

DOI: 10.11779/CJGE201605021

北疆地区砾石土岸坡冲刷破坏大比尺模型试验 及其破坏机理研究

赵 波^{1, 2}, 张桂荣^{*1}, 何 宁¹, 王国利¹, 何 斌¹, 周 成³

(1. 南京水利科学研究院水利部土石坝破坏机理与防控技术重点实验室, 江苏 南京 210024; 2. 中国电建集团贵阳勘测设计研究院有限公司,
贵州 贵阳 550081; 3. 四川大学水利水电学院, 四川 成都 610065)

摘要: 以北疆地区广泛存在的砾石土重建岸坡, 开展砾石土岸坡冲刷破坏大比尺模型试验研究。引入新型观测方法——三维激光扫描技术, 对岸坡冲刷破坏全过程进行观测, 并详细分析获取的扫描数据。联合三维激光扫描和现场传统测量成果, 依据不同阶段的破坏特征, 将岸坡破坏划分为3个阶段, 即冲刷破坏阶段、局部失稳阶段和整体失稳阶段, 确定北疆地区砾石土岸坡的冲刷变形失稳过程与破坏模式。基于砾石土岸坡大比尺模型试验成果, 推导建立砾石土岸坡稳定性计算公式和局部失稳破坏高度预测公式, 并建立砾石土岸坡冲刷破坏阶段和局部失稳阶段的有机联系, 以深入揭示砾石土岸坡失稳破坏机理。

关键词: 砾石土岸坡; 冲刷破坏; 破坏机理; 大比尺模型试验

中图分类号: TU443 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2016)05-0938-08

作者简介: 赵 波(1983-), 男, 硕士, 主要从事环境岩土工程方向研究。E-mail: grzhang@nhri.cn。

Large scale model tests on scour failure of gravelly soil bank slope in northern area of Xinjiang and its failure mechanism

ZHAO Bo^{1, 2}, ZHANG Gui-rong¹, HE Ning¹, WANG Guo-li¹, HE Bin¹, ZHOU Cheng³

(1. Key Laboratory of Failure Mechanism and Safety Control Techniques of Earth Rock Dam of the Ministry of Water Resource, Nanjing
Hydraulic Research Institute, Nanjing 210024, China; 2. Guiyang Engineering Corporation Limited of Power CHINA, Guiyang 550081,
China; 3. College of Water Resource & Hydropower, Sichuan University, Chengdu 610065)

Abstract: The gravelly soil widespread in northern area of Xinjiang is chosen to reconstruct bank slope. Large scale model tests on hydraulic scour of gravelly soil bank slope are carried out. A new observation method, three-dimensional laser scanning technique, is introduced to observe erosion damage of the bank slope. Based on the results of 3D laser scanning and traditional measurement methods, according to the failure characteristics at different stages, the failure of the bank slope is divided into three stages, namely scour damage stage, local instability stage and overall instability stage. The instability process of deformation and the failure mode of the gravelly soil bank slope are determined. Based on the test results, the formulae for calculating the stability and predicting the local buckling failure height are derived. Through this study, the relation between the scour damage phase and the local buckling stage is established, and the failure mechanism of typical gravelly soil bank slope is deeply revealed.

Key words: gravelly soil bank slope; scour failure; failure mechanism; large scale model test

0 引言

由土石组成的岸坡因受水流冲刷与重力作用, 土石失去稳定, 沿河流、湖泊的岸坡产生崩落、崩塌和滑坡等现象称之为崩岸, 崩岸的发展可使河床产生横向变形。中国西部尤其是新疆地区大部分中小河流尚未统一治理, 现有堤防防洪标准低, 防御洪水和冰凌的能力差, 河道淤积严重, 部分河段河道冲刷严重, 两侧岸坡经常崩塌, 造成较为严重的土地流失。

目前河流对土质岸坡冲刷作用研究的热点问题主要集中在4个方面: ①岸坡破坏形态与分类研究, 主要是从宏观角度根据岸坡横断面的破坏受力特征及破坏现象, 将岸坡破坏形态划分为不同类型的崩岸, 进

基金项目: 水利部公益性行业科研专项项目(201301022, 201201037);
国家自然科学基金项目(51579167, 51009097); 2012年度江苏省水利科技项目(2012009, 2012030)

收稿日期: 2015-04-24

*通讯作者

而对崩岸展开研究^[1-3]; ②水流冲刷力与崩岸过程研究, 主要是以各种水槽模型为研究对象, 研究模型的水流剪切力大小与分布、模型岸坡土体抗冲性能与起动条件及崩岸过程等^[4-6]; ③土质岸坡抗冲性能研究, 主要研究成果集中在影响河流堤岸抗冲力的因素研究、泥沙起动问题研究以及不同条件下岸坡横向冲刷后退距离、崩塌高度研究等方面^[7]; ④岸坡失稳破坏力学模型研究^[8], 该研究方向一直是领域内的热点问题, 很多学者对崩岸机理展开探索和研究, 建立了河流岸坡失稳的力学模型。

(1) Thome 模型。Thome 总结了早期侵蚀堤岸的简单土坡稳定分析^[9], 假定一个通过坡脚的滑动面, 通过定义滑动面上的抗滑力与滑动力之比来判定侵蚀堤岸的稳定性, 稳定性系数 F_S 定义为临界破坏面上的抗滑力和下滑力之比。该模型的缺点是考虑到简单土坡的几何剖面与自然侵蚀堤岸的几何剖面不相符, 侵蚀堤岸的几何剖面与河床底部的淤积或冲刷深度、以及堤岸的横向冲刷宽度有关。

