

DOI: 10.16285/j.rsm.2019.1374

地震作用下岩羊村滑坡稳定性与失稳机制研究

杜文杰^{1,2}, 盛 谦^{1,2}, 付晓东¹, 汤 华¹, 陈 贺^{1,2}, 杜宇翔^{1,2}, 周永强¹

(1. 中国科学院武汉岩土力学研究所 岩土力学与工程国家重点实验室, 湖北 武汉 430071; 2. 中国科学院大学, 北京 100049)

摘 要: 以云南香丽高速公路沿线的岩羊村滑坡为研究对象, 开展了滑坡动力稳定性评价及失稳机制研究: 进行了不同烈度地震下的滑坡稳定性分析, 采用滑带弹性区体积占比的变化反映其失稳过程, 结合滑坡变形破坏模式, 对滑坡整体稳定性进行评价; 针对极限地震工况, 分别从时间和空间角度描述滑坡失稳过程; 建立了同时考虑滑带弱化和硬化的滑坡尖点突变模型, 揭示了滑坡失稳的触发机制。研究表明: 滑坡在区域Ⅷ度地震烈度条件下基本保持稳定, 在锁固段的“锁固作用”下滑坡仅发生局部破坏; 滑坡发生整体失稳的临界峰值加速度为 2.29 m/s^2 , 其失稳机制为在前缘牵引、后缘拉裂作用下, 滑带塑性区贯通导致的整体失稳; 地震作用下滑带前缘、中部、后缘并非同步破坏, 表现为累积-触发效应; 利用改进尖点突变模型推导了刚度效应失稳判据, 揭示了滑坡整体稳定性与滑带介质的刚度及尺寸特性密切相关。研究结果为岩羊村滑坡的防治与抗震设计提供了指导, 并可为同类工程的动力稳定性评价与失稳机制分析所借鉴。

关 键 词: 滑坡; 地震; 动力稳定性; 锁固作用; 尖点突变理论; 启动机制

中图分类号: P 642.22; O 241

文献标识码: A

文章编号: 1000-7598 (2020) 07-2461-09

Dynamic stability analysis and failure mechanism of Yanyang village landslide under earthquake

DU Wen-jie^{1,2}, SHENG Qian^{1,2}, FU Xiao-dong¹, TANG Hua¹, CHEN He^{1,2},
DU Yu-xiang^{1,2}, ZHOU Yong-qiang¹

(1. State Key Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan, Hubei 430071, China; 2. University of Chinese Academy of Sciences, Beijing 100049, China)

Abstract: Dynamic stability evaluation and failure mechanism research were performed on the Yanyang village landslide along Xiangli expressway in Yunnan province. The landslide stability analysis under different seismic intensities was carried out, the progressive failure of landslide was described by the change in volume ratio of residual elastic zone of slip zone. The dynamic stability of landslide was evaluated by combining with the deformation mode of landslide and the volume ratio of residual elastic zone. For the failure mechanism of landslide under extreme earthquake conditions, the failure process of landslide was described in terms of time and space respectively. A cusp catastrophe model of landslide, which could consider both weakening and hardening section of slip zone, was established and the trigger mechanism was revealed. The results showed that: (1) the landslide under the condition of Ⅷ degree seismic intensity remained stable, and only local failure occurred due to the "locking effect" of locking section; (2) The critical peak acceleration of overall failure of the landslide was 2.29 m/s^2 , and its failure mechanism was the whole failure caused by the sudden penetration of the plastic zone due to the failure of "locking action" under the coupling action of leading section traction and trailing section tension crack; (3) The leading, middle and trailing section of the slide zone were not destroyed synchronously, but presented a cumulative-triggering process. (4) A failure criterion of stiffness effect was derived based on the improved cusp catastrophe model, the overall stability of the landslide was found to be closely related to the stiffness and size characteristics of the sliding zone medium. The results could offer guidance for disaster prevention and seismic design of Yanyang village landslide, and be used for reference in the dynamic stability evaluation and failure mechanism analysis of similar projects.

收稿日期: 2019-08-07

修回日期: 2019-12-16

基金项目: 国家重点研发计划资助 (No. 2018YFC0809400); 国家自然科学基金 (No. 51779250); 中国科学院国际合作局国际伙伴计划项目 (No. 131551KYSB20180042); 云南省交通科技项目《云交科教[2017]33 号》。

This work was supported by the National Key R&D Program of China (2018YFC0809400), the National Natural Science Foundation of China (51779250), the International Partnership Program of Chinese Academy of Sciences (131551KYSB20180042) and the Traffic Science, Technology and Education Project of Yunnan Province ([2017] 33).

