,分析得出理论上的最佳输送参数,即高浓度 950 kg/m^3 输沙情况,月排沙量为 $14.14 \times 10^4 \text{ t}$,是现状输沙量的341%。

参考文献:

- [1] 夏建新,曹斌,黑鹏飞. 复杂条件下管道水力输沙研究进展与挑战[J]. 泥沙研究,2011(6):7-11.
- [2] 何哲祥,古德生. 矿山充填管道水力输送研究进展[J]. 有色金属工程,2008,60(3):116-120.
- [3] 张奇兴. 抓住机遇 迎接挑战 发展管道运输业[J]. 石油化工动态,1998,6(6):5-9.
- [4] 白晓宁,胡寿根. 固液两相流管道水力输送的研究进展[J]. 上海理工大学学报,1999(4):366-372.
- [5] 邓义斌. 多相流试验装置设计与关键技术研究[D]. 武汉:武汉理工大学,2005.
- [6] 王英杰,阳宁,金星. 泥沙管道输送试验系统的研制及分析[J]. 人民黄河,2012,34(2):34-35.
- [7] 邓祥吉,倪福生,罗荣民. 管道输沙阻力损失的2种计算模型[J]. 河海大学常州分校学报,2005,19(1):54-56.
- [8] 韦新东,纪宁,陆海. 浆体管道输送阻力损失研究进展[J]. 中国资源综合利用,2015,33(7):35-38.
- [9] 白晓宁,胡寿根,张道方,等. 固体物料管道水力输送的研究进展与应用[J]. 水动力学研究与进展,2001,16(3):303-311.
- [10] 费祥俊. 固体管道水力输送摩阻损失的预测[J]. 水利学报,1986,12:20-29.
- [11] 刘九玉,程春晓,刘猛,等. 小浪底水库淤积形态及库容变化特性分析[J]. 人民黄河,2010,32(10):48+54.
- [12] 张雪兰,孙西欢,李永业,等. 浅谈浆体管道输送阻力损失研究现状[J]. 山西水利,2011(1):38-39.