(2) Osman-Thome 模型^[10]。该堤岸稳定分析模型考虑河流冲刷对堤岸几何形状改变, 包括河流对岸坡的侧向侵蚀和对河床的刷深, 然后分析堤岸在几何形状改变后的稳定性, 将河流冲刷对堤岸的影响和堤岸边坡稳定分析进行了较好的结合。但该模型存在较大的不足之处: ①不能考虑静水压力、动水压力以及孔隙水压力的影响, 而水压力在堤岸边坡的稳定分析中是一个重要的因素; ②不能考虑渗流的影响, 许多研究实例表明, 渗流有时对堤岸的稳定性起着决定性的作用; ③假定堤岸破坏时的滑动面通过坡脚, 而且仅限于平面滑动, 这与堤岸边坡实际破坏面可能不相符, 需要根据实际情况判断。

(3) Darby-Thome 模型。Darby 等^[11-12]在 Osman 和 Thorne 堤岸稳定分析模型基础上作了一些改进。与 Osman-Thome 模型相比, 该模型具有以下优点: ①放宽了破坏面通过坡脚的限制, 临界破坏面在坡面上的位置通过搜索最小安全系数得到; ②在破坏面上受力分析中考虑了静水压力和孔隙水压力的作用。但是, 该模型也有如下不足: ①该模型假设的崩滑体形状特殊, 不一定符合实际情况; ②模型参数过多, 部分参数难以在工程中准确测量, 在实际使用中有诸多不便。

(4) Amiri-Tokaldany 模型^[13-14]。Amiri 等在 Darby 和 Thome 模型基础上, 进一步考虑了多种土层堤岸的情况。Amiri-Tokaldany 模型拓展了模型分析的应用范围, 但是该模型参数较多, 部分参数难以准确测量, 导致该模型目前应用较少, 其实用有待于检验。

综上所述, 以上模型各有优点, 但是不足之处也非常明显, 这就影响了模型的适用性。本文以北疆地

区广泛存在的砾石土重建岸坡, 开展砾石土岸坡冲刷破坏大比尺模型试验研究。基于模型试验成果建立砾石土岸坡失稳破坏力学模型, 并推导建立砾石土岸坡稳定性计算公式和局部失稳破坏高度预测公式, 以深入揭示岸坡失稳破坏机理。

1 砾石土岸坡冲刷破坏大比尺模型试验

岸坡冲刷破坏大比尺模型试验用于研究不同冲刷条件下岸坡的破坏过程, 并定量测量岸坡破坏的相关因素, 为建立岸坡冲刷破坏力学模型提供基础数据并验证模型。

1.1 试验布置

岸坡冲刷破坏大比尺模型试验段布置在新疆水利水电科学研究院院内, 占地面积约 600 m²。大比尺模型试验段平面布置图见图 1, 典型断面图见图 2。试验段全长 36 m, 梯形断面, 渠底坡比为 1%, 渠底宽 0.2 m, 坡高 $h_1=1.50$ m, 坡高 $h_2=0.70$ m, 坡比 $m_1=1.30$, 坡比 $m_2=1.30$ 。试验段主体为渠道, 渠道一侧为土质岸坡, 地下水和渠道水流可相互补给。渠底和另一侧岸坡采用混凝土浇筑, 主要目的是: ①减少对水流扰动, 使土质岸坡与水流的相互作用尽量接近真实情况; ②混凝土岸坡和渠底不会产生淘蚀及失稳, 不会干扰土质岸坡的研究。试验段辅助设施为前池、尾水池、电气控制室, 由水泵、回水管线等组成的水循环系统以及以三维激光扫描仪及辅助仪器组成的三维地形扫描系统。试验段的土质岸坡部分采用人工重建的办法, 选用新疆常见的砾石土建成边坡并人工夯实, 岸坡土体物理力学参数: 含水率 18.3%, 比重 2.68, 干密度 1.81 g/cm³, 相对密实度 $D_r=0.35$, 黏聚力 $c=8.7$ kPa, 内摩擦角 $\varphi=33^\circ$, 压缩模量 $E_s=10.87$ MPa, $C_u=42.3$, $C_c=0.4$, 为级配不良土。

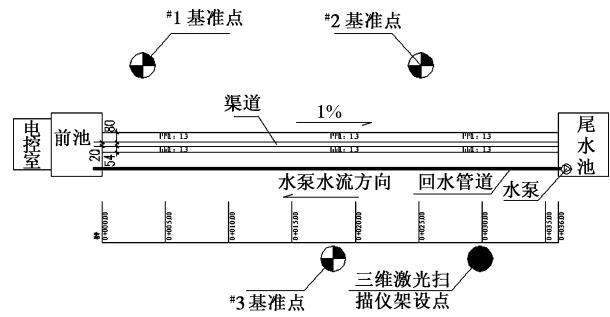


图 1 大比尺模型试验平面布置示意图

Fig. 1 Layout of large scale model tests

1.2 砾石土岸坡冲刷破坏大比尺模型试验

砾石土岸坡大比尺模型试验研究包括两项试验内容: 试验①基于全站仪测量的定流速条件下岸坡变形发展与冲刷时间关系研究; 试验②基于三维激光扫描

仪测量的变流速条件下岸坡变形破坏过程研究。

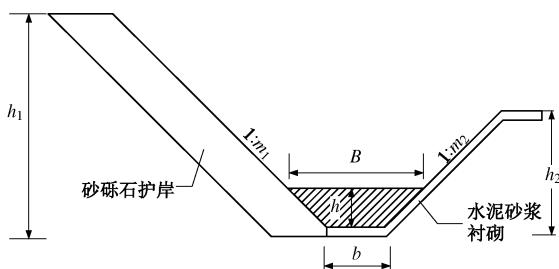


图 2 大比尺模型试验典型断面示意图

Fig. 2 Diagram of typical section of large scale model tests

(1) 基于全站仪测量的定流速条件下岸坡变形发展与冲刷时间关系研究

本试验全程保持恒定流速，即保持前池水深和闸门开度不变。 e 为闸门开度、 H_0 为前池水深，其含义见图 3。每次试验包括 3 组冲刷过程，每次冲刷时间为 1 h，共进行了 3 次冲刷试验。在冲刷试验前，先使用全站仪对渠道进行地形测量，并在每次冲刷试验后对发生冲刷破坏最严重的断面位置进行标记并记录相应的流速、渠道水深、岸坡破坏高度等（表 1，图 3）。本次试验岸坡最先发生破坏的位置桩号为 0+014 m，该处也是冲刷试验结束时破坏最严重的位置。

