

三峡库区龚家方2号斜坡破坏过程离散元数值模拟*

唐红梅, 延兆奇, 陈洪凯

(重庆交通大学 岩土工程研究所, 重庆 400074)

摘要:以2008年11月三峡库区龚家方2号斜坡破坏问题为基础,采用离散元软件PFC2D对此斜坡进行模拟,模拟结果表明,三峡水库蓄水后,斜坡上覆崩坡积层会沿着岩土分界面向下滑动;整个滑动过程可以分为底端变形、上段及中段垮塌、整体滑动、固化稳定等4个阶段,其中底端变形形成的“鼓包”是否破裂是斜坡启动的关键;斜坡的滑动速度在初始阶段速度会迅速增大,之后缓慢减小,直至稳定。将模拟结果与观测资料对比分析,与实际破坏情况一致,说明二维离散元软件PFC2D能够较好地模拟三峡库区龚家方2号斜坡破坏过程。

关键词:岩土工程;水库岸坡破坏过程;数值模拟;龚家方

中图分类号:P642.2

文献标志码:A

文章编号:1672-6693(2016)01-0040-07

随着三峡工程的运行蓄水,库区长江两侧大量岸坡被库水淹没。由于岩土体在库水中长期浸泡会劣化土体的抗剪强度,这就导致原有岸坡的稳定性遭到破坏,发生局部溜塌或整体的垮塌。三峡库区巫峡段龚家方处岸坡的垮塌就发生于此背景下:2008年三峡水库第一次175 m实验性蓄水期间,龚家方2号斜坡于11月23日发生坍塌破坏,大量崩积体迅速滑入长江中,严重威胁长江航道安全。

为了探寻水库运行过程中岸坡稳定性变化规律以及破坏机制,成本低、操作方便的数值模拟方法被广泛应用。目前,有关库区岸坡、滑坡的数值模拟研究方法较多,常用的有基于连续变形的有限元方法,如蔡文等人^[1]以锦江水库左岸上游坡脚发生的滑坡为例,用强度折减有限元法多轮次计算模拟牵引式滑坡破坏过程,模拟结果与实际相符;杨金等人^[2]建立了三峡库区黄土坡滑坡渗流模拟的有限元计算模型,分析了库水位升降情况下岸坡浸润线对滑坡稳定性的影响;周桂云等人^[3]将浅水控制方程应用于滑坡涌浪数值模拟,控制方程采用简单且具有高精度的两步Taylor-Galerkin方法求解,通过算例验证,发现涌浪高度及水位变化规律与实测资料吻合很好;徐文杰等人^[4]运用有限元强度折减法对虎跳峡龙蟠右岸边坡的稳定性进行了分析研究,得出了该边坡在当时应力状态下的稳定性问题、潜在的破坏模式及相应的滑动面,并与离散元模拟进行了对比,结果具有统一性。除了连续变形的有限元外,近些年来离散元的数值模拟应用也越来越多,贺续文等人^[5]采用离散元软件PFC2D进行模拟,讨论了节理连通率对边坡破坏形式的影响,结果表明连通率的逐渐减小导致边坡的破坏模式从大范围的滑坡转为局部崩塌;张龙等人^[6]利用三维颗粒流软件PFC3D对重庆武隆鸡尾山滑坡进行了模拟,得出了一系列合理的结论,表明了PFC3D对于高速远程滑坡的良好适用性;王培涛等人^[7]基于颗粒流离散单元法,将强度折减法引入到边坡稳定性研究中,定量分析了边坡的稳定性,结合黑铁山矿现场边坡,证明了强度折减可以应用在离散元方法上;周健^[8]通过改变细观参数来模拟砂性土坡和黏性土坡,结果显示颗粒黏性的增大会导致边坡从塑性破坏向脆性破坏的形式过渡;Evans等人^[9]利用离散元程序模拟了土体在双轴压缩试验中剪切带的发展情况,分析了土体内部在试验过程中的微观力学行为;Meng等人^[10]通过对离散元程序的二次开发模拟分析了不同角度的节理对岩质边坡滑塌破坏过程的影响;Hsu等人^[11]利用PFC2D模拟分析了台湾中部高阶地斜坡在极端天气环境下坡脚的抗剪强度,结果认为如果坡脚侵蚀高度大于4 m,边坡有可能垮塌;Zhao等人^[12]模拟了致密沙的三轴试验,结果证明微观模型的参数会极大地影响宏观行为,颗粒之间的较高摩擦系数导致了更高的峰值强度。Bahaaddini等人^[13]使用离散元程序做数值直剪试验来模拟节理岩体的剪切行为,通过设

* 收稿日期:2015-04-10 修回日期:2015-11-23 网络出版时间:2015-12-02 13:26

资助项目:重庆市自然科学基金重点项目(No. 2013JJB0005);2013年重庆高校创新团队建设计划资助项目(No. KJTD201305)

