



# 滑坡变形机理与特征研究

许强\*, 郭朋瑜

地质灾害防治与地质环境保护全国重点实验室(成都理工大学), 成都 610059

\* E-mail: xq@cdut.edu.cn

收稿日期: 2024-12-21; 接受日期: 2025-04-16; 网络版发表日期: 2025-07-09

国家重点研发计划(编号: 2022YFC3003200)资助项目

**摘要** 滑坡复杂的变形行为能被岩土材料的三阶段变形曲线所描述, 为预警预测工作提供有效的现象学工具。然而, 目前为止滑坡三阶段变形的物理机制尚不清楚, 阻碍了滑坡精确预测的发展。本文基于达朗贝尔(D'Alembert)原理, 还原滑坡失稳前变形过程的动力学本质, 并考虑岩土体的应变软化性质建立滑坡变形动力学模型。该模型能表达在恒定重力作用下滑坡的三阶段变形特征。通过模型分析有以下发现: (1) 滑坡变形的初始阶段可分为启动和减速两个亚阶段, 传统认识中的等速变形并非速度恒定, 而是速度缓慢变化的表现结果; (2) 通过理论推导出滑坡在重力作用下失稳的内在条件, 即由重力产生的驱动应力需大于岩土体材料自身的极限应力但小于峰值强度, 且该极限应力可由抗剪强度参数直接计算; (3) 通过理论模型阐明滑坡质量与岩土体脆性性质是影响滑坡变形行为的内在固有因素; (4) 惯性力驱使滑坡系统产生正反馈机制, 控制滑坡非线性加速变形; (5) 材料的应变软化性质与惯性力共同控制滑坡三阶段变形行为。滑坡变形动力学模型为计算滑坡变形, 揭示滑坡发生机理, 促进时间预报工作提供了一种新的理论方法框架。

**关键词** 滑坡, 三阶段变形, 动力学模型, 惯性力, 应变软化

## 1 引言

与地震预报一样, 滑坡预报一直以来也是全球性的科学难题。世界各国学者一直致力于寻求滑坡时间预测预报的有效方法<sup>[1]</sup>。滑坡的变形(位移、速度、加速度)是用于预测预报的关键指标, 既便于仪器监测<sup>[2]</sup>, 又能全面反映滑坡的形成与演化过程<sup>[3]</sup>。由于滑坡受到重力驱动和间歇性外部作用(如降雨、地震、人类工程活动)的促进和诱发<sup>[4]</sup>, 其变形行为表现复杂。在滑坡从初始变形发展到最终破坏的演化过程中, 变形究竟如何动态变化, 是否存在普适性且统一的特征和

规律, 是实现滑坡时间预报所需回答的关键科学问题。

滑坡的形成过程本质上是斜坡岩土体在重力和外界因素影响下的剪切蠕变行为<sup>[5,6]</sup>, 故滑坡在剧烈失稳前的变形行为可以采用岩土材料的蠕变曲线进行描述<sup>[7]</sup>。自20世纪60年代以来, 许多学者通过室内试验<sup>[8~11]</sup>和滑坡监测数据<sup>[12~15]</sup>的分析总结认为, 滑坡的位移-时间曲线具有如图1所示的三阶段变形特征<sup>[16~20]</sup>。第一阶段为初始变形阶段(primary creep), 其变形速率呈对数式衰减; 第二阶段为稳态变形阶段(secondary creep or steady-state), 其变形速率接近恒定; 第三阶段为加速阶段(tertiary creep), 其变形速率持

引用格式: 许强, 郭朋瑜. 滑坡变形机理与特征研究. 中国科学: 技术科学, 2025, 55: 1222–1234

Xu Q, Guo P Y. Mechanisms and characteristics of landslide deformation (in Chinese). Sci Sin Tech, 2025, 55: 1222–1234, doi: 10.1360/SST-2024-0330

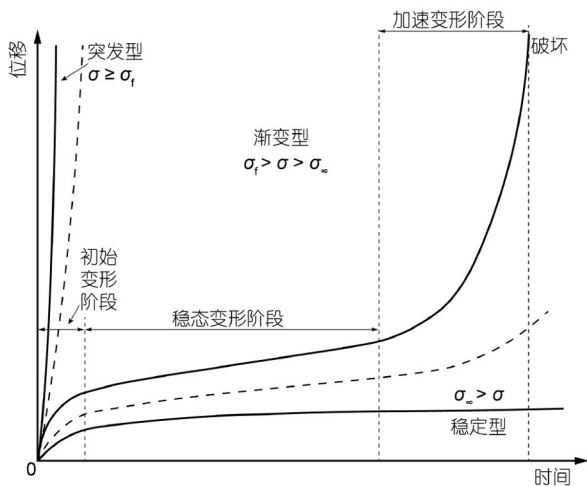


图1 滑坡位移特征曲线(据文献[17,20]整理绘制, Copyright©2012, 工程地质学报编辑部)

Figure 1 The characteristic displacement curves of landslides (revised and redrawn based on refs. [17,20], Copyright©2012, Editorial Department of Journal of Engineering Geology).

续非线性增加,直至滑坡发生.在此基础之上,许强等人<sup>[20,21]</sup>依据位移曲线特征进一步将滑坡分为突变型、渐变型与稳定型(图1),并给出了不同类型滑坡相应的力学条件.当下滑应力 $\sigma$ 大于岩土体峰值强度 $\sigma_i$ 时,滑坡为突变型;下滑应力 $\sigma$ 小于岩土体长期强度 $\sigma_\infty$ 时,滑坡为稳定型;下滑应力 $\sigma$ 介于峰值强度与长期强度之间,滑坡为渐变型.通过滑坡的受力状态分析,可对斜坡的变形时效行为进行预测,并有望实现滑坡的中长期预报<sup>[20]</sup>.但目前缺乏有效的理论对上述滑坡变形破坏行为进行理论描述.

滑坡变形进入第三阶段即加速变形阶段是滑坡发生的重要特征和前提条件<sup>[1]</sup>,一旦变形进入加速阶段若不通过外界干预(如人工加固处理),滑坡必然会发生.因此,可基于加速阶段的变形特征开展滑坡时间预报研究.早在20世纪60年代,日本学者Saito<sup>[22]</sup>就通过对加速变形阶段曲线的拟合外推建立了滑坡时间预报模型,俗称斋藤模型,开启了滑坡定量预报先河.Fukuzono<sup>[23]</sup>通过对大量的滑坡物理模型试验结果的分析发现,加速变形阶段的速度与加速度存在幂律关系.速度在加速变形阶段不断增长,在滑坡发生时趋于无穷大,速度的倒数趋近于0,并据此提出了现在广泛使用的滑坡时间预报方法——速度倒数法(inverse velocity method, INV).Voight<sup>[24,25]</sup>进一步将Fukuzono公式<sup>[23]</sup>推

广到金属和合金、冰、混凝土、聚合物、岩土体等一般材料,认为幂律关系反映了具有变形时间效应的材料在恒定应力和温度条件下变形破坏形式的普适性物理规律.但近年来有文献报道,速度倒数法预报的预报结果仍存在偏差<sup>[26]</sup>.滑坡加速行为的物理机制尚不完全清楚仍是限制滑坡时间准确预报的关键原因.

由上述可知,滑坡的三阶段变形演化特征是滑坡时间预报的基础,但滑坡变形为什么会出现三阶段特征,其内在机理是什么?为了解并掌握滑坡岩土体中这种由慢到快的不稳定变形行为,建立能描述三阶段变形的统一力学模型是学者们长期以来的研究目标.元件模型<sup>[27,28]</sup>、蠕变裂纹扩展模型<sup>[29,30]</sup>、弹黏塑性模型<sup>[31,32]</sup>相继被提出.这些模型均能较好地描述岩土材料的三阶段变形行为,但其基本都是对试验结果的拟合分析,缺乏理论基础,不能真正揭示滑坡变形破坏行为的内在机理.因此,寻求一种形式简明且意义明确的物理方程,是探索滑坡形成条件和内在机理的有效路径.本文将失稳前且处于变形阶段的滑坡视为动力系统,将其简化为重力与基底滑带共同制约的简单滑块模型,并基于达朗贝尔原理建立描述其变形过程的动力学微分方程.该方程揭示了滑坡三阶段变形的基本原理,并阐释滑坡质量与岩土脆性对滑坡变形的重要影响.