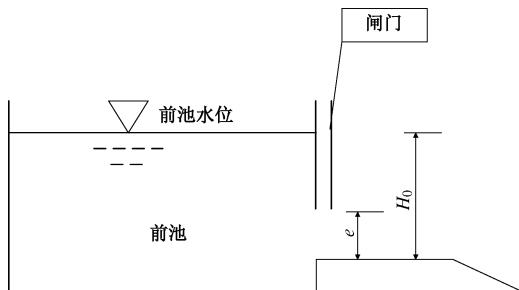


图 3 大比尺模型试验前池示意图

Fig. 3 The forebay diagram of large scale model test

表 1 全站仪测量的定流速冲刷下岸坡变形量

Table 1 Deformations of bank slope under constant flow erosion by total station measurement

| 试验次数 | 试验序号 | 断面流速 $/(m \cdot s^{-1})$ | 渠道水深 m | 岸坡破坏高度 m | 前池水深 H_0/m | 闸门开度 e/cm |
|------|-------|--------------------------|----------|------------|--------------|-------------|
| 1 | 第 1 组 | 0.86 | 0.18 | 0.30 | 1.20 | 3 |
| | 第 2 组 | 0.91 | 0.19 | 0.56 | 1.20 | 3 |
| | 第 3 组 | 0.85 | 0.17 | 0.62 | 1.20 | 3 |
| | 平均值 | 0.87 | 0.18 | — | 1.20 | 3 |
| 2 | 第 1 组 | 1.19 | 0.41 | 0.42 | 1.50 | 8 |
| | 第 2 组 | 1.17 | 0.39 | 0.81 | 1.50 | 8 |
| | 第 3 组 | 1.21 | 0.43 | 0.85 | 1.50 | 8 |
| | 平均值 | 1.19 | 0.41 | — | 1.50 | 8 |
| 3 | 第 1 组 | 1.61 | 0.58 | 0.61 | 1.85 | 10 |
| | 第 2 组 | 1.63 | 0.59 | 0.95 | 1.85 | 10 |
| | 第 3 组 | 1.65 | 0.54 | 1.05 | 1.85 | 10 |
| | 平均值 | 1.63 | 0.57 | — | 1.85 | 10 |

图 4 可以发现，如果外界条件保持不变，岸坡横

向破坏并不是无限发展的过程，而是经历了一段剧烈破坏之后，破坏趋势逐渐减缓，趋于停止。这可以从起动流速和破坏面对近岸流速的影响两个方面进行解释。首先，当水流流经岸坡时，岸坡开始被水流冲刷，由于岸坡为非均质土颗粒组成的岸坡，当水流流速大于岸坡某一粒径土颗粒的起动流速时，小于该粒径的土颗粒以较大概率被冲走，而大于该粒径的土颗粒以较大概率留在岸坡上或者堆积于坡脚，对岸坡的进一步破坏形成阻碍，减缓了岸坡破坏的趋势。其次，从破坏面对近岸流速的影响方面来讲，当破坏面形成后，凹陷以及部分坍塌的岸坡使破坏区域的水流流态变得复杂，消耗了水流能量，减缓了近岸流速，从而阻止岸坡进一步破坏。

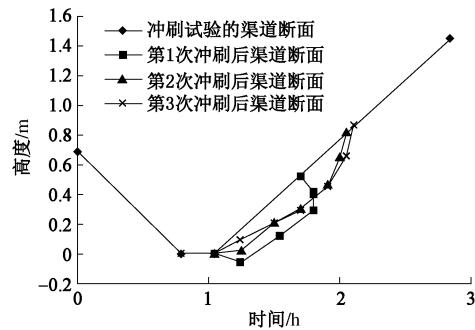


图 4 渠道断面-冲刷时间关系曲线（第 3 次冲刷试验结束后）

Fig. 4 Relation between channel section and erosion time (after third erosion test)

相同冲刷时间作用下，流速越大，水深越大，岸坡破坏越剧烈，水流对岸坡冲刷破坏高度越大。

根据本项研究，定义以下概念：保持相同流速冲刷 1 h，即可达到冲刷破坏，此时岸坡的破坏高度为冲刷破坏高度 h_d ，相同流速冲刷 2 h，即可达到岸坡局部失稳，此时岸坡的破坏高度即为局部失稳破坏高度 H 。在流速、水深等条件保持不变的情况下，对于同一岸坡而言，岸坡局部失稳的破坏高度 H 近似一定值；但是不同流速、不同水深条件下，岸坡局部失稳的破坏高度 H 不同。

(2) 基于三维激光扫描仪测量的变流速条件下岸坡变形发展与冲刷时间关系研究

在本项试验进行过程中，流速梯级递增，即每级流速保持 2 h 不变，暂停后再次冲刷时需要加大流速。本次试验共进行了 6 组冲刷，每次冲刷试验后对发生冲刷破坏最严重的断面位置进行标记并记录相应的流速、渠道水深、岸坡破坏高度等（表 2），试验中岸坡最先发生破坏的位置桩号为 0+014 m，该点位置也是冲刷试验结束时破坏最严重的位置。以试验前的三维激光扫描点云图为基准，利用软件 GeoMagic 对比