作者简介:唐红梅,女,研究员,博士,研究方向为岩土与地质工程,E-mail:hmtang6778@sina.com

网络出版地址:http://www.cnki.net/kcms/detail/50.1165.n.20151202.1326.008.html

置不同角度的节理,对比分析了节理角度对岩体强度的影响。

本研究以三峡巫峡段龚家方滑坡为研究对象,利用二维离散元 PFC2D 建立了滑坡的二维模型,对它的运动过程进行了模拟,并在坡体表面以及滑面处设立了一系列的监测点与测量圆,监测记录该处的应力应变以及速度在滑坡滑塌过程中的变化情况,并根据监测情况对滑坡的滑动过程以及特征进行了深入分析,结果表明离散元软件 PFC2D 能够较好地模拟龚家方 2 号斜坡的破坏过程。

1 土体颗粒连接模型简介

在 PFC 中,材料的本构特性是通过颗粒的接触本构模型来模拟的。而颗粒的接触本构模型是由 3 部分本构模型组成:1)刚度模型;2)滑动模型;3)粘结模型。刚度模型指出了位移和接触力之间的弹性关系;滑动模型通过计算颗粒之间剪力大小来判断颗粒是否会相互滑动;粘结模型是指在颗粒的法向和切向存在一定的粘结强度,当颗粒之间的作用力大于该强度时,粘结被破坏,粘结力消失。粘结模型包括平行粘结模型和接触粘结模型^[14]。

1.1 平行粘结模型

平行粘结模型可以认为在颗粒之间有限范围内均匀排列着一组恒定法向和切向刚度的弹簧,可以同时传递力以及力矩,用来模拟颗粒之间有填充胶合物之类的材料本构特性。

1.2 接触粘结模型

接触粘结模型可以认为在颗粒之间很小范围内作用着一对恒定法向和切向刚度的弹簧,弹簧只能传递法向和切向力,不能传递力矩。当颗粒之间的相对移动导致任一方向的力超过了对应的粘结强度,则粘结消失。接触粘结本构行为图解见图 1,在图 1a 中, F^n 为法向接触力, $F^n > 0$ 表示受到张拉力作用; U^n 为相应法向位移, $U^n > 0$ 表示发生重叠。图 1b 中 F^s 为总的切向接触力; U^s 表示相对于点接触位置总的切向位移量^[15]。

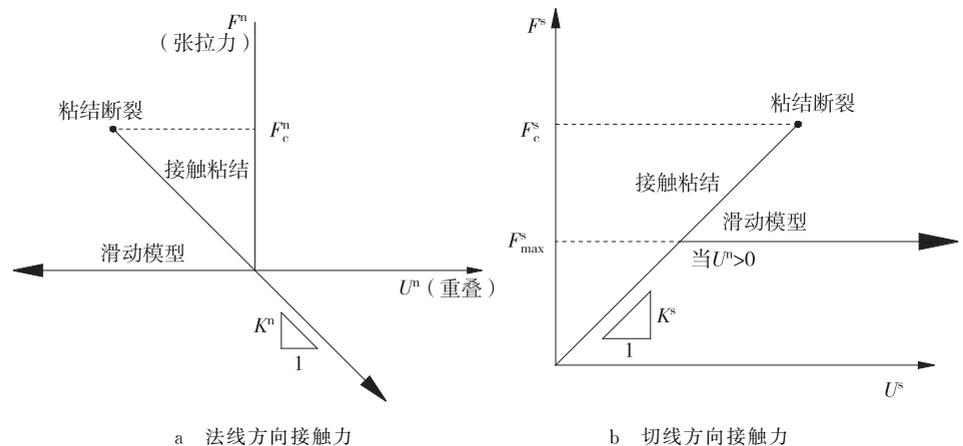


图 1 点接触粘结本构行为的图解分析

Fig. 1 Constitutive behavior for contact occurring at a point

2 工程概况和双轴数值试验

2.1 工程概况

龚家方 2 号斜坡地处三峡库区巫峡段,前缘高程 145~272 m,后缘高程 468 m,相对高差 323 m。斜坡平面形态呈月牙形,横向宽 40~160 m,纵向长 169~180 m,地形坡角总体较陡,可达 63°,面积(斜面积)约 $4.69 \times 10^4 \text{ m}^2$,潜在不稳定岩体厚度 10~26 m,体积约 $8.4 \times 10^5 \text{ m}^3$ 。2008 年三峡水库第一次 175 m 试验性蓄水期间,于 11 月 26 日发生了坍塌破坏,体积 $2.6 \times 10^5 \text{ m}^3$,本研究团队初步解译该破坏过程如封二彩图 2 所示^[16]。