## 2 滑坡变形动力学模型

### 2.1 滑坡变形动力学微分方程

由于滑坡在破坏前的变形过程中加速度较小且常被忽略,因此其变形过程通常采用无惯性力作用的准静态模型<sup>[33,34]</sup>进行分析.滑坡破坏后的运动过程是一个必须考虑惯性力作用的动力学过程.然而,在滑坡从缓慢变形向快速运动转变的过程中,惯性力何时开始起主导作用尚不明确.因此,应将滑坡从变形阶段到破坏后的运动阶段视为一个连续的动力学过程,整体考虑惯性力的影响,以准确描述滑坡从缓慢变形向快速运动的演化机制<sup>[35]</sup>.一旦滑体发生变形并产生速度和加速度,滑体的变形过程便可按达朗贝尔原理的动力学框架进行分析.达朗贝尔原理表明,物体在受力运动的任意时刻,作用于物体的主动力、约束力和惯性力保持相互平衡<sup>[36]</sup>.滑块模型通过合理的简化,将滑坡现象归纳为明确的剪切力学模型<sup>[33-35,37,38]</sup>(图2).

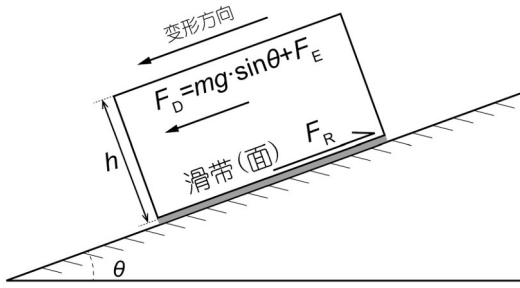


图2 滑块模型  
Figure 2 The block-slider model.

在该模型中, 滑坡系统的驱动力(下滑力)、抗滑力(滑面摩擦力)与惯性力(由变形加速度产生的力)共同构成平衡关系. 因此, 滑坡的动力学方程可表示为<sup>[36]</sup>

$$F_D + F_R + F_I = 0, \quad (1)$$

其中 $F_D$ 为滑坡受到的驱动力; $F_R$ 为(潜在)滑动带(面)提供的抗滑力, 其方向与变形方向相反; $F_I$ 为分析动力过程而引入的惯性力, 表示为<sup>[36]</sup>

$$F_I = -m \cdot d^2u / dt^2, \quad (2)$$

其中 $m$ 为滑坡质量, 单位为kg;  $u$ 为滑坡位移, 单位为m;  $t$ 为时间, 单位为s. 上述式子中力的单位均为N.

滑坡受到的驱动力 $F_D$ 是重力在滑动方向上的分量( $mg \cdot \sin\theta$ )与间歇性扰动力( $F_E$ )的总和. 间歇性扰动因素包括水动力(降雨入渗或河流水位变动而引起的水压力<sup>[39]</sup>、渗透压力<sup>[40]</sup>)、地震动力<sup>[41]</sup>与人类工程活动(如填土加载与开挖卸载<sup>[42]</sup>). 这些外部因素均可促进滑坡演化或触(诱)发滑坡, 而重力则被视为导致滑坡最主要的内因<sup>[43]</sup>. 本文重点研究在重力这个基本内因的作用下滑坡如何启动并发生持续变形乃至最终失稳破坏, 因此可假定间歇性扰动力为0.

在自然斜坡中, 超固结黏性土与岩石等材料的强度会随着应变的增加先达到峰值, 随后逐渐衰减至残余强度, 这一现象被称为应变软化<sup>[44,45]</sup>. 在一定含水率条件下的非饱和黏性土中也观察到该特征<sup>[46,47]</sup>. 滑坡的发生通常与岩土体的应变软化密切相关<sup>[48-50]</sup>. 因此, 本文模型主要针对具有应变软化特征的岩石与土体材料, 研究其滑坡的变形机理. 同时以滑体与滑床相对的剪切位移代替应变<sup>[48]</sup>, 剪切强度随位移变化的关系可表示为如下形式<sup>[50]</sup>:

$$\tau(u) = \begin{cases} \tau_p u / \delta_p, & u \leq \delta_p, \\ \tau_p + \frac{(\tau_p - \tau_r)}{(\delta_p - \delta_r)}(u - \delta_p), & \delta_p < u \leq \delta_r, \\ \tau_r, & u > \delta_r, \end{cases} \quad (3)$$

其中 $\tau$ 为滑坡岩土体提供的抗剪强度, 单位为kPa;  $\tau_p$ ,  $\tau_r$ 分别为峰值抗剪强度与残余抗剪强度;  $\delta_p$ ,  $\delta_r$ 分别为岩土体达到峰值强度与残余强度对应的剪切位移值, 单位为m. 该抗剪强度参数由直剪试验(或环剪试验)直接获取, 能直接反映滑坡剪切面(带)的力学性质. 剪切位移 $u \leq \delta_p$ 时, 滑坡岩土体处于滑移强化阶段. 剪切位移为 $\delta_p < u \leq \delta_r$ 时, 滑坡岩土体伴随滑移而弱化, 滑带(面)逐渐形成. 剪切位移到达 $\delta_r$ 之后, 滑带(面)完全形成, 滑坡发生. 将式(3)代入式(1)可得到滑坡发生前的动力微分方程. 强化阶段:

$$\tau_D - \tau_p u / \delta_p - \rho h \cdot d^2u / dt^2 = 0. \quad (4)$$

弱化阶段:

$$\tau_D - \left[ \tau_p + \frac{(\tau_p - \tau_r)}{(\delta_p - \delta_r)}(u - \delta_p) \right] - \rho h \cdot d^2u / dt^2 = 0, \quad (5)$$

其中 $\tau_D$ 为驱动力作用在滑带(面)上的驱动应力, 单位为kPa;  $\rho$ 为岩土体密度, 单位为kg/m<sup>3</sup>;  $h$ 为滑体厚度, 单位为m. 式(4)和(5)的边界条件依次为

$$\begin{cases} u|_{t=0} = 0, \\ du/dt|_{t=0} = 0, \end{cases} \quad (6)$$

$$\begin{cases} u|_{t=t_p} = \delta_p, \\ du/dt|_{t=t_p} = v_p, \end{cases} \quad (7)$$

其中 $t_p$ ,  $v_p$ 分别为剪切位移 $\delta_p$ 对应的时间与滑块速度.

## 2.2 滑坡变形解析式

求解上述滑坡变形动力学模型的二阶线性微分方程, 可得到如下结果, 强化阶段的位移为

$$u = (\tau_D \delta_p / \tau_p) \left\{ 1 - \cos \left[ t \sqrt{\tau_p / (\delta_p \rho h)} \right] \right\}. \quad (8)$$

弱化阶段的位移为

$$u = M_1 \exp(nt) + M_2 \exp(-nt) + \delta_p, \quad (9)$$

其中 $M_1$ ,  $M_2$ ,  $n$ 为中间参数, 具体表示如下:

$$n = \sqrt{(\tau_p - \tau_r) / [(\delta_r - \delta_p) \rho h]}, \quad (10)$$

$$M_1 = [k_2 v_p - (\tau_D - \tau_p) n] / (2k_2 n e^{nt_p}), \quad (11)$$

$$M_2 = [-k_2 v_p - (\tau_D - \tau_p) n] / (2k_2 n e^{-nt_p}), \quad (12)$$

$k_2$ 可表示如下:

$$k_2 = (\tau_p - \tau_r) / (\delta_p - \delta_r). \quad (13)$$

通过将两阶段的位移边界条件 $u = \delta_p$ ,  $u = \delta_r$ 代入式(8)和(9), 可解出两个位移值对应的时间与速度. 具体如下:

$$t_p = \sqrt{(\rho h \delta_p) / \tau_p} \arccos(1 - \tau_p / \tau_D), \quad (14)$$

$$v_p = \tau_D \sqrt{\delta_p / (\rho h \tau_p)} \sin[\arccos(1 - \tau_p / \tau_D)], \quad (15)$$

$$t_r = \frac{1}{n} \ln \left[ \frac{\sqrt{\tau_r - \tau_D - (\tau_D - \tau_p)^2 - 4k_2^2 M_1 M_2}}{2M_1 k_2} \right], \quad (16)$$

$$v_r = nM_1 \exp(nt_r) - nM_2 \exp(-nt_r), \quad (17)$$

其中 $t_r$ ,  $v_r$ 分别为剪切位移 $\delta_r$ 对应的时间与滑块速度. 以此类推, 强化阶段的速度与加速度分别为

$$v = (\tau_D / \sqrt{\tau_p \rho h / \delta_p}) \sin[t \sqrt{\tau_p / (\delta_p \rho h)}], \quad (18)$$

$$a = (\tau_D / \rho h) \cos[t \sqrt{\tau_p / (\delta_p \rho h)}]. \quad (19)$$

弱化阶段的速度与加速度分别为

$$v = M_1 n \exp(nt) - M_2 n \exp(-nt), \quad (20)$$

$$a = M_1 n^2 \exp(nt) + M_2 n^2 \exp(-nt). \quad (21)$$

### 3 滑坡变形特征分析

#### 3.1 滑坡三阶段变形的特征

为检验本文所提出滑坡变形动力学模型的科学合理性, 收集相关文献<sup>[9,51~59]</sup>中岩石和土的直剪试验数据(表1), 并选取试样S7的抗剪强度参数<sup>[9]</sup>进行计算. 驱动应力 $\tau_D$ 取39.969 kPa, 密度 $\rho$ 取2000 kg/m<sup>3</sup>, 厚度 $h$ 取20 m. 计算结果如图3所示. 采用表中其他试样的参数计算得出的结论与图3一致, 在此不再叙述.