表2 三维激光扫描仪测量的变流速冲刷下岸坡变形量

Table 2 Deformations of bank slope under variable flow erosion by 3D laser scanner measurement

| 序号 | 断面流速 | 渠道水深 | 破坏高度 | 前池水深 | 闸门开度 | 淤积高度 | $\Delta z/m$ | 岸坡崩塌高度 H/m |
|----|---------------------|------|---------|------|------|---------|--------------|--------------|
| | $/(m \cdot s^{-1})$ | /m | h_d/m | /m | e/cm | h_y/m | 人工实测 | GeoMagic 计算 |
| 1 | 0.86 | 0.19 | 0.32 | 1.20 | 3 | 0.36 | 0.33 | 0.71 |
| 2 | 1.07 | 0.25 | 0.33 | 1.35 | 3 | 0.28 | 0.46 | 0.78 |
| 3 | 1.15 | 0.32 | 0.40 | 1.50 | 3 | 0.23 | 0.56 | 0.81 |
| 4 | 1.32 | 0.40 | 0.50 | 1.60 | 5 | 0.30 | 0.55 | 0.84 |
| 5 | 1.44 | 0.40 | 0.60 | 1.70 | 8 | 0.42 | 0.54 | 0.98 |
| 6 | 1.49 | 0.60 | 0.72 | 1.85 | 12 | 0.40 | 0.57 | 1.00 |

各组试验后岸坡与冲刷试验开始前竖直方向的高差 Δz 。最后 1 次冲刷结束后色谱图见图 5, 色谱图可以直观确定破坏位置以及破坏程度。需要注意的是岸坡破坏处往往堆积有崩滑体的残余土块, GeoMagic 计算 Δz 时并不能剔除这一部分, 所以残余土块的高度需要人工测量, 原因见图 6。由图 6 可知

$$H = h_y + \Delta z \quad (1)$$

计算结果见表 2 中 GeoMagic 计算崩塌高度一栏。

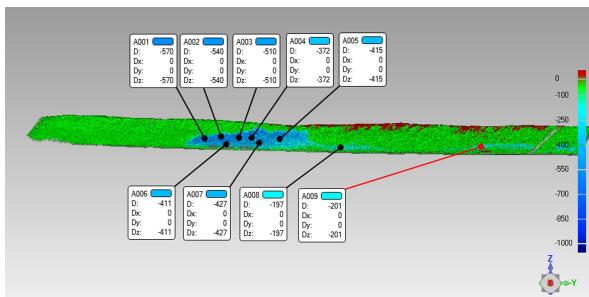


图 5 三维激光扫描仪测量的变流速冲刷下岸坡变形色谱图

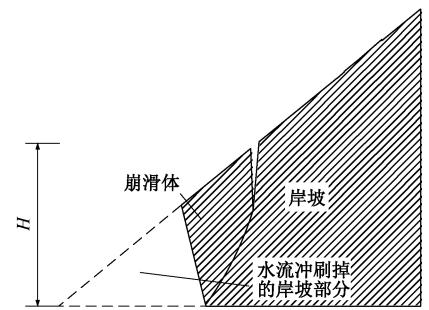
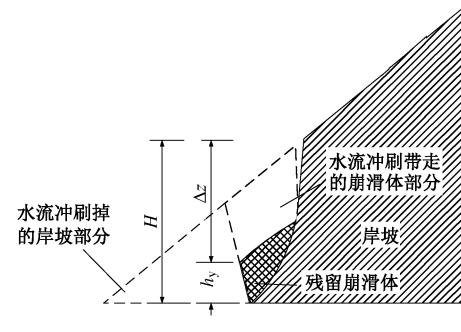
Fig. 5 Chromatomap of deformations of bank slope under variable flow erosion by 3D laser scanner measurement

根据表 2 可以发现, 岸坡局部失稳破坏高度随着流速、水深的增大而增大, 岸坡在相同流速冲刷 2 h 后即可达到岸坡局部失稳破坏。根据试验现象, 保持其他外界因素不变, 先使岸坡在较低流速冲刷 2 h, 使之达到局部失稳破坏, 再逐步加大流速使之继续发生新的局部失稳破坏。

在经历 6 次冲刷破坏之后, 当岸坡局部破坏高度增大后, 该断面沿横向崩塌的趋势会减缓, 即岸坡横断面的破坏趋势逐渐减小; 顺着河道方向, 岸坡破坏区域不断扩展加大, 以致对岸坡造成整体破坏。这仍然可以从起动流速和破坏面对近岸流速的影响两个方面进行解释, 机理与试验①的试验结果分析一致。

试验中发现冲刷初始阶段岸坡水上部分发生小块土体滑崩, 但岸坡沿河道方向未发生较大破坏, 只发生局部失稳破坏。冲刷后期试验现象为岸坡水上部分

发生大块土体滑崩, 岸坡破坏沿河道方向迅速发展, 岸坡受损严重, 发生整体失稳破坏。

(a) 崩滑体实际高度 H (b) GeoMagic 计算 Δz 图 6 Δz 含义示意图Fig. 6 Schematic diagram of meaning of Δz

在基于全站仪测量的定流速条件下岸坡变形发展与冲刷时间关系研究试验和基于三维激光扫描仪测量的变流速条件下岸坡变形破坏过程研究试验中, 最先发生破坏的位置桩号均为 0+014 m, 该点位置也是冲刷试验结束时破坏最严重的位置, 两次试验发生破坏的位置相同。该处是混凝土渠首与砾石土岸坡结合处, 混凝土强度远高于砾石土岸坡。该结论表明岸坡破坏是沿着护岸结构强度发生突变的地方开始, 并向护岸结构强度较弱的一方发展。

2 砾石土岸坡破坏过程与破坏规律研究

2.1 岸坡冲刷破坏过程划分

结合两项试验研究可知, 岸坡破坏过程一共可以

划分为 3 个阶段：①冲刷破坏阶段；②局部失稳破坏阶段；③整体失稳破坏阶段。第 1 阶段是以水流冲刷为主要影响因素的水力破坏，主要特点是岸坡破坏面主要产生在水面以下，在水力冲刷下破坏面呈弧形，几乎看不到岸坡的土块掉落（图 7（a））；第 2 阶段是岸坡经历了水流冲刷，坡脚被淘蚀后的岸坡失稳，其特征是岸坡破坏面主要产生在水面以上，失稳岸坡形成崩滑体，以较大块体滑入水中（图 7（b））；第 3 阶段是岸坡经历了较长时间的冲刷与局部破坏后发生整体失稳，此阶段发生后岸坡将会产生较大的纵向破坏（图 7（c））。