勘察资料表明,斜坡上覆 10~26 m 厚不稳定岩体为第四系崩坡积层(Q_4^{col}),以灰岩和泥灰岩块碎石为主,块径 0.05~0.10 m,中间夹杂粘土。下伏基岩主要由三叠系薄层状、少量厚层状泥质灰岩、灰岩、泥灰岩夹页岩组成,无软弱夹层。由于三峡水库蓄水,导致水位上升,上覆崩坡积层在水中长期浸泡,力学参数降低,沿着岩土分界面滑入长江中^[17]。斜坡地质剖面图如图 3 所示,崩坡积层(Q_4^{col})及下伏基岩物理力学参数见表 1。

2.2 双轴数值试验

PFC2D 中颗粒被赋予的参数为软件内置的细观参数,与实际应用中岩土体的宏观参数间没有直接准确的对应关系,而双轴数值试验可以建立这两者之间的联系。双轴数值试验尺寸 30 m×15 m(图 4),由于崩坡积层的不均匀性和各向异性,通过设定不同半径的颗粒单元可以更好地模拟试样的力学特性^[18],颗粒半径从 R_{min} 到 R_{max} 均匀分布。原则上颗粒半径越小,组合体模拟效果就越好。但受到计算机运行速度的影响,颗粒数目不能太

大,参照 Wang 等人^[19]的方法,在主要斜坡位置采用小粒径颗粒,在其余部位采用大粒径颗粒,这样既克服了计算机容量以及速度的限制,又可满足精度要求。由于在此次模拟中主要是上部崩塌积层在库水的作用下滑动破坏,因此决定采用大颗粒模拟下伏灰岩,小颗粒模拟上覆崩塌积层,故双轴数值试验试样也采用大、小两类粒径区间来模拟不同岩土体力学特性。具体粒径见表 2。

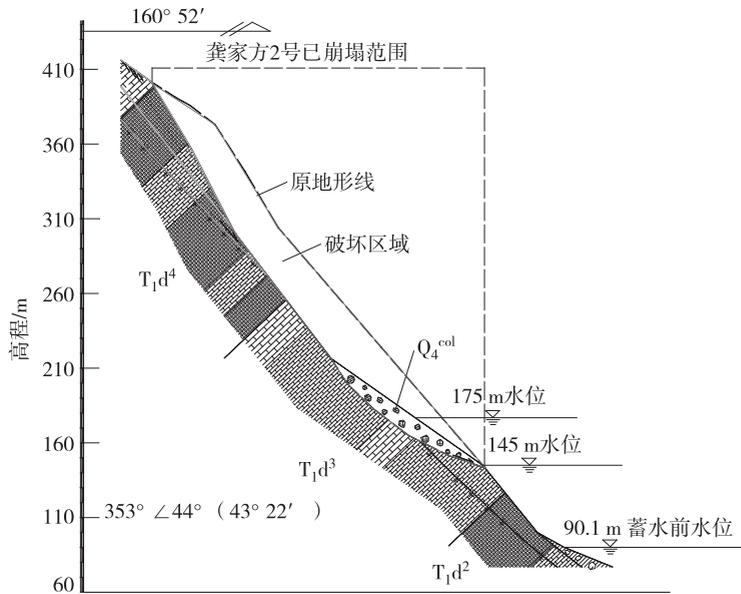


图 3 龚家方 2 号斜坡滑塌后地质剖面图

Fig. 3 The geological section of Gongjiafang 2# bank slope after collapse

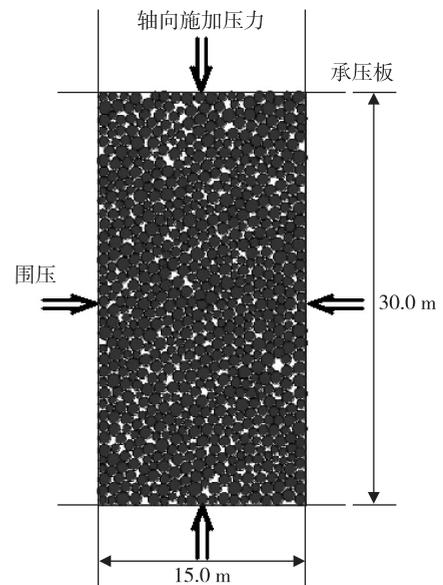


图 4 双轴颗粒流试验模型

Fig. 4 Biaxial numerical test model

双轴数值试验试样被赋予一组细观参数后,可以在不同围压下得出岩土体的摩尔应力圆,从而反算岩土体的宏观参数,通过改变细观参数大量试算,并将得出的结果与表 1 中参数匹配,反算出斜坡破坏过程模拟所需细观参数,在表 2 中列出。

表 1 各岩土层物理力学参数

Tab. 1 The physical and mechanical parameters of landslide layers before and after soaking