图3表明, 本文提出的模型能从理论上再现滑坡位

移-时间曲线的三阶段特征, 与图1中的概念曲线完全吻合. 一般认为, 初始变形阶段通常表现为减速变形. 然而, 模型结果显示, 初始变形阶段因滑带从滑移强化阶段进入弱化阶段而分为两个亚阶段. 在滑移强化阶段, 作为对突发施加的驱动力的响应, 滑坡突然启动并产生较大的加速度. 但受滑移强化的影响, 启动后加速度迅疾降低直至为负值. 此阶段的速度快速增加并达到一个极值后( $v_{\max}$ )开始减小. 滑带随位移累积逐渐进入滑移弱化阶段, 加速度开始逐渐增加但仍为负值, 速度呈逐渐下降趋势, 位移减速增加. 在滑坡位移监测<sup>[17,60]</sup>、原位大型冰碛物蠕变试验<sup>[61]</sup>及室内滑带土蠕变试验<sup>[11]</sup>中均观察到这一初始变形阶段的局部速度峰值. 由于初始加速阶段的持续时间较短, 这一现象在大多数蠕变实验中易被忽视. 现场监测过程中, 滑坡启动阶段的局部加速很容易被误判为滑坡即将失稳破坏的前兆. 实际上, 初始变形阶段的局部加速仅是滑坡对荷载突然变化的响应调整行为, 局部速度峰值更是随后出现减速和稳态变形的先行标志.

随着速度降低至一定程度, 位移-时间曲线呈近似直线形态, 变形进入稳态变形阶段, 也即通常所称的等(匀)速变形阶段. 然而, 模型结果表明, 稳态变形阶段实际上是一个速度先减小然后再逐渐增大的缓慢过程, 其中存在一个速度极小值, 对应于加速度-时间曲线的零点( $a = 0$ ). 因此, 稳态变形阶段并非真正处于等(匀)速状态, 而是因速度变化缓慢而呈现出“等速”的假象. 早在20世纪60~70年代, Bishop<sup>[62]</sup>与Ter-Stepanian<sup>[63]</sup>就对稳态变形阶段的独立性提出质疑. 近30年来, 蠕变裂纹扩展模型<sup>[29,30]</sup>与蠕变试验结果<sup>[64~66]</sup>进一步指出, 稳态变形阶段实际上是初始变形阶段与加速变形阶段之间的过渡状态, 而非一个独立存在的阶段. 本文从理论上验证了该认识的正确性.

由此可见, 传统认为滑坡的变形过程(或岩土材料蠕变)包括减速、稳态、加速3个阶段, 但理论分析结果却表明滑坡变形经历的过程依次为加速、减速、再加速. 在初期启动阶段的加速之后, 变形进入缓慢的减速状态, 并在速度达到极小值后转变为缓慢的加速状态, 之后呈现出速度不断增加的趋势. 加速阶段的位移-时间函数(式(9))的一阶导数(速度)与二阶导数(加速度)均为双指数函数, 表明加速变形具有显著的非线性特征.

加速变形是滑坡发生的前提和显著的前兆特征,

表 1 岩土材料直剪试验参数<sup>a)</sup>

Table 1 Direct shear test parameters of rocks and soils<sup>a)</sup>

| 编号 | 材料类型                     | $\tau_p$ (kPa) | $\tau_r$ (kPa) | $\delta_p$ (mm) | $\delta_r$ (mm) | $\sigma_n$ (kPa) | $\tau_L$ (kPa) | 极限应力比值( $\tau_L/\tau_p$ ) | BSI <sub>3</sub> | 备注            |
|----|--------------------------|----------------|----------------|-----------------|-----------------|------------------|----------------|---------------------------|------------------|---------------|
| S1 | 泥岩软弱夹层 <sup>[51]</sup>   | 30.35          | 9.57           | 2.72            | 20.45           | 50               | 23.197901      | 0.764                     | 0.80             | —             |
| S2 | 碳酸盐岩软弱夹层 <sup>[51]</sup> | 48.89          | 33.15          | 2.99            | 15.04           | 100              | 38.435977      | 0.786                     | 0.42             | —             |
| S3 | 炭质页岩软弱夹层 <sup>[51]</sup> | 39.61          | 12.61          | 4.28            | 19.04           | 150              | 28.167145      | 0.711                     | 1.25             | —             |
| S4 | 灰岩软弱夹层 <sup>[52]</sup>   | 193.74         | 163.50         | 3.17            | 18.15           | 400              | 164.351803     | 0.848                     | 0.32             | 含水率15%        |
| S5 | 粉质黏土 <sup>[53]</sup>     | 72.21          | 46.19          | 7.27            | 94.24           | 200              | 61.665303      | 0.854                     | 0.11             | 剪切速率 0.1 cm/s |
| S6 | 含砾粉质黏土 <sup>[54]</sup>   | 168.30         | 143.50         | 3.66            | 29.40           | 225              | 147.210936     | 0.875                     | 0.14             | 峰前环剪蠕变试验      |
| S7 | 黏土 <sup>[9]</sup>        | 53.04          | 21.00          | 1.85            | 11.18           | 155              | 39.968140      | 0.754                     | 2.07             | —             |
| R1 | Salem灰岩 <sup>[55]</sup>  | 1160           | 710            | 1.49            | 8.30            | 700              | 906.456075     | 0.781                     | 25.63            | —             |
| R2 | 页岩 <sup>[56]</sup>       | 10060          | 4820           | 2.32            | 2.79            | 6000             | 5442.208732    | 0.541                     | 5807.2           | 90-AD-N6      |
| R3 | 砂岩 <sup>[57]</sup>       | 23420          | 9920           | 0.49            | 0.92            | 10000            | 14371.250449   | 0.614                     | 1809.23          | a-1           |
| R4 | 大理岩 <sup>[58]</sup>      | 22300          | 6030           | 0.07            | 0.21            | 5091             | 14700.047665   | 0.659                     | 84789.53         | DY7           |
| R5 | 类岩石材料 <sup>[59]</sup>    | 3350           | 1210           | 1.43            | 1.97            | 810              | 1868.618831    | 0.558                     | 2531.56          | —             |

a) 极限应力 $\tau_L$ 是只入不舍保留6位有效数字的结果。

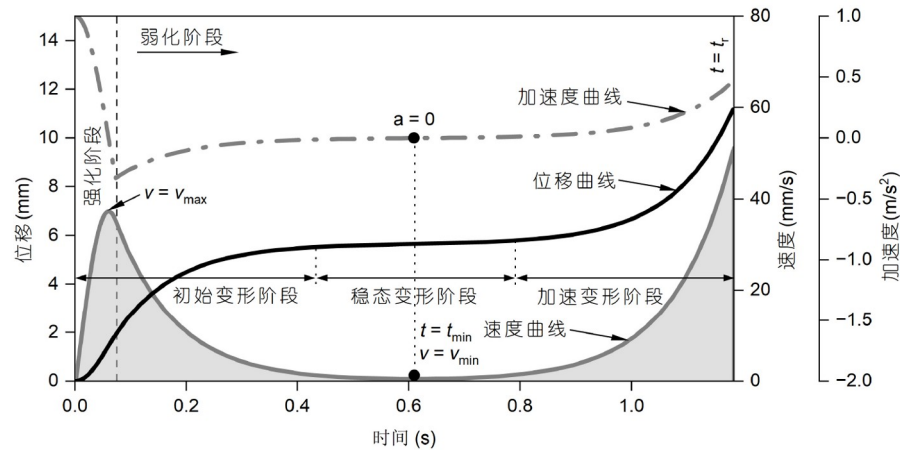


图 3 滑坡变形动力学模型变形-时间曲线

Figure 3 The curves of deformation over time for landslide dynamics model.