根据横断面的破坏特征，岸坡的冲刷破坏过程可以分为 3 个阶段：冲刷破坏阶段、局部失稳阶段和整体失稳阶段。3 阶段划分见图 8 所示，对应纵向岸坡的破坏见图 7。



图 7 岸坡纵向破坏过程

Fig. 7 Longitudinal failure process of bank slope

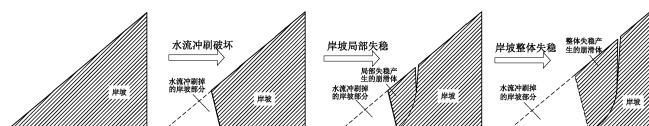


图 8 岸坡横向破坏 3 阶段划分示意图

Fig. 8 Schematic diagram of horizontal failures at three stages of bank slope

2.2 岸坡横向破坏规律

岸坡冲刷破坏的每个阶段都是水流、岸坡土体共同作用的结果，但是，每个阶段主要作用因素不同，故其破坏机理也不尽相同。

(1) 冲刷破坏阶段：主要控制因素是水流条件，破坏的主要原因是水流流速大于岸坡某粒径颗粒的起动流速时，水流将一部分岸坡土颗粒带走，岸坡坡脚局部被淘蚀，破坏程度较轻。流速和水深是水流的主要影响因素，二者与岸坡的冲刷破坏程度正相关。流速越大，水深越大，对岸坡的破坏越剧烈，水流对岸坡冲刷破坏高度越大。如果外界条件保持不变，岸坡横向破坏并不是无限发展的过程，而是经历了一段剧烈破坏之后，破坏趋势逐渐减缓，趋于停止。

(2) 局部失稳阶段：该阶段的破坏是岸坡土质条件和水流共同作用的结果。随着冲刷时间的持续，岸坡发生小规模的崩滑，坡体纵向裂缝逐步发展，破坏程度较严重，但并不影响岸坡整体稳定性。对于同一岸坡而言，除冲刷破坏高度 h_d 之外的其他因素变化较小，岸坡局部失稳破坏高度 H 具有上限。由此可以建立 H 与 h_d 之间的函数关系式。

(3) 整体失稳阶段：在该阶段岸坡土质条件起控制作用，随着张裂缝的扩展贯通与局部失稳破坏高度 H 不断增大，岸坡上部土体逐渐坍塌，岸坡将发生整体失稳，破坏程度严重。此时的 $H=H_{cr}$ 为岸坡局部失稳破坏最大高度，也是岸坡发生整体失稳的淘蚀高度。

3.3 岸坡纵向破坏规律

(1) 冲刷破坏阶段：只有在水流速度大于岸坡某一粒径土颗粒的起动流速的位置处，岸坡才会发生冲刷破坏。否则，水流对岸坡的关系类似于静水作用。

(2) 局部失稳阶段：岸坡以局部失稳断面开始，向上游和下游产生崩塌破坏，向下游的崩塌更明显，破坏长度比向上游方向更长。

(3) 整体失稳阶段：岸坡以整体失稳断面开始，向上游和下游产生剧烈的崩塌破坏，向下游的崩塌更剧烈，破坏长度比向上游方向更长。

3 砾石土岸坡失稳破坏模型推导

新疆地表土体以砂土和砾石土为主，河流多为内陆型河流，以冰雪融水补给，所以流量小，流程短。受气温影响夏季水量丰富，流量大，冬季多断流，流量季节变化大。因此，崩岸常发生于夏秋汛期，类型以滑崩和条崩为主。结合对试验现象的观察，本次研究的崩岸类型主要为滑崩。

崩滑体产生滑崩的动力主要是来自崩滑体自身的重力，抗滑力主要来自于土体的抗剪力。不同的岸坡土质对应的破坏面形态也有很大差异。对于黏土岸坡，岸坡的崩滑面呈弧形；对于黏聚力较小的非黏性土岸坡，岸坡的崩滑面几乎为直线。在前述模型试验中已经证实了这两种断面形式的存在。

对于抗拉能力较小的砾石土岸坡，一方面，由于岸顶土体拉应力的作用而发生微小裂缝；另一方面，由于水流对坡脚冲刷淘蚀作用，崩滑体的抗滑力减小，坡顶土体的应力场将发生变化。显然，岸坡的稳定性取决于岸坡被水流冲刷淘蚀的程度及土体重力与土体抗剪力的对比关系。当水流冲刷淘蚀加深到一定程度，岸坡土体下部失去支撑，岸坡就会产生纵向裂隙，形成崩滑体滑落。崩落体沿岸坡多呈块状，横向崩滑体宽度较小，发生的过程比较简单，也较短。从河道断

面上来看, 崩落破坏面近似于平面直线状态。

3.1 砾石土岸坡失稳破坏模型与稳定性计算公式

本研究主要以新疆广泛分布的砾石土为对象。计算崩滑体稳定性的主要意义不仅在于判断岸坡崩塌的可能性, 而且通过稳定性分析可进一步研究岸坡滑崩规模。考虑到本研究中岸坡土体为非黏性土, 滑面近似为直线, 故采用图9的计算模型^[1]。崩滑体所受的力主要包括有效重力 W , 渗透力 T , 破坏面处的支撑力 N 和阻滑力 P 。