工况	岩层	重度/(kN · m ⁻³)	粘聚力 C/kPa	内摩擦角 φ/(°)
浸泡前	崩塌积层(Q ₄ ^{col})	23	40	34
	灰岩	27.5	130	27
浸泡后	崩塌积层(Q ₄ ^{col})	23.5	35	30
	灰岩	28	123	27

表 2 各岩土层细观参数

Tab. 2 Microscopic parameters corresponding to landslide layers before and after soaking

名称	颗粒密度 ρ/(kg · m ⁻³)	粒径大小 R/m	颗粒摩擦系数 f	法向刚度 k _n /(N · m ⁻¹)	切向刚度 k _s /(N · m ⁻¹)	法向粘聚力/N	切向粘聚力/N
崩塌积层(浸泡前)	2 300	0.3~0.5	1.8	5 × 10 ⁸	5 × 10 ⁸	2 × 10 ⁵	2 × 10 ⁵
崩塌积层(浸泡后)	2 300	0.3~0.5	1.0	5 × 10 ⁸	5 × 10 ⁸	2 × 10 ⁵	2 × 10 ⁵
灰岩(浸泡前)	2 750	0.8~1.5	2.0	1 × 10 ⁹	1 × 10 ⁹	1 × 10 ⁶	1 × 10 ⁶
灰岩(浸泡后)	2 750	0.8~1.5	1.8	1 × 10 ⁹	1 × 10 ⁹	1 × 10 ⁶	1 × 10 ⁶

赋予上述参数,模拟可得到崩塌积层(Q₄^{col})在 50 kPa 的围压下的应力应变曲线以及灰岩在 500 kPa(基岩上覆崩塌积层大约在 10~26 m,取 500 kPa 与实际接近)围压下的应力应变曲线如图 5 所示。对应的峰值强度崩塌积层为 375 kPa,灰岩为 2.35 MPa。

3 龚家方 2 号斜坡 PFC 模型建立

基于表 2 中各岩土层细观参数,利用软件内置 fish 语言编程建立斜坡模型,具体步骤如下:

1) 建立墙体及颗粒集合体。由于基岩及上覆崩塌积层用两种不同粒径的颗粒来模拟,首先在 223 m × 257 m

的方形区域四周(顶部除外)建立刚性墙体,内侧为激活面,再在内部生成 $0.8\text{ m} < R < 1.5\text{ m}$ 的颗粒集合体,颗粒半径均匀分布,在自重作用下自由落体沉降,达到平衡条件后按照图 6 中岩土分界面删除上部球体颗粒,再次平衡集合体,此即模拟下伏灰岩。再在该方形区域上部生成 25 000 个 $0.3\text{ m} < R < 0.5\text{ m}$ 的颗粒,颗粒半径均匀分布,采用落雨法,在自重作用下沉降达到平衡,再按照斜坡外侧轮廓线删除上部多余的颗粒,再次平衡,此集合体即模拟崩坡积层。

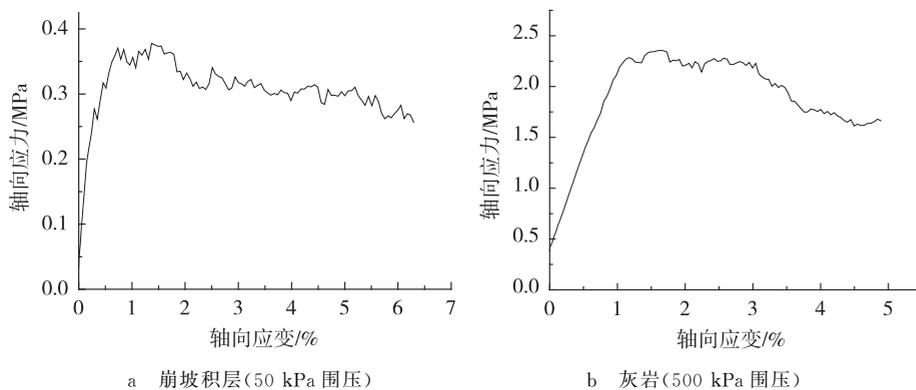
2) 赋予细观参数。将表 2 中库水浸泡前参数分别对应赋予至各颗粒集合体,删除右侧墙体,且补建外侧斜坡轮廓墙体,激活面为外侧,以免颗粒运动被刚性墙体所阻,最终在自重作用下运行达到平衡(图 6)。

颗粒流软件是位移分析软件,根据此特性,确定了细观力学下边坡达到稳定状态的判断依据,周健等人^[8]认为边坡在无明显位移的情况下,以颗粒的平均不平衡力小于 10^{-1} N ,且最大不平衡力/平均不平衡力小于 10 作为计算结束标准。本研究从建立初始模型自重平衡至浸水后斜坡破坏均以此条件作为计算结束标准。