因此成为滑坡预警预测工作关注的重点。在以往的工作中，通常需要确定传统三阶段中稳态变形阶段与加速变形阶段的分界点，以确定加速变形的起点(onset of acceleration, OOA)。然而，本文模型结果表明，稳态变形阶段并不是一个独立的阶段，所以传统三阶段划分中稳态变形阶段与加速变形阶段的分界点并不真实存在。传统认识中的加速变形起点仅是位移-时间曲线中宏观上出现明显加速特征的起点，并无明确的物理

意义，这也是实践中OOA选取困难<sup>[67]</sup>的原因。本文研究表明，滑坡真正的加速变形始于稳态变形阶段的中部，减速变形与加速变形的分界点(即速度极小值点)。此分界点具有明确的物理意义(即加速度 $a = 0$ )。

3.2 滑坡失稳的内在条件

在自然环境中，滑坡常在强降雨和强震等外界因素触发下发生。因此，对滑坡发生条件的研究多集中

于水压力<sup>[34,68]</sup>与地震动力作用的影响<sup>[69,70]</sup>。然而,在斜坡形成之后的长期演化中,斜坡岩土体即使在外界扰动,仅受重力作用的条件下也会失稳<sup>[43]</sup>,相关案例并不少见。基于极限平衡的评价方法通常认为,滑坡仅在滑动应力超过岩土体(滑带土)的峰值强度时才会发生。事实上,在长期重力作用下,即便滑动应力低于峰值强度,滑坡也会发生<sup>[44]</sup>。因此,确定长期条件下触发滑坡发生的最小驱动应力具有重要意义。

滑坡若进入加速变形阶段以致失稳,则 $t_r$ 必定存在,即式(16)中对数函数的自变量需大于零,具体表示如下:

$$\sqrt{\tau_r - \tau_D - [(\tau_D - \tau_r)^2 - 4k_2^2 M_1 M_2]} / 2M_1 k_2 > 0. \quad (22)$$

将式(10)~(12)代入式(22),通过分析得出

$$\tau_D > \tau_L = \frac{\tau_p \delta_p - \tau_r \delta_r}{\delta_p - \delta_r} - \sqrt{\frac{\tau_p - \tau_r}{\delta_p - \delta_r} \delta_p \left( \frac{\tau_p - \tau_r}{\delta_p - \delta_r} \delta_p - \tau_p \right)}. \quad (23)$$

式(23)是滑坡发生的力学条件,滑坡仅在重力作用下失稳所需的最小驱动应力 $\tau_D$ 必须大于极限应力 $\tau_L$ 。换言之,只要驱动应力超过极限应力,滑坡在长期重力作用下就会启动变形,由缓慢变形演化为加速变形并最终失稳破坏。极限应力 $\tau_L$ 仅与岩土体(滑带土)的抗剪强度参数有关,与其他外界条件无关。因此,极限应力条件是滑坡发生的内在条件。

图4为同一抗剪强度参数(试样7),不同驱动应力下的位移-时间曲线。当下滑应力大或等于材料峰值强度时,滑坡全程加速至破坏,表现为突发型。当驱动应力大于极限应力而小于峰值强度时,位移-时间曲线呈现出典型的三阶段变形特征,为渐变型滑坡。该结果与笔者之前的推论及试验结果一致<sup>[20,21]</sup>。进一步研究发现,当驱动应力不断逼近极限应力 $\tau_L$ 时(试样7的极限应力保留13位小数为39.9681396603573 kPa),滑坡变形的持续时间逐渐增长。驱动应力无限接近极限应力时,滑坡会在无限时间处破坏。极限应力是使滑坡在长期重力作用下破坏的最小应力水平。

采用岩土材料的直剪试验数据计算,极限应力 $\tau_L$ 均小于峰值强度(见表1)。定义极限应力与峰值强度的比值为极限应力比,材料长期强度与峰值强度的比值为驱动应力比<sup>[71]</sup>。由表1数据可知,土的极限应力比(0.711~0.875)与其驱动应力比(0.69~0.90)<sup>[72]</sup>相当。岩石的极限应力比(0.541~0.781)与其驱动应力比(0.40~

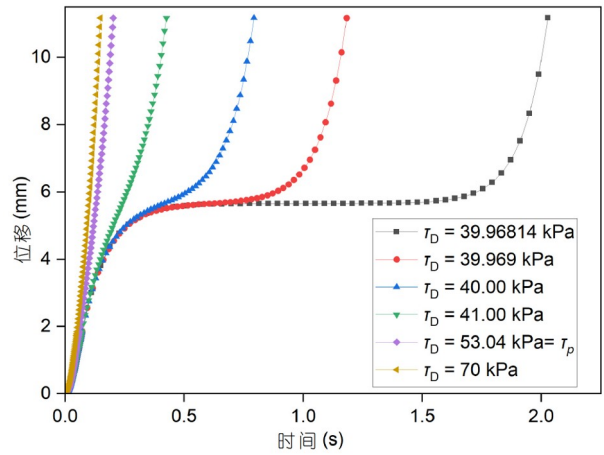


图4 (网络版彩图)不同下滑应力下位移-时间曲线

Figure 4 (Color online) Displacement-time curves under different driving stresses.

0.60)<sup>[73]</sup>也基本相当。

上述结果初步表明,通过滑坡变形动力学模型导出的极限应力可能与岩土材料的长期强度相关乃至相等。但目前尚缺乏对各类岩土材料常规直剪试验和蠕变直剪试验的系统对比研究,需要进一步深入研究。

### 3.3 滑坡变形的内在影响因素

根据本文提出的滑坡变形动力学模型,在重力作用下影响滑坡变形的两个内在因素分别是滑坡质量与岩土材料抗剪强度参数。在实践中通常根据地形与钻探资料估算滑坡体的长度、宽度与平均厚度以得出滑坡体积,进而根据岩土体密度计算滑坡质量。岩土材料的抗剪强度参数具有显著的空间变异性,且本文模型所需的是完整的应力-应变曲线,而非单一强度参数。因此,本文采用多篇文献中岩土体的代表性取样参数,以开展滑坡变形机理的确定性分析。本节基于2.2节中推导的公式讨论这两个因素对滑坡变形的影响。

#### 3.3.1 滑坡质量的影响

已有的滑坡监测结果<sup>[74]</sup>表明,滑坡的规模越小,其加速至失稳所需的时间越短,突发性越强。滑坡规模越小,滑坡失稳时滑带上覆滑动岩土体的质量就越小。在本文所提滑坡变形动力学模型采用不同质量( $2 \times 10^3 \sim 2000 \times 10^3$  kg),计算相同驱动力( $\tau_D = 39.969$  kPa)条件下试样S7抗剪强度参数的位移-时间曲线(图5)。由图5可见,滑坡质量越大,滑坡从启动向失稳演化所需的时

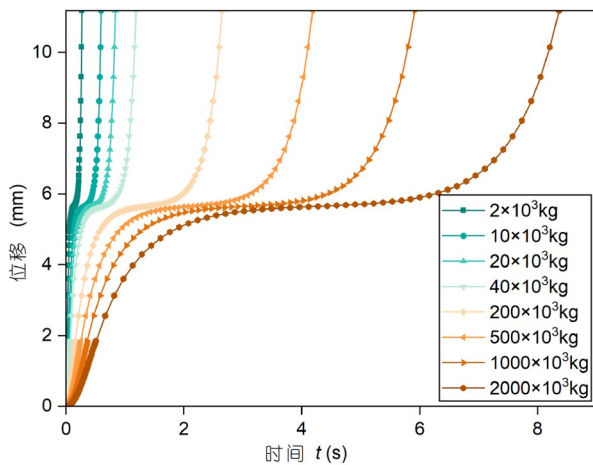


图 5 (网络版彩图)不同质量滑坡的位移-时间曲线  
Figure 5 (Color online) Displacement-time curves under varying masses.

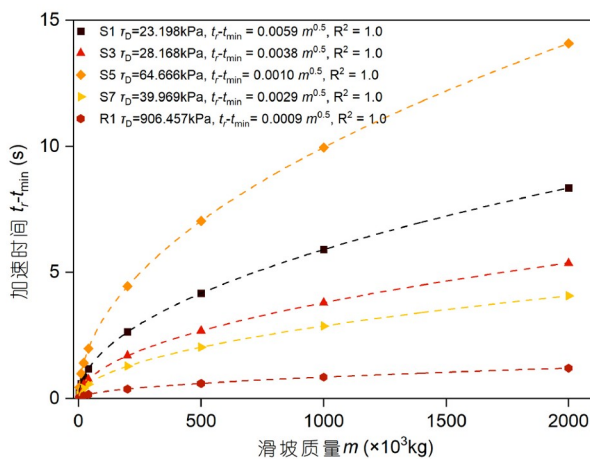


图 6 (网络版彩图)滑坡质量与加速时间的关系  
Figure 6 (Color online) The relationship between landslide mass and acceleration time.