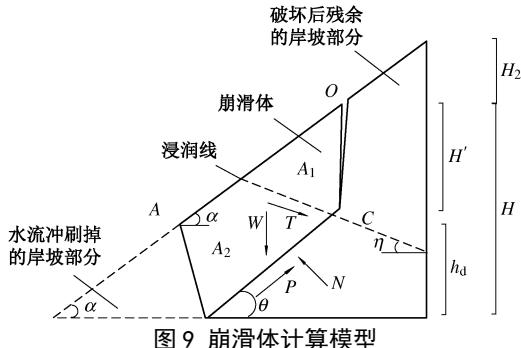


图9 崩滑体计算模型

Fig. 9 Computational model of slumped mass

$$A_1 + A_2 = A, \quad (2)$$

式中, A_1 为浸润线以上崩滑体面积, A_2 为浸润线以下崩滑体面积; A 为整个崩滑体的面积。

沿河道纵向单位长度崩滑体的有效重量:

$$W = \gamma A_1 + (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) A_2 = \gamma A + f(\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w - \gamma) A, \quad (3)$$

式中, $f = \frac{A_2}{A}$, γ_{sat} 为土体饱和重度, γ_w 为水的重度, γ 为土的天然重度。

沿河道纵向单位长度崩滑体所受的渗透力:

$$T = \gamma_w J A_2 = \gamma_w J A_2 = \gamma_w J A, \quad (4)$$

式中, T 为渗透力, J 为水力梯度。

联立 x 和 y 方向的力平衡方程得

$$P = W \sin \theta + T \cos(\eta + \theta),$$

$$N = -W \cos \theta + T \sin(\eta + \theta),$$

式中, P 为崩滑体的下滑力, W 为崩滑体重力, T 为渗透力, η 为 T 与水平面夹角, N 为崩滑体所受岸坡的支持力, θ 为冲刷破坏后残余岸坡的坡度。

崩滑体在破坏面上的抗滑力为

$$P_f = N \tan \varphi + cl = [-W \cos \theta + T \sin(\eta + \theta)] \tan \varphi + cl,$$

式中, P_f 为崩滑体在破坏面上的抗滑力, φ 为土体内摩擦角, c 为土体黏聚力, l 为崩滑体滑动面长度。

崩滑体稳定性系数为

$$F_s = \frac{P_f}{P} = \frac{[-W \cos \theta + T \sin(\eta + \theta)] \tan \varphi + cl}{W \sin \theta + T \cos(\eta + \theta)} \\ = \frac{\{-[\gamma + f(\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w - \gamma)] \cos \theta + \gamma_w J f \sin(\eta + \theta)\} A \tan \varphi + cl}{[\gamma + f(\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w - \gamma)] A \sin \theta + \gamma_w J A \cos(\eta + \theta)}, \quad (5)$$

式(5)为单一土层的滑崩稳定系数, 适用于非黏性土及黏聚力 c 较小的黏性土。根据式(5)给出几种特殊情况的 K 值表达式:

(1) 对于黏聚力 c 较小的黏土岸坡

a) 汛期, $f=1$, 故有

$$F_s = \frac{[-(\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) \cos \theta + \gamma_w J \sin(\eta + \theta)] A \tan \varphi + cl}{(\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) A \sin \theta + \gamma_w J A \cos(\eta + \theta)}.$$

b) 枯水期, $f=0$, $J=0$, 故有

$$F_s = \frac{-(\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) A \cos \theta \tan \varphi + cl}{(\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) A \sin \theta}.$$

(2) 对于非黏土岸坡

a) 非黏性土 $c=0$, 故有

$$F_s = \frac{\{-[\gamma + f(\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w - \gamma)] \cos \theta + \gamma_w J f \sin(\eta + \theta)\} \tan \varphi}{[\gamma + f(\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w - \gamma)] \sin \theta + \gamma_w J f \cos(\eta + \theta)}.$$

b) 汛期 $c=0$, $f=1$, 故有

$$F_s = \frac{\{-[\gamma + f(\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w - \gamma)] \cos \theta + \gamma_w J \sin(\eta + \theta)\} \tan \varphi}{[\gamma + f(\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w - \gamma)] \sin \theta + \gamma_w J \cos(\eta + \theta)}.$$

c) 枯水期 $c=0$, $f=0$, $J=0$, 故有

$$F_s = \frac{\tan \varphi}{\tan \theta}.$$

3.2 砾石土岸坡坡脚局部失稳崩塌高度研究

岸坡崩塌普遍存在, 很多研究学者就岸坡崩塌高度进行了研究, 文献[10]利用稳定分析方法对简单岸坡的崩塌高度进行了分析计算, 得到下式:

$$\frac{H}{H_2} = \frac{\frac{\lambda_2}{\lambda_1} + \sqrt{\left(\frac{\lambda_2}{\lambda_1}\right)^2 - 4\left(\frac{\lambda_3}{\lambda_1}\right)}}{2}, \quad (6)$$

$$\lambda_1 = \left[1 - \left(\frac{H'}{H}\right)^2\right] \left(\sin \alpha \cos \alpha - \cos^2 \alpha \frac{\tan \varphi}{F_s}\right),$$

$$\lambda_2 = 2 \left[1 - \left(\frac{H'}{H}\right)^2\right] \frac{c}{F_s \gamma H_2} \lambda_3 = \frac{\sin \theta \cos \theta \frac{\tan \varphi}{F_s} - \sin^2 \varphi}{\tan \alpha}.$$

式中 H 为坍塌高度; H' 为岸坡纵向裂缝长度; H_2 为坡顶到冲刷破坏上沿的高度; α 为岸坡坡度; φ 为土体内摩擦角; F_s 为稳定性系数; γ 为土体重度。

这一计算公式被应用于河道冲淤计算, 取得较好的结果。但是, 该计算公式仅适用于简单边坡, 而且没有考虑高水位的渗流的作用。本文利用岸坡稳定分析思路来研究本次冲刷试验中的岸坡崩塌高度。