4 模拟结果分析

4.1 斜坡破坏过程

首先在初始模型坡脚、坡中、坡顶以及滑面处布置 3 个测点以及 2 个测量圆,用来测量记录计算过程中这 5 个位置的应力应变情况(图 6)。然后将模型 175 m 水位线以下的区域按照表 2 中各岩层在库水浸泡过后的细观参数对应做出更改,接下来开始运算,运算过程中每 10 万步保存记录 1 次计算结果。



a 崩坡积层(50 kPa 围压)

b 灰岩(500 kPa 围压)

图 5 崩坡积层试样应力-应变曲线(库水浸泡前)

Fig. 5 The calculation results of colluvium numerical sample(before soaking)

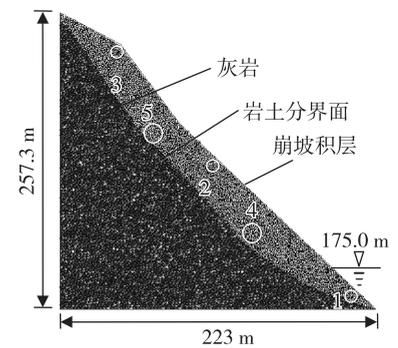


图 6 初始计算模型(17 772 个颗粒)

Fig. 6 The initial calculation model

(17 772 particles)

封三彩图 7a~d 给出了斜坡模拟破坏过程的各阶段的破坏形态,封三彩图 7e~h 为与之对应的实际破坏过程的破坏形态,可以看出斜坡模型在 175 m 高程以下浸水后,下伏灰岩体保持不动,只有上覆崩坡积层(Q_4^{col})沿着岩土分界面向下滑动。这与实际破坏过程中滑动面为岩土分界面一致。为方便叙述各破坏阶段,按照斜坡岩土分界面倾角大小将斜坡分为上、中、下 3 段(封三彩图 7),其中下段由于分界面即滑面倾角最小,起抗滑作用。根据斜坡在整个破坏过程中滑面处应力情况以及坡体破坏形态的发展,可以将整个破坏过程分为 4 个阶段。

1) 底端变形阶段。由于库水的浸泡软化作用,抗滑段处于水位线以下的坡积层强度会逐渐降低,这就导致原本稳定的坡体内部应力重新分布,在中、上段不平衡推力的作用下,测点 1 所在的底端会逐渐变形,形成“鼓包”(封三彩图 7a),但此时斜坡整体的抗滑力仍大于它的下滑力,不会出现整体的垮塌。图 8 和图 9 也可以说明这一点,图 8 为 1、2 以及 3 号测点在运算开始后 50 万时步内竖向速度变化曲线,图 9 为 4、5 号测量圆在运算开始后 50 万时步内水平向应力变化曲线,从这两幅图中都可以看出,2、3 号测点的速度以及滑面处两个测量圆的应力在 1~25 万时步内变化幅度很小,即说明在坡体应力重新分布,底端变形形成“鼓包”且逐渐增大阶段,整个坡体仍然处于稳定状态。

2) 上、中段垮塌阶段。随着运算时步数的增加,“鼓包”会逐渐变大,当变形超过上限时,“鼓包”会瞬间破裂,失去支撑作用,整个上覆崩坡积层会沿着分界面迅速向下崩塌滑动。由于崩坡积层的中、上段坡度较陡,会率先垮塌,覆盖在下段,使得整个上覆滑动部分呈现舌状(封三彩图 7b)。结合图 8 和图 9,当模型运行到 25 万时步时,中、上段的 2、3 号测点竖向速度急剧增大,滑面处 4、5 号测量圆的水平应力也急剧增加,此时即为“鼓包”瞬间破裂的时候,之后滑体的中、上段开始迅速崩塌,各测点和测量圆的速度以及应力也持续变化。

3) 整体滑动阶段。中、上段坡体在垮塌覆盖在下段坡体之上后,坡体厚度增大,整体会产生滑动,但由于坡体下段倾角最小,有一定的抗滑作用。所以坡体的滑动速度会逐渐减小(封三彩图 7c)。

4) 固化稳定阶段。随着整个坡体逐渐滑入库水中,以及颗粒在滑动过程中的相互摩擦造成的能量耗散,上覆崩坡积层逐渐趋于稳定,并在下段有一定量的残留(封三彩图 d),这与现场勘测资料相吻合。

对比封三彩图 7 中小图 a 和 e、b 和 f、c 和 g、d 和 h 等 4 个阶段的破坏形态,发现斜坡模拟破坏的各阶段坡顶位移与实际破坏各阶段的坡顶位移相近,最大误差发生在整体滑动阶段(封三彩图 7c、g),为 6.4 m,仅占整个坡高的 2.5%。进一步佐证了斜坡的模拟破坏过程符合实际观测情况,并可以将之分为以上 4 个阶段。