间越长. 图6为不同试样在极限应力条件下, 从加速开始至失稳所需时间( $t_r - t_{\min}$ , 见图3)与滑坡质量的关系. 滑坡质量越大, 加速至失稳所需的时间越长. 滑坡质量与加速时间呈幂函数关系, 且函数的幂为常量.

滑坡质量对变形时间的影响可由物体的惯性性质解释. 惯性是物质固有的抵抗其运动状态被改变的性质. 物体的惯性可以用其质量来衡量, 质量越大, 惯性也越大. 质量越大的滑坡体, 其维持原有运动状态的能力越强, 在驱动力恒定的条件下, 改变自身运动状态所需的时间就越长. 这就解释了体积越小的滑坡在失稳

前的变形时间越短, 突发性越强; 而体积越大的滑坡则在失稳前具有更长的变形时间, 其可预警预报性更强<sup>[74]</sup>.

### 3.3.2 岩土材料脆性的影响

除滑坡质量外, 滑坡失稳前的变形特征还与岩土材料的力学性质密切相关, 但有关研究依旧缺乏<sup>[1]</sup>. 取用不同岩土材料的抗剪强度参数, 并施加对应的极限应力(见表1), 绘制不同材料的归一化位移-时间曲线(图7(a)). 图7(b)为材料的剪应力-位移曲线, 其中采用Bishop提出的考虑峰后阶段软化模量与强度损失的脆性指数( $BSI_3$ )衡量岩土材料的脆性<sup>[75]</sup>, 脆性指数越大, 材料的脆性越强, 具体表示如下:

$$BSI_3 = (\tau_p - \tau_r) / [\tau_p (\delta_r - \delta_p)] \quad (24)$$

如图7(a)所示, 材料的脆性越弱, 滑坡变形曲线越接近稳定型. 随着材料的脆性增强, 变形曲线三阶段特征越明显, 表现为渐变型. 取变形曲线的加速阶段( $t_{\min} \sim t_r$ )绘制归一化位移-时间曲线(图8(a)). 通过加速阶段归一化曲线两端点处速率的比值来衡量加速过程的剧烈程度. 分析结果表明, 岩土材料的脆性指数(详见表1)越大, 加速阶段归一化曲线两端斜率的比值越高(图8(b)). 该比值越大, 说明加速阶段速率变化越大, 表明滑坡由慢速向快速的转变越迅速, 突发性越强. 该认识与现场监测结果一致, 即滑坡岩土体的脆性越强,

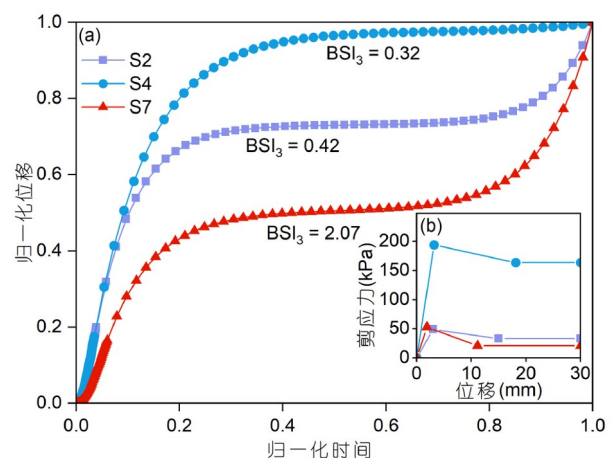


图 7 (网络版彩图)不同材料临界加载归一化曲线. (a) 归一化位移曲线; (b) 剪应力-位移曲线

Figure 7 (Color online) Normalized displacement-time curves of limiting stress of various geotechnical materials. (a) Normalized displacement curves; (b) shear stress-displacement curves.

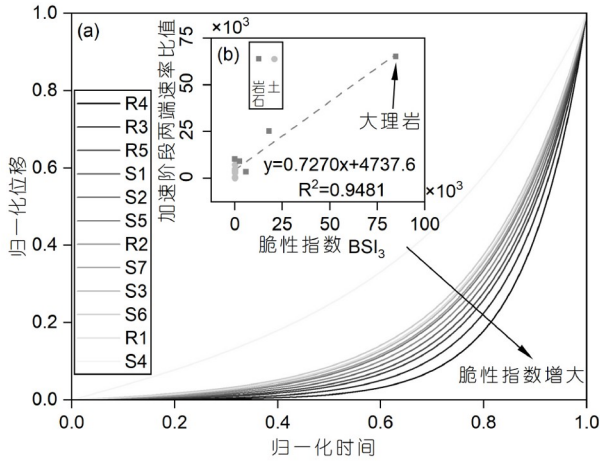


图 8 不同岩土材料加速阶段归一化位移-时间曲线。(a) 加速阶段归一化位移曲线; (b) 脆性指数与速率比值关系

Figure 8 Normalized displacement-time curves of acceleration phase for various geotechnical materials. (a) Normalized displacement curve of acceleration stage; (b) relationship between brittleness index and rate ratio.

其加速至破坏所需的时间越短, 加速过程越迅速<sup>[74]</sup>。

## 4 滑坡加速变形的物理机制

### 4.1 加速变形的既有解释

滑坡发生前由慢到快的加速行为给滑坡预警预报提供了重要依据。但人们对滑坡加速变形的物理机制并不十分清楚。外界扰动(如降雨、地震)会使滑坡加速变形, 其中涉及孔隙水压力变化、动力加载等过程<sup>[4]</sup>。但仅在长期重力作用下, 滑坡岩土体也会随着时间的增长而劣化, 最终导致滑坡加速至失稳<sup>[43]</sup>。这种在恒定应力条件下岩土材料劣化导致滑坡变形加速的物理机制有待解决。

英国学者Main<sup>[29]</sup>曾提出蠕变裂纹扩展模型, 以描述脆性材料中裂纹的加速扩展行为, 表达式如下:

$$K = \sqrt{\pi} \sigma \sqrt{l}, \quad (25)$$

$$dl/dt = V_0 (K/K_0)^n, \quad (26)$$

其中 $K$ 为裂纹尖端处的应力强度因子,  $l$ 为裂纹半长,  $\sigma$ 为加载应力;  $V_0$ ,  $K_0$ 分别为零时刻的初始速率与初始应力强度因子,  $n$ 为应力腐蚀指数, 在20~50之间。根据式(25), 随着裂纹长度的增长, 裂纹尖端的应力强度因子不断增大。增大的应力强度因子通过式(26)使裂纹扩展速度呈指数增长, 直至裂纹贯穿材料(滑面完全贯

通)。这种正反馈机制控制着岩石等脆性材料的裂纹加速扩展, 但基于裂纹扩展无法解释土体材料的加速行为。Dieterich<sup>[76]</sup>与Ruina<sup>[77]</sup>在20世纪80年代初发现贯通结构面的摩擦系数与滑移速率和接触状态有关, 并提出了著名的速率与状态依赖摩擦定律(rate- and state-dependent friction, RSF)。Paul等人<sup>[34]</sup>在准静态假设下(即每个时刻加速度为0), 根据RSF推导出水压力影响下滑坡速率的表达式:

$$\frac{dv}{dt} = \frac{v+v_0}{A} \left( \frac{\mu_0}{\sigma_e} \cdot \frac{dP}{dt} - \frac{B}{\theta} \cdot \frac{d\theta}{dt} \right), \quad (27)$$

其中 $v$ 为滑动速率,  $\theta$ 为接触状态变量,  $\mu_0$ 为参考速率 $v_0$ 时的稳态摩擦系数,  $A$ ,  $B$ 为材料常数,  $\sigma_e$ 为滑带处的有效应力,  $P$ 为水压力。根据接触状态变量 $\theta$ 的解析解<sup>[78]</sup>:

$$\theta = \frac{D_c}{(v+v_0)} + \left( \theta_0 - \frac{D_c}{(v+v_0)} \right) \exp \left[ -\frac{(v+v_0)t}{D_c} \right], \quad (28)$$

其中,  $D_c$ 是特征滑移长度。并考虑水压力恒定的情况, 即 $dP/dt = 0$ 。在本文中, 笔者将式(28)代入式(27), 并根据RSF中的老化定律<sup>[78]</sup>得到关于速率的如下表达式:

$$\frac{dv}{dt} = C \frac{B}{A} (v+v_0)^2, \quad (29)$$

$$C = \frac{1}{D_c} - \frac{1}{D_c + [(v+v_0)\theta_0 - D_c] \exp \left[ -\frac{(v+v_0)t}{D_c} \right]}. \quad (30)$$