根据前面结论, 岸坡被水流冲刷到一定程度时, 岸坡发生局部失稳破坏, 即滑崩。在一定流速下岸坡崩塌的高度变化趋于收敛; 在流速改变的条件下, 岸坡最终将发生整体失稳破坏。基于以上分析, 本文主要研究水流冲刷后岸坡几何要素与岸坡发生局部失稳破坏的崩塌高度的关系。

计算崩滑体(图9所示的四边形ABCO)的横断面面积为

$$A = \frac{1}{2} \frac{H^2}{\tan \alpha} - \frac{1}{2} \frac{(H-H')^2}{\tan \theta} - \frac{1}{2} h \left(\frac{H}{\tan \alpha} - \frac{H'}{\tan \theta} \right), \quad (7)$$

式中, α , θ , H , h_d 为崩滑体几何参数, 见图9。滑面长度为

$$l = \frac{H - H'}{\sin \theta}. \quad (8)$$

式(5)中岸坡即将发生滑崩时, 临界状态的稳定性系数 $F_s=1$ 。由于渠道修建时设置了防水措施, 故 $J=0$ 。

将式(7)、(8)及以上参数值代入式(6)得

$$H = \frac{mh_d + 2nc - 2s + \sqrt{(mh_d + 2nc - 2s)^2 - 4m(2ncH' - s - sh_d)}}{2m}. \quad (9)$$

式中 $m = \frac{1}{\tan \alpha} - \frac{1}{\tan \theta}$ 为反映岸坡坡度 α 与冲刷后残余坡脚 θ 的参数; $n = 1/\{\sin \theta [\gamma + f(\gamma_{sat} - \gamma_w)] \cdot (K \sin \theta + \cos \theta \tan \varphi)\}^{-1}$ 为反映稳定性系数、冲刷后残余坡度 θ 以及土体物理性质的参数; $s = \frac{H'}{\tan \alpha}$ 为反映纵向裂缝与坡度关系的参数; 其他同前。

3.3 岸坡局部失稳崩塌高度预测经验公式

根据式(9), 岸坡局部失稳崩塌高度受控于岸坡土体黏聚力、内摩擦角、岸坡坡度与冲刷后残余坡度。在相同冲刷破坏高度下, 土体黏聚力与内摩擦角越大, 岸坡局部失稳破坏高度越小; 在相同冲刷破坏高度下, 岸坡坡度与冲刷后残余坡度越大, 岸坡局部失稳破坏高度越大。若要得到简化的岸坡局部失稳崩塌高度预测经验公式, 需对参数试验取值一一分析。

(1) 土体物理性质参数

岸坡砾石土黏聚力 $c=8.7$ kPa, 内摩擦角 $\varphi=33^\circ$, 该数据由新疆水利水电质检中心提供。

(2) 残余岸坡坡脚 θ

根据试验测量结果, 残余岸坡坡脚 θ 取值范围为 $25^\circ \sim 35^\circ$ 范围, 取均值 30° 。

(3) 岸坡坡度 α

根据全站仪测量, 发生崩岸的断面处岸坡平均坡度 $\alpha=41^\circ$ 。

将上述数据代入式(9), 即可得到岸坡局部失稳崩塌高度预测经验公式:

$$H = -0.17h_d + 0.14 + \sqrt{0.28hd^2 + 1.77h_d - 0.17}. \quad (10)$$

经验公式的计算值与两次试验结果对比见图10, 误差分析见表3, 结果证明经验公式计算值与试验结果实测值吻合较好。

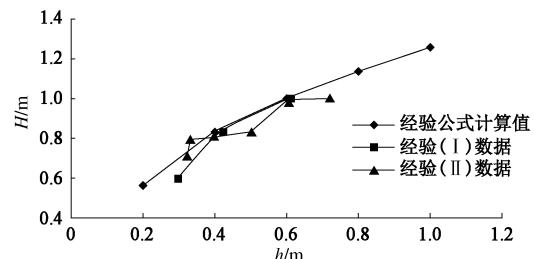


图 10 h_d - H 关系曲线图

Fig. 10 Relation between h_d and H

表 3 崩塌高度 H 的经验公式与试验结果误差分析结果

Table 3 Error analysis results of H between empirical formula and test results

| 组别 | h_d/m | 崩塌高度 H | | 相对误差 /% |
|-----|---------|----------|----------|---------|
| | | 试验结果 | 经验公式计算结果 | |
| 试验① | 0.30 | 0.59 | 0.57 | 3.5 |
| | 0.42 | 0.83 | 0.83 | 0 |
| | 0.61 | 1.00 | 1.01 | -1.0 |
| 试验② | 0.32 | 0.71 | 0.72 | -1.0 |
| | 0.33 | 0.78 | 0.73 | 6.8 |
| | 0.40 | 0.81 | 0.81 | 0.0 |
| | 0.50 | 0.84 | 0.91 | 7.7 |
| | 0.60 | 0.98 | 1.00 | -2.0 |
| | 0.72 | 1.00 | 1.09 | -9.0 |

4 结论及展望

4.1 结 论

(1) 通过砾石土岸坡冲刷破坏大比尺模型试验, 观测岸坡破坏过程, 并记录岸坡破坏过程的重要现象及破坏特征, 确定了岸坡破坏的3个阶段及各阶段特征。

(2) 岸坡的破坏可以分为3个阶段。第一阶段是以水流冲刷为主要影响因素的冲刷破坏, 主要特点是岸坡破坏面主要产生在水面以下, 在水力冲刷下破坏面呈弧形, 几乎看不到岸坡的土块掉落; 第二阶段是岸坡经历了水流冲刷, 坡脚被破坏后的岸坡局部失稳, 主要特点是岸坡破坏面主要产生在水面以上, 失稳岸坡形成崩滑体, 以较大块体滑入水中; 第3段是岸坡整体失稳, 此阶段发生后岸坡将会产生较大的纵向破坏。