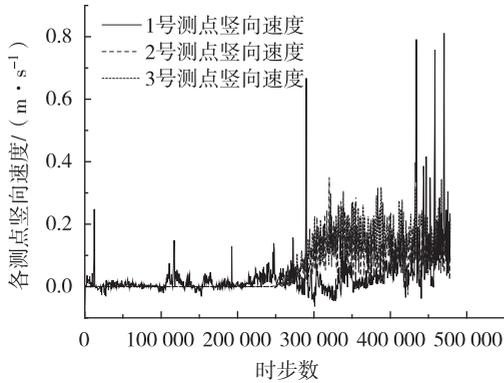


图 8 5×10^5 时步内各测点竖向速度的变化

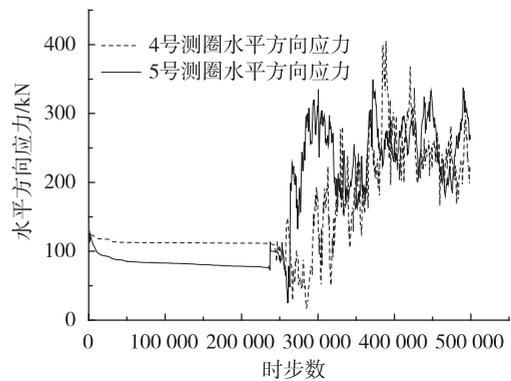


图 9 5×10^5 时步内各测量圆水平方向应力变化曲线

Fig. 8 The vertical speed of each measuring point in 5×10^5 steps Fig. 9 The horizontal stress of each measuring circle in 5×10^5 steps

4.2 突发性特征

图 10 给出了代表斜坡不同破坏阶段的 4 个典型速度矢量场。当模型运行 5×10^5 步时,坡体内颗粒的速度较大,最大值为 $6.509 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$,出现在坡体上部;运行到 4.5×10^6 步时,颗粒最大速度值为 $3.742 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$,较之前颗粒的最大速度值有所减小;当模型运行到 1.25×10^7 步时,颗粒的最大速度进一步减小,为 $2.896 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$;当运行到 1.85×10^7 步时,颗粒最大速度为 $0.335 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$,此时颗粒的最大速度约为 5×10^5 步时最大速度的 1/20,整个斜坡即将趋于稳定状态。

绘出模型不同时步下颗粒最大速度的变化曲线(图 11),可见颗粒的最大速度值在 $2.5 \times 10^5 \sim 5 \times 10^5$ 步内迅速从 $0 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$ 增至 $6.509 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$,达到最大值。之后在 $5 \times 10^5 \sim 1.85 \times 10^7$ 步内缓慢降至 $0.335 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$,呈现先急剧增大后缓慢减小的态势。通过对录制的斜坡垮塌过程视频资料进行分析处理,可以得出斜坡体实际垮塌过程中最大速度随时间的变化曲线(图 12),可见垮塌开始后 5 s 左右运动速度达到最大,为 $18.9 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$ 。之后在约 2 min 的运动过程中速度缓慢减小至 $0.3 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$ 。对比图 11 和图 12,发现离散元模型在模拟斜坡垮塌过程中运动速度随时间的变化趋势与实际观测情况相同,皆呈现出短时间内运动速度迅速增大至最大值后缓慢较小的变化情况,符合斜坡破坏时具有突发性这一特征。由于斜坡实际垮塌情况的复杂性,模拟破坏过程中颗粒的最大运动速度和实际破坏过程中坡体运动的最大速度存在误差,需要进一步研究。