根据已有的试验研究<sup>[79,80]</sup>, 土在速率范围 $3.33 \times 10^{-8} \sim 2 \times 10^{-3}$  m/s内表现出典型的速率与状态依赖摩擦现象。 $v_0$ 可取最小速率 $3.33 \times 10^{-8}$  m/s,  $v$ 可取最大速率 $2 \times 10^{-3}$  m/s。根据Paul等人<sup>[34]</sup>提供的参数,  $D_c = 0.05$  m, 可对参数 $C$ 进行计算。 $t = 0 \sim 150$  s时,  $C \approx 20$ , 随着 $t$ 继续增长,  $C$ 开始逐渐降低, 直至无限趋近0。上述计算结果说明参数 $C$ 始终大于0。根据Helmstetter等人<sup>[33]</sup>的分析, 当 $A < B$ 时摩擦系数 $\mu$ 随着速率的增长而减小, 滑带表现为不稳定摩擦, 则式(29)中的 $CB/A > 0$ 。该式描述了滑坡因滑带土速率弱化行为而导致的加速变形。

### 4.2 惯性力驱动滑坡加速

本文提出的滑坡变形动力学模型基于达朗贝尔原理, 引入惯性力来协调下滑力与抗滑力之间的关系, 并阐释滑坡在静态荷载(重力)作用下, 产生动态演化的根本原因。

在无外界扰动时的重力作用下, 滑坡基本处于慢速变形状态. 重力造成的下滑力与岩土体提供的抗滑力势均力敌相互抗衡<sup>[20]</sup>, 导致加速度极小以至于被忽略. 此种状态常采用准静态模型描述, 以至对加速变形的理解存在缺失. 本文中, 式(5)构建了滑移弱化阶段抗滑力、位移、加速度三者之间的关系, 并得出式(9)、(20)和(21)所表达的非线性关系. 根据位移与加速度表达式绘制滑坡受力-时间曲线. 如图9所示, 随着变形的发展, 滑动面逐渐形成, 此过程中颗粒重新排列造成岩土材料产生滑移弱化现象. 进而导致滑带的摩擦阻力(抗滑力)随着位移增长而不断减小. 根据达朗贝尔原理, 在下滑力保持不变的情况下, 抗滑力的降低必然导致产生的净滑力(惯性力)增加. 不断增长的净滑力导致加速度不断增大, 进一步促使位移加速发展. 此过程中, 衰减的抗滑力、增长的位移与加速度三者之间形成的正反馈机制导致滑坡的非线性加速行为.

蠕变裂纹扩展模型中展示了类似的正反馈机制, 解释了脆性材料裂纹扩展的加速行为. 但基于裂纹扩展的解释对滑坡演化不具有普适性, 尤其不适用于土质滑坡. 基于速率与状态依赖摩擦定律(rate-and state-dependent friction law, RSF)可建立的宏观滑移模型中, 速率弱化机制导致加速行为受到广泛认可<sup>[33,34,81]</sup>. 但此种模型常以准静态假设为基础<sup>[33,34]</sup>, 忽略始终存在的加速度及惯性力的作用. 在慢速状态下, 这种假设

是合理的. 但滑坡失稳前速度出现由慢到快的转变以致最终的快速失稳, 忽略加速度的存在显然是不合理的. Alonso<sup>[35]</sup>对此持有相同的观点, 认为RSF不能描述导致非常快的加速的相关物理过程, 尤其在临近失稳阶段. 所以本文提出的滑坡变形动力学模型引入并强调惯性力的持续作用, 基于材料剪切变形的宏观过程建立正反馈机制, 对由各种介质组成的滑坡加速行为的解释具有普适性. 无论是慢速还是快速变形状态, 滑体物质的惯性作用始终存在, 加之基底剪切带具有应变软化性质, 在满足极限应力的条件下, 滑坡在重力作用下失稳是正反馈机制控制的必然结果. 此种观点不仅适用于岩石与土体材料, 还可拓展至其他具有应变软化性质材料的蠕变破坏过程, 比如冰、混凝土、陶瓷、合金、聚合物等.

另一点值得关注的是, 无论是蠕变裂纹扩展模型, 还是速率与状态依赖摩擦模型, 变形与时间的关系都是通过基于试验总结的经验公式建立的. 本文的变形动力学模型中, 变形与时间的关系是通过物理学基本原理——牛顿第二定律建立的. 这体现了滑坡物质自身固有的惯性性质是由慢到快加速过程中的基本物理内核, 也是统一描述滑坡变形由慢速到快速的关键要素.

## 5 结论

本文基于达朗贝尔原理和岩土材料的应变软化特性, 建立了描述滑坡发生前变形过程的动力学模型. 该模型从理论上描述和刻画了滑坡的三阶段变形特征, 并阐释了滑坡变形的内在物理机理, 提出惯性力驱动滑坡加速变形的新观点. 通过系列分析得出以下结论.

(1) 本文提出的变形动力学模型表明: 原有描述滑坡变形三阶段的减速、等速、加速是不确切的, 建议改用初始、稳态和加速或第一、第二、第三变形阶段. 初始变形阶段又包括启动和减速两个亚阶段. 传统认识中的等(匀)速变形阶段并不真正等速; 理论上的加速变形起始点与宏观加速变形阶段的起始点有很大偏差.

(2) 滑坡是在滑动应力超过滑带土极限应力(基本相当于长期强度)条件下由惯性力驱使斜坡岩土体沿滑带由慢速向快速变形发展并最终失稳破坏的过程. 理论分析认为该极限应力可由恒位移速率的直剪试验

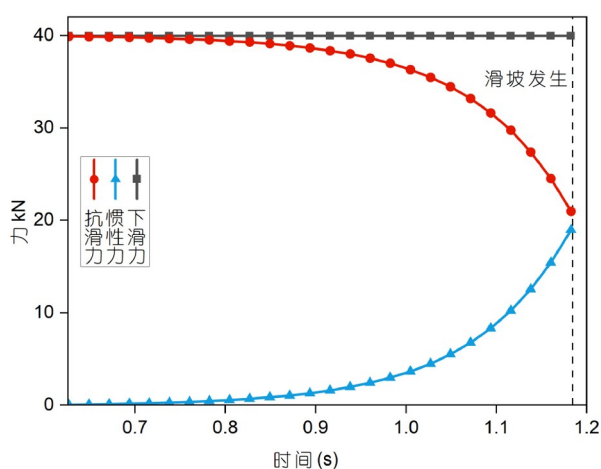


图9 (网络版彩图)滑坡变形动力学模型加速变形阶段受力-时间曲线

Figure 9 (Color online) Dynamic model of landslide deformation force-time curves of accelerated phase.

参数直接计算得出。

(3) 滑坡的质量与岩土体的脆性作为固有因素影响滑坡变形行为。滑坡的质量(规模)越大, 滑坡变形至失稳所需的时间往往越长; 滑坡岩土体的脆性越强, 滑坡的突发性越强。

(4) 滑坡自身固有的惯性性质使滑坡产生惯性力, 并在加速变形阶段使滑坡速度不断增加, 在位移、抗

滑力、加速度三者之间形成正反馈机制, 控制滑坡的非线性加速行为。

(5) 理论证明, 滑坡的三阶段变形行为受材料的应变软化与惯性力共同控制。然而本文模型未考虑材料黏性, 无法准确描述滑坡变形的真实时间尺度。在进一步的研究中, 可考虑通过摩擦力的速率效应来引入黏性阻力, 以更加完整地解释滑坡的三阶段蠕变行为。