(3) 建立了岸坡冲刷破坏力学模型, 推导岸坡稳定性计算公式和岸坡崩塌高度预测公式, 揭示了岸坡第1段冲刷破坏和第2段岸坡局部失稳的破坏特征。

4.2 展 望

在砾石土岸坡冲刷破坏大比尺模型试验过程中, 由于水流、泥沙等多种不确定因素的干扰, 试验的稳定性较难控制。本次试验中多次出现流速、水位的波动, 对试验数据的精度造成影响, 这是大比尺模型试验的难点之一, 就目前的研究成果来看, 有关砾石土岸坡破坏的大比尺模型试验较少, 本次试验具有启发

式的尝试。但是本试验研究中以下4个问题尚未解决。

(1) 岸坡坡度、土体的强度指标(内摩擦角和黏聚力系数)、土颗粒级配是对岸坡冲刷破坏有影响的重要参数, 本试验仅针对一种砾石土岸坡进行了多组冲刷试验, 得出了一些有意义的研究成果。在后续研究工作中, 笔者将对以上指标做普遍性分析, 以便根据试验结果总结规律。

(2) 本文中 η 定义为渗透力 T 与水平面的夹角, 通过本试验建立的模型中, 参数 η 理论意义存在, 但在实际中, 因渗透力 T 的方向随渗流路径变化而变化, 即使在一次试验过程中, 该值也随渠道中水位与岸坡土体中水位变化而变化, 不易测量, 仅能根据现场情况估算。需在后续研究工作中完善测量手段。

(3) 大比尺模型试验中要进行反复冲刷破坏, 岸坡重建时将不可避免的影响岸坡土体结构, 这种干扰对大比尺模型试验的影响程度还有待确定。

(4) 本次砾石土岸坡冲刷破坏大比尺模型试验的试验流速范围是0.86~1.62 m/s, 已与多数内陆河流汛期流速一致, 试验结论对西部中小河流的岸坡治理具有参考意义。但是, 在更大流速条件下本文结论能否适用还有待进一步研究。

参考文献:

- [1] 王延贵. 冲积河流岸滩崩塌机理的理论分析及试验研究[D]. 北京: 中国水利水电科学研究院, 2003. (WANG Ting-gui. Study on mechanism of bank failure in the alluvial river[D]. Beijing: China Institute of Water Resources and Hydropower Research, 2003. (in Chinese))
- [2] 段金曦, 段文忠, 朱矩蓉. 河岸崩塌与稳定分析[J]. 武汉大学学报(工学版), 2004, 37(6): 17~21. (DUAN Jin-xi, DUAN Wen-zhong, ZHU Ju-rong. Analysis of river bank sloughing and stability[J]. Engineering Journal of Wuhan University, 2004, 37(6): 17~21. (in Chinese))
- [3] 张幸农, 蒋传丰, 陈长英, 等. 江河崩岸的类型与特征[J]. 水利水电科技进展, 2008, 28(5): 66~70. (ZHANG Xing-long, JIANG Chuan-feng, Chen Chang-yin, et al. Types and features of riverbank collapse[J]. Advances in Science and Technology of Water Resources, 2008, 28(5): 66~70. (in Chinese))
- [4] 王路军. 长江中下游崩岸机理的大型室内试验研究[M]. 南京: 河海大学, 2005. (WANG Lu-jun. Large-scale lab model test study on the mechanism of bank collapse in middle-downstream of Yangtze River[M]. Nanjing: Hohai University, 2005. (in Chinese))
- [5] 宗全利, 夏军强, 张翼, 等. 荆江段河岸黏性土体抗冲特性试验[J]. 水科学进展, 2014, 25(4): 567~574. (ZONG Quan-li, XIA Jun-qiang, ZHANG-Yi, et al. Experimental study on scouring characteristics of cohesive bank soil in the Jingjiang reach[J]. Advance in Water Sciences, 2014, 25(4): 567~574. (in Chinese))
- [6] 假冬冬, 张幸农, 应强, 等. 流滑型崩岸河岸侧蚀模式初探[J]. 水科学进展, 2011, 22(6): 813~817. (JIA Dong-dong, ZHANG Xing-nong, YING Qiang, et al. Preliminary study on the analytical model for slide collapse of riverbanks[J]. Advance in Water Sciences, 2011, 22(6): 813~817. (in Chinese))
- [7] 沈婷, 李国英, 张幸农. 水流冲刷过程中河岸崩塌问题研究[J]. 岩土力学, 2005(增刊): 260~263. (SHEN Ting, LI Guo-ying, ZHANG Xing-nong. Numerical analysis of bank failure under lateral erosion[J]. Rock and Soil Mechanics, 2005(S0): 260~263. (in Chinese))
- [8] 王延贵, 匡尚富. 河岸临界崩塌高度的研究[J]. 水力学报, 2007, 38(10): 1158~1165. (WANG Yan-gui, KUANG Shang-fu. Critical height of bank collapse[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2004, 38(10): 1158~1165. (in Chinese))
- [9] THORNE C R. Processes and mechanisms of river bank erosion[M]// HEY R D, BATHURST J C, THORNE C R, eds. Gravel Bed Rivers. New York: Wiley, 1982. 1982: 227~271.
- [10] THORNE C R. Riverbank stability analysis. II: Theory [J]. Journal of Hydraulic Engineering, 1988, 114(2): 134~150.
- [11] DARBY S E T C. Development and testing of riverbank-stability analysis[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 1996, 122(8): 443~454.
- [12] DARBY S E T C. Numerical simulation of widening and bed deformation of straight sand-bed rivers I: model development[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 1996, 122(4): 184~193.
- [13] AMIRI-OKALDANY E D S E. Bank stability analysis for predicting reach scale land loss and sediment yield[J]. Journal of the American Water Resources Association, 2003, 39(4): 97~99.
- [14] AMIRI-TOKALDANY E D S E. Coupling bank stability and bed deformation models to predict equilibrium bed topography in river bends[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2007, 133(10): 167~170.