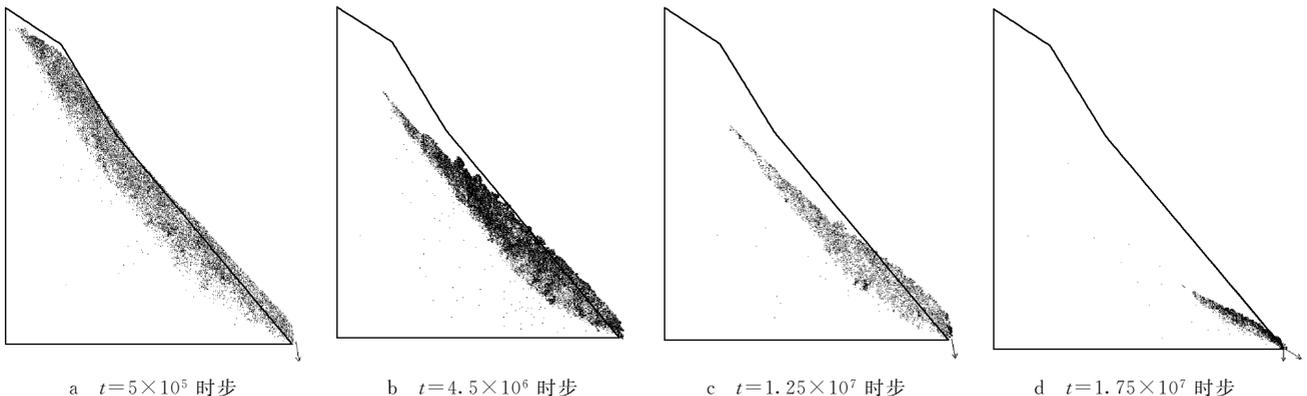


图 10 不同时步斜坡速度矢量场

Fig. 10 The velocity vector field of slope at different steps

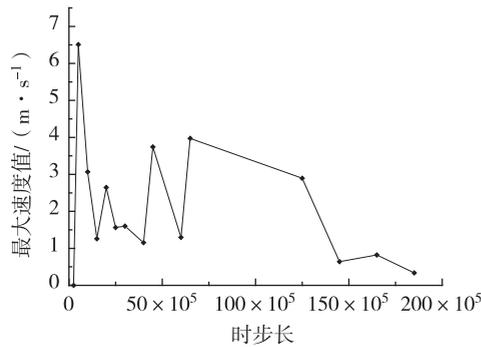


图 11 模型各时步段颗粒最大速度变化曲线

Fig. 11 The maximum velocity curve of model between different steps

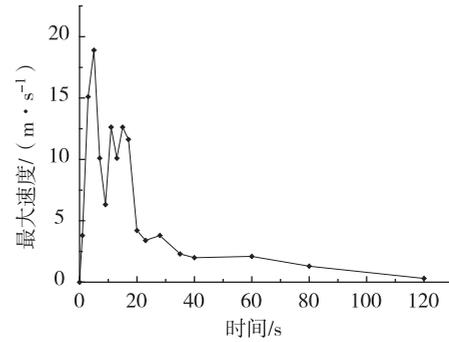


图 12 不同时刻斜坡运动最大速度变化曲线

Fig. 12 The maximum velocity curve of slope collapse at different times

5 结论

利用二维离散元软件 PFC2D,对三峡库区龚家方 2 号斜坡进行了模拟,模拟结果分析得到以下结论:

- 1) 二维离散元软件 PFC2D 能较好地模拟三峡库区龚家方 2 号斜坡破坏过程。
- 2) 斜坡底端浸水之后,上覆崩坡积层(Q_4^{col})会沿着着岩土分界面向下滑动,其滑动破坏过程可以分为底端变形、上段及中段垮塌、整体滑动、固化稳定等 4 个阶段,其中底端“鼓包”形变是否超过极限值是斜坡垮塌的关键。
- 3) 通过对斜坡垮塌过程各时段颗粒速度最大值进行比较,可以看出斜坡滑塌期间速度呈现先急剧增大后逐步减小的态势,符合 2 号斜坡破坏过程具有突发性这一特征。

参考文献:

- [1] 蔡文,曹洪,罗彦,等.强度折减有限元模拟边坡牵引式破坏过程[J].岩石力学与工程学报,2011,30(S2):3529-3533.
Cai W, Cao H, Luo Y, et al. Simulation of retrogressive landslide failure process by strength reduction FEM[J]. Chinese Journal of Mechanics and Engineering, 2011, 30(S2):3529-3533.
- [2] 杨金,简文星,杨虎峰,等.三峡库区黄土坡滑坡浸润线动态变化规律研究[J].岩土力学,2012,33(3):853-858.
Yang J, Jian W X, Yang H F, et al. Dynamic variation rule of phreatic line in Huangtupo landslide in Three Gorges reservoir area[J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, 33(3): 853-858.
- [3] 周桂云,李同春,钱七虎,等.水库滑坡涌浪传播有限元数值模拟[J].岩土力学,2013,34(4):1197-1201.
Zhou G Y, Li T C, Qian Q H, et al. Finite element numerical simulation of water wave due to reservoir landslides[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, 34(4):1197-1201.
- [4] 徐文杰,胡瑞林,岳中琦,等.虎跳峡龙蟠右岸边坡稳定性数值模拟[J].岩土工程学报,2006,28(11):1996-2004.
Xu W J, Hu R L, Yue Z Q, et al. Numerical simulation on stability of right bank slope of Longpan in Tiger-Leaping gorge area[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, 28(11):1996-2004.
- [5] 贺续文,刘忠,廖彪,等.基于离散元法的节理岩体边坡稳定性分析[J].岩土力学,2011,32(7):2199-2204.
He X W, Liu Z, Liao B, et al. Stability analysis of jointed rock slopes based on discrete element method[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, 32(7):2199-2204.
- [6] 张龙,唐辉明,熊承让,等.鸡尾山高速远程滑坡运动过程 PFC3D 模拟[J].岩石力学与工程学报,2012,31(S1):2601-2611.
Zhang L, Tang H M, Xiong C R, et al. Movement process simulation of high-speed long-distance Jiweishan landslide with PFC3D[J]. Chinese Journal of Mechanics and Engineering, 2012, 31(S1):2601-2611.
- [7] 王培涛,杨天鸿,朱立凯,等.基于 PFC2D 岩质边坡稳定性分析的强度折减法[J].东北大学学报,2013,34(1):127-130.
Wang P T, Yang T H, Zhu L K, et al. Strength reduction method for rock slope stability analysis based on PFC2D[J]. Journal of Northeastern University, 2013, 34(1):127-130.
- [8] 周健,王家全,曾远,等.土坡稳定分析的颗粒流模拟[J].岩土力学,2009,30(1):86-90.
Zhou J, Wang J Q, Zeng Y, et al. Simulation of slope stability analysis by partial flow code[J]. Rock and Soil Mechanics, 2009, 30(1):86-90.
- [9] Evans T M, Frost J D. Shear banding and microstructure evolution in 2D numerical experiments[EB/OL]. [2015-04-