## 参考文献

- 1 Intrieri E, Carlà T, Gigli G. Forecasting the time of failure of landslides at slope-scale: A literature review. *Earth-Sci Rev*, 2019, 193: 333–349
- 2 Angeli M G, Pasuto A, Silvano S. A critical review of landslide monitoring experiences. *Eng Geol*, 2000, 55: 133–147
- 3 Ma S, Qiu H, Zhu Y, et al. Topographic changes, surface deformation and movement process before, during and after a rotational landslide. *Remote Sens*, 2023, 15: 662
- 4 Lacroix P, Handwerker A L, Bièvre G. Life and death of slow-moving landslides. *Nat Rev Earth Environ*, 2020, 1: 404–419
- 5 Asch T J W V, Genuchten P M B V. A comparison between theoretical and measured creep profiles of landslides. *Geomorphology*, 1990, 3: 45–55
- 6 Furuya G, Sassa K, Hiura H, et al. Mechanism of creep movement caused by landslide activity and underground erosion in crystalline schist, Shikoku Island, southwestern Japan. *Eng Geol*, 1999, 53: 311–325
- 7 Tavenas F, Leroueil S. Creep and failure of slopes in clays. *Can Geotech J*, 1981, 18: 106–120
- 8 Saito M, Uezawa H. Failure of soil due to creep. In: *Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Paris, 1961. 315–318
- 9 Maio C D, Vassallo R, Vallario M. Plastic and viscous shear displacements of a deep and very slow landslide in stiff clay formation. *Eng Geol*, 2013, 162: 53–66
- 10 Xu T, Xu Q, Tang C, et al. The evolution of rock failure with discontinuities due to shear creep. *Acta Geotech*, 2013, 8: 567–581
- 11 Agliardi F, Scuderi M M, Fusi N, et al. Slow-to-fast transition of giant creeping rockslides modulated by undrained loading in basal shear zones. *Nat Commun*, 2020, 11: 1352
- 12 Saito M. Forecasting the time of occurrence of a slope failure. In: *Proceedings of the 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Montreal, 1965. 537–541
- 13 Paronuzzi P, Bolla A, Rigo E. Brittle and ductile behavior in deep-seated landslides: Learning from the vajont experience. *Rock Mech Rock Eng*, 2016, 49: 2389–2411
- 14 Intrieri E, Raspini F, Fumagalli A, et al. The Maoxian landslide as seen from space: Detecting precursors of failure with Sentinel-1 data. *Landslides*, 2018, 15: 123–133
- 15 Xiong Z, Feng G, Feng Z, et al. Pre- and post-failure spatial-temporal deformation pattern of the Baige landslide retrieved from multiple radar and optical satellite images. *Eng Geol*, 2020, 279: 105880
- 16 Crosta G B, Agliardi F. Failure forecast for large rock slides by surface displacement measurements. *Can Geotech J*, 2003, 40: 176–191
- 17 Xu Q, Yuan Y, Zeng Y P, et al. Some new pre-warning criteria for creep slope failure. *Sci China Technol Sci*, 2011, 54: 210–220
- 18 Xue L, Qin S, Li P, et al. New quantitative displacement criteria for slope deformation process: From the onset of the accelerating creep to brittle rupture and final failure. *Eng Geol*, 2014, 182: 79–87
- 19 Carlà T, Farina P, Intrieri E, et al. On the monitoring and early-warning of brittle slope failures in hard rock masses: Examples from an open-pit mine. *Eng Geol*, 2017, 228: 71–81
- 20 Xu Q. Theoretical studies on prediction of landslides using slope deformation process data (in Chinese). *J Eng Geol*, 2012, 20: 145–151 [许强. 滑坡的变形破坏行为与内在机理. 工程地质学报, 2012, 20: 145–151]
- 21 Dong X J, Xu Q, Tang C, et al. Characteristics of landslide displacement-time curve by physical simulation experiment (in Chinese). *J Eng Geol*, 2015, 23: 401–407 [董秀军, 许强, 唐川, 等. 滑坡位移-时间曲线特征的物理模拟试验研究. 工程地质学报, 2015, 23: 401–407]

- 22 Saito M. Forecasting time of slope failure by tertiary creep. In: Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Mexico, 1969. 677–683
- 23 Fukuzono T. A method to predict the time of slope failure caused by rainfall using the inverse number of velocity of surface displacement. *Landslides*, 1985, 22: 8–13\_1
- 24 Voight B. A method for prediction of volcanic eruptions. *Nature*, 1988, 332: 125–130
- 25 Voight B. A relation to describe rate-dependent material failure. *Science*, 1989, 243: 200–203
- 26 Sharifi S, Macciotta R, Hendry M T. Critical assessment of landslide failure forecasting methods with case histories: A comparative study of INV, MINV, SLO, and VOA. *Landslides*, 2024, 21: 1629–1643
- 27 Hu T, He S, Kang Z, et al. Establishment and engineering application of viscoelastic-plastic constitutive laws for creep modeling in interbedded rock masses. *Sci Rep*, 2023, 13: 20668
- 28 Tarifard A, Török Á, Görög P. Review of the creep constitutive models for rocks and the application of creep analysis in geomechanics. *Rock Mech Rock Eng*, 2024, 57: 7727–7757
- 29 Main I G. A damage mechanics model for power-law creep and earthquake aftershock and foreshock sequences. *Geophys J Int*, 2000, 142: 151–161
- 30 Brantut N, Baud P, Heap M J, et al. Micromechanics of brittle creep in rocks. *J Geophys Res*, 2012, 117: 2012JB009299
- 31 Yu H, Chen W, Ma Y, et al. Experimental and theoretical study on the creep behavior of a clayey rock. *Rock Mech Rock Eng*, 2023, 56: 1387–1398
- 32 Yu P, Ding X, Pan P Z, et al. Modeling time-dependent mechanical behavior of hard rock considering excavation-induced damage and complex 3D stress states. *J Rock Mech Geotech Eng*, 2024, 16: 4046–4065
- 33 Helmstetter A, Sornette D, Grasso J, et al. Slider block friction model for landslides: Application to Vaiont and La Clapière landslides. *J Geophys Res*, 2004, 109: 2002JB002160
- 34 Paul K, Bhattacharya P, Misra S. Frictional control on accelerating creep during the slow-to-fast transition of rainfall-induced catastrophic landslides. *JGR Earth Surf*, 2024, 129: e2023JF007213
- 35 Alonso E E. Triggering and motion of landslides. *Géotechnique*, 2021, 71: 3–59
- 36 Mei F X. On D'Alembert's principle—Notes on theoretical mechanics VI (in Chinese). *Mech in Eng*, 2009, 31: 61–63 [梅凤翔. 关于达朗贝尔原理——理论力学札记之六. *力学与实践*, 2009, 31: 61–63]
- 37 Davis R O. Modelling stability and surging in accumulation slides. *Eng Geol*, 1992, 33: 1–9
- 38 Chau K T. Landslides modeled as bifurcations of creeping slopes with nonlinear friction law. *Int J Solids Struct*, 1995, 32: 3451–3464
- 39 Xu Q, Liu H, Ran J, et al. Field monitoring of groundwater responses to heavy rainfalls and the early warning of the Kualiangzi landslide in Sichuan Basin, southwestern China. *Landslides*, 2016, 13: 1555–1570
- 40 Zhou C, Cao Y, Yin K, et al. Characteristic comparison of seepage-driven and buoyancy-driven landslides in Three Gorges Reservoir area, China. *Eng Geol*, 2022, 301: 106590
- 41 Lacroix P, Berthier E, Maquerhua E T. Earthquake-driven acceleration of slow-moving landslides in the Colca valley, Peru, detected from Pléiades images. *Remote Sens Environ*, 2015, 165: 148–158
- 42 Skilodimou H D, Bathrellos G D, Koskeridou E, et al. Physical and anthropogenic factors related to landslide activity in the Northern Peloponnese, Greece. *Land*, 2018, 7: 85
- 43 Hewitt K, Clague J J, Orwin J F. Legacies of catastrophic rock slope failures in mountain landscapes. *Earth-Sci Rev*, 2008, 87: 1–38
- 44 Skempton A W. Long-term stability of clay slopes. *Géotechnique*, 1964, 14: 77–102
- 45 Pourhosseini O, Shabanimashcool M. Development of an elasto-plastic constitutive model for intact rocks. *Int J Rock Mech Min Sci*, 2014, 66: 1–12
- 46 Xu X, Cai G Q, Li J, et al. The strength and dilatancy characteristics of unsaturated soil at low and tensile stresses (in Chinese). *Chin J Rock Mech Eng*, 2018, 37: 1933–1942 [徐筱, 蔡国庆, 李舰, 等. 低应力及拉应力条件下非饱和土强度及剪胀特性. *岩石力学与工程学报*, 2018, 37: 1933–1942]
- 47 Zhu X F, Niu G, Li J X, et al. Experimental study on shear strength of unsaturated soil over a wide suction range and its prediction (in Chinese). *Chin Rock Soil Mech*, 2023, 12: 1–11 [朱晓凤, 牛庚, 李俊星, 等. 宽广吸力范围非饱和土剪切强度试验研究及其预测. *岩土力学*, 2023, 12: 1–11]