- 10]. [http://ascelibrary/doi/abs/10.1061/40917\(236\)28](http://ascelibrary/doi/abs/10.1061/40917(236)28).
- [10] Meng J J, Cao P, Zhang K. Jointed rock slopes stability analysis using PFC2D[C]//Meehan C. Stability and performance of slopes and embankments III. San Diego, California, United States; American Society of Civil Engineers, 2013.
- [11] Hsu S C, Lin J Y, Yang M D. Slope instability of high terrace deposits under extreme weather conditions [C]//Meehan C. Stability and performance of slopes and embankments III. San Diego, California, United States; American Society of Civil Engineers, 2013.
- [12] Zhao H H, Shao L T, Ji S Y. Numerical simulation of triaxial test on the dense sand by DEM[C]//Ge L. Instrumentation, testing, and modeling of soil and rock behavior. Hunan, China: American Society of Civil Engineers, 2011.
- [13] Bahaaddini M, Sharrock G, Hebblewhite B K. Numerical direct shear tests to model the shear behaviour of rock joints[J]. Computers and Geotechnics, 2013, 51:101-115.
- [14] ITASCA Consulting Group. PFC2D (particle flow code in 2 dimensions) theory and background[M]. USA: Itasca Consulting Group, Minneapolis, Minnesota, 2002.
- [15] 罗勇. 土工问题的颗粒流数值模拟及应用研究[D]. 杭州: 浙江大学, 2007.
- Luo Y. Simulation of soil mechanical behaviors using discrete element method based on particle flow code and its application[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2007.
- [16] Chen H K, Tang H M, He X Y, et al. Study on failure mechanism of Gongjiafang bank slope in Wu Gorge of the Three Gorges, the Yangtze river, China[J]. Applied Mechanics and Materials, 2013, 368/369/370:1794-1799.
- [17] 刘广宁, 黄波林, 陈小婷. 三峡龚家方4号斜坡变形破坏及影响因素分析[J]. 人民长江, 2012, 43(21):39-41.
- Liu G N, Huang B L, Chen X T. Analysis of Gongjiafang 4# bank slope in Wu Gorge of the Three Gorges about deformation and influence factors[J]. Yangtze River, 2012, 43(21):39-41.
- [18] 周健, 池永. 土的工程力学性质的颗粒流模拟[J]. 固体力学, 2004, 25(4):377-382.
- Zhou J, Chi Y. Simulation of soil properties by particle flow code[J]. Acta Mechanica Solida Sinica, 2004, 25(4):377-382.
- [19] Wang C, Tannant D D, Lilly P A. Numerical analysis of the stability of heavily jointed rock slopes using PFC2D[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2003, 40:415-424.

Resources, Environment and Ecology in Three Gorges Area

Numerical Simulation on Failure of Gongjiafang 2# Bank Slope in Wu Gorge of the Three Gorges Based on Discrete Element Method

TANG Hongmei, YAN Zhaoqi, CHEN Hongkai

(Institute of Geotechnical Engineering, Chongqing Jiaotong University, Chongqing 400074, China)

Abstract: On the basis of collapse of Gongjiafang 2# slope in the Three Gorges in November 2008, a numerical model was established to simulate the slope with PFC2D. The simulation results showed that the colluvium would slide along the interface between rock and soil after the impoundment of the three gorges reservoir; The failure process could be divided into four periods: the deformation of bottom, the upper and middle section's collapse, the integral sliding, stabilization and the 'Gubao' in the first period is the key whether 2# slope start breaking; The velocity of the bank slope's movement increased rapidly in a short term and decreased slowly. Compared with observation data, the simulation results were in agreement with the actual situation. It is proved that the failure process of Gongjiafang 2# slope can be simulated accurately by PFC2D.

Key words: geotechnical engineering; the failure process of reservoir landslides; numerical simulation; Gongjiafang

(责任编辑 方兴)