- 48 Wang Z, Ye X M, Liu Y X. Improved Janbu slices method considering progressive destruction in landslide (in Chinese). *Chin Rock Soil Mech*, 2018, 39: 675–682 [王振, 叶晓明, 刘永新. 考虑滑坡渐进破坏的改进简布条分法. *岩土力学*, 2018, 39: 675–682]
- 49 Tan F L, Hu X L, Zhang Y M, et al. Study of progressive failure processes and stabilities of different types of landslides (in Chinese). *Chin Rock Soil Mech*, 2016, 37: 597–606 [谭福林, 胡新丽, 张玉明, 等. 不同类型滑坡渐进破坏过程与稳定性研究. *岩土力学*, 2016, 37: 597–606]
- 50 Liu C N. Progressive failure mechanism in one-dimensional stability analysis of shallow slope failures. *Landslides*, 2009, 6: 129–137
- 51 Hu Q J, Shi R D, Zheng L N, et al. Progressive failure mechanism of a large bedding slope with a strain-softening interface. *Bull Eng Geol Environ*, 2018, 77: 69–85
- 52 Ma C, Zhan H, Zhang T, et al. Investigation on shear behavior of soft interlayers by ring shear tests. *Eng Geol*, 2019, 254: 34–42
- 53 Hong Y, Yu G, Wu Y, et al. Effect of cyclic loading on the residual strength of over-consolidated silty clay in a ring shear test. *Landslides*, 2011, 8: 233–240
- 54 Wang S, Wang J, Wu W, et al. Creep properties of clastic soil in a reactivated slow-moving landslide in the Three Gorges Reservoir Region, China. *Eng Geol*, 2020, 267: 105493
- 55 Afridi A J, Kwon S, Wilson J W. Investigation of rock failure in a direct shear machine. *Min Tech*, 2001, 110: 158–162
- 56 Mashhadiali N, Molaei F. Theoretical and experimental investigation of a shear failure model for anisotropic rocks using direct shear test. *Int J Rock Mech Min Sci*, 2023, 170: 105561
- 57 Zhao J, Hu L, Feng X, et al. Shear failure mechanisms of sandstone subjected to direct, true triaxial and confining shear test conditions. *Rock Mech Rock Eng*, 2023, 56: 6889–6903
- 58 Gong F, Luo S, Lin G, et al. Evaluation of shear strength parameters of rocks by preset angle shear, direct shear and triaxial compression tests. *Rock Mech Rock Eng*, 2020, 53: 2505–2519
- 59 Cho N, Martin C D, Sego D C. Development of a shear zone in brittle rock subjected to direct shear. *Int J Rock Mech Min Sci*, 2008, 45: 1335–1346
- 60 Zhang J, Tang H, Li C, et al. Deformation stage division and early warning of landslides based on the statistical characteristics of landslide kinematic features. *Landslides*, 2024, 21: 717–735
- 61 Guo X, Cheng Q, Zhang L, et al. Large-scale *in situ* tests for shear strength and creep behavior of moraine soil at the Dadu River Bridge in Luding, China. *Int J Geomech*, 2022, 22: 04022053
- 62 Bishop A W. The strength of soils as engineering materials. *Géotechnique*, 1966, 16: 91–130
- 63 Ter-Stepanian G. Creep of a clay during shear and its rheological model. *Géotechnique*, 1975, 25: 299–320
- 64 Heap M J, Baud P, Meredith P G, et al. Time-dependent brittle creep in Darley Dale sandstone. *J Geophys Res*, 2009, 114: 2008JB006212
- 65 Brantut N, Heap M J, Baud P, et al. Rate- and strain-dependent brittle deformation of rocks. *JGR Solid Earth*, 2014, 119: 1818–1836
- 66 Staszewska K, Niemunis A, Cudny M. Experimental observations on the creep behaviour of frozen soil. *Acta Geotech*, 2024, 19: 2445–2466
- 67 Dick G J, Eberhardt E, Cabrejo-Liévano A G, et al. Development of an early-warning time-of-failure analysis methodology for open-pit mine slopes utilizing ground-based slope stability radar monitoring data. *Can Geotech J*, 2015, 52: 515–529
- 68 Conte E, Troncone A. Simplified approach for the analysis of rainfall-induced shallow landslides. *J Geotech Geoenviron Eng*, 2012, 138: 398–406
- 69 Romeo R. Seismically induced landslide displacements: A predictive model. *Eng Geol*, 2000, 58: 337–351
- 70 Ingles J, Darrozes J, Soula J C. Effects of the vertical component of ground shaking on earthquake-induced landslide displacements using generalized Newmark analysis. *Eng Geol*, 2006, 86: 134–147
- 71 Potyondy D O. Simulating stress corrosion with a bonded-particle model for rock. *Int J Rock Mech Min Sci*, 2007, 44: 677–691
- 72 Jiang X Z, Wen B P, Zhang M M, et al. Comparative analysis of creep shear behavior of cohesive soil under different states (in Chinese). *J Eng Geol*, 2018, 26: 639–646 [蒋秀姿, 文宝萍, 张咪咪, 等. 不同状态下黏性土剪切蠕变行为为对比分析. *工程地质学报*, 2018, 26: 639–646]
- 73 Damjanac B, Fairhurst C. Evidence for a long-term strength threshold in crystalline rock. *Rock Mech Rock Eng*, 2010, 43: 513–531
- 74 Rose N D, Hungr O. Forecasting potential rock slope failure in open pit mines using the inverse-velocity method. *Int J Rock Mech Min Sci*, 2007, 44: 308–320
- 75 Xie J, Zhang J, Fang Y, et al. Quantitative evaluation of shale brittleness based on brittle-sensitive index and energy evolution-based fuzzy analytic hierarchy process. *Rock Mech Rock Eng*, 2023, 56: 3003–3021
- 76 Dieterich J H. Time-dependent friction and the mechanics of stick-slip. *Pure Appl Geophys*, 1978, 116: 790–806

- 77 Ruina A. Slip instability and state variable friction laws. *J Geophys Res*, 1983, 88: 10359–10370
- 78 Tang R J, Zhu S B. The effect of different friction laws on dynamic simulations of spontaneous rupture propagation (in Chinese). *Chin J Geophys*, 2020, 63: 3712–3726 [唐荣江, 朱守彪. 不同摩擦本构关系对断层自发破裂动力学过程的影响. *地球物理学报*, 2020, 63: 3712–3726]
- 79 Scaringi G, Hu W, Xu Q, et al. Shear-rate-dependent behavior of clayey bimaterial interfaces at landslide stress levels. *Geophys Res Lett*, 2018, 45: 766–777
- 80 Kang X, Wang S, Wu W, et al. Residual state rate effects of shear-zone soil regulating slow-to-fast transition of catastrophic landslides. *Eng Geol*, 2022, 304: 106692
- 81 Handwerker A L, Rempel A W, Skarbek R M, et al. Rate-weakening friction characterizes both slow sliding and catastrophic failure of landslides. *Proc Natl Acad Sci USA*, 2016, 113: 10281–10286

## Mechanisms and characteristics of landslide deformation

XU Qiang & GUO PengYu

*State Key Laboratory of Geohazard Prevention and Geoenvironment Protection, Chengdu University of Technology, Chengdu 610059, China*

The complex slip behaviors of landslides are effectively described by the three-stage deformation curve of rock and soil materials, which serves as a valuable phenomenological tool for early warning and prediction. However, the physical mechanisms underlying these stages remain unclear, limiting the development of accurate landslide prediction methods. In this study, we reconstruct the dynamic nature of the deformation process preceding landslide failure based on D'Alembert's principle. By incorporating the strain-softening properties of rock and soil, we establish a dynamic model that captures the three-stage deformation characteristics of landslides under constant gravitational forces. The model analysis yields the following insights. (1) The first stage of landslide deformation comprises two sub-stages: initiation and deceleration. The traditionally assumed constant-velocity deformation reflects a gradual change in velocity rather than an actual constant state. (2) The theoretical analysis reveals that landslide instability under gravity occurs when the driving stress exceeds the ultimate stress of the rock and soil material, which can be directly calculated using shear strength parameters. (3) The landslide mass and the brittle properties of rock and soil are intrinsic factors governing landslide deformation behavior. (4) Inertial force drives a positive feedback mechanism within the landslide system, facilitating nonlinear accelerated deformation and ultimately controlling its progression. (5) The three-stage deformation behavior of landslides is governed by the combined effects of strain softening and inertial force. This dynamic model provides a new theoretical framework for calculating landslide deformation, uncovering the mechanisms driving landslide occurrence, and improving time-prediction methods.

**landslides, three-stage deformation, dynamics model, inertial force, strain-softening**

doi: [10.1360/SST-2024-0330](https://doi.org/10.1360/SST-2024-0330)