第一作者简介: 杜文杰, 男, 1995 年生, 硕士研究生, 主要从事地质灾害防治的研究工作。E-mail: dwj_7490@163.com

通讯作者: 盛谦, 男, 1962 年生, 博士, 研究员, 主要从事工程岩体力学性质与稳定性评价、地质灾害防治等方面的研究工作。E-mail: qsheng@whrsm.ac.cn

Keywords: landslide; earthquake; dynamic stability; locking effect; cusp catastrophe model; trigger mechanism

1 引言

滑坡地质灾害在我国十分严重,地震是很多大型或巨型滑坡的直接诱发因素,如汶川地震造成的大光包滑坡^[1]、鲁甸地震造成的甘家寨滑坡^[2]等。地震作用下滑坡失稳力学机制研究是岩土工程中的热点与难点问题。

针对近年来我国发生的地震滑坡地质灾害,诸多学者开展了深入的现场调查和破坏模式分析。张倬元等^[3]认为地震对边坡稳定性的影响主要表现为累积效应和触发效应两方面。郭亚永等^[2]针对鲁甸地震甘家寨滑坡的触发因素将滑动过程分为坡体震裂松动、后缘拉裂、整体下滑、减速堆积 4 个阶段;杨宗佶等^[4]采用足尺模型试验和非饱和无限边坡稳定性分析模型对滑坡开展应力状态和稳定性分析,为地震滑坡堆积体非饱和和失稳的预测预警提供参考;Lajtai^[5]早在 1969 年就提出滑面锁固段是控制岩质边坡(滑坡)抗剪稳定性的核心因素;张倬元等^[3]提出“锁固段”这一术语,用于描述控制斜坡稳定性的地质结构;黄润秋^[6]提出“锁固段”在岩质边坡的变形控制和稳定性机制中具有重要地位,也是边坡地质灾害评价与控制的关键;Eberhardt^[7]、Guglielmi^[8]等利用 CWFS 本构模型对大型边坡锁固段的破坏过程进行了模拟研究;程恭谦等^[9]基于弹塑性与黏弹-黏塑性本构方程,定量地揭示了高边坡岩体破裂、变形、破坏及失稳前后锁固段岩体渐进性破坏的机制和过程。这些研究成果表明地震作用下滑坡失稳具有累积-触发破坏特征,其中涉及到很多不确定性问题,为此,一种反映系统状态的突然变化的数学模型-突变理论开始在工程地质中得到运用。

突变理论是用拓扑学、奇点理论为数学工具,对不连续现象做定性研究的一个数学分支,可以解决传统方法无法解决的未知问题,是描述参数连续变化导致系统状态不连续变化(突变)的理论^[10],Henley^[11]曾提出过火山爆发、相变、浊流和断层运动的定性模型;黄润秋等^[12]说明了突变理论应用于工程地质中的一般方法;周小平等^[13]针对边坡滑面岩体的蠕变特性,基于突变理论构建滑坡时间预测模型;宋盛渊等^[14]考虑多种滑坡影响因子的相关性,基于突变理论突变级数法,提出滑坡失稳判据;秦四清^[15]针对斜坡平面滑动失稳问题,运用突变理论方法,提出了斜坡失稳的刚度效应失稳理论。

针对云南香丽高速公路沿线的岩羊村滑坡,第 3 节设计多个工况进行三维数值模拟,综合地震后期残余弹性区体积占比和变形破坏模式对滑坡动力稳定性进行评价;第 4 节从时间和空间角度描述极限地震工况下滑坡的渐进破坏过程;第 5 节根据改进突变理论解释了“锁固作用”维持滑坡稳定的机制及其触发机制。

2 工程概况与计算模型

2.1 工程概况

岩羊村滑坡位于香格里拉至丽江高速公路 1 标段 K92+200~K92+600 路段、金沙江右岸坡中下段,滑坡体积约 $390 \times 10^4 \text{ m}^3$,滑坡以两条冲沟为界,呈圈椅状地形,如图 1 所示;岩层倾向与坡面倾向一致,属大型岩质顺层滑坡。工程场地与龙蟠-乔后断裂带相距约 2 km,为全新世活动断裂,规模较大,活动频繁,因此,岩羊村滑坡在地震诱发下极易沿滑带复活失稳。

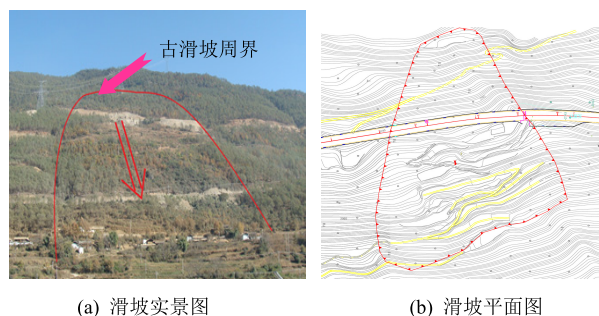


图 1 岩羊村滑坡

Fig.1 Landslide of Yanyang village

2.2 计算模型与参数

根据地形等高线、地质钻孔资料完全按照滑坡实际尺寸建立了滑坡三维地质模型,如图 2 所示。模型沿滑动方向延伸 786 m,正交方向延伸 628 m。地层自下而上依次是:由中风化板岩夹灰岩和强风化板岩组成的基岩;上覆以碎石土为主的堆积体,其中滑带为含碎石的粉质黏土。根据现场及室内试验确定各地层岩土力学参数,见表 1。

结合区域工程场地地震安全评价资料,选取了典型地震动记录,归一化的地震加速度时程曲线如图 3 所示,可以看出:在 16 s 左右加速度达到峰值;地震前期(1~20 s)能量最为集中,破坏性最强;地震后期(21~41 s)破坏性逐渐减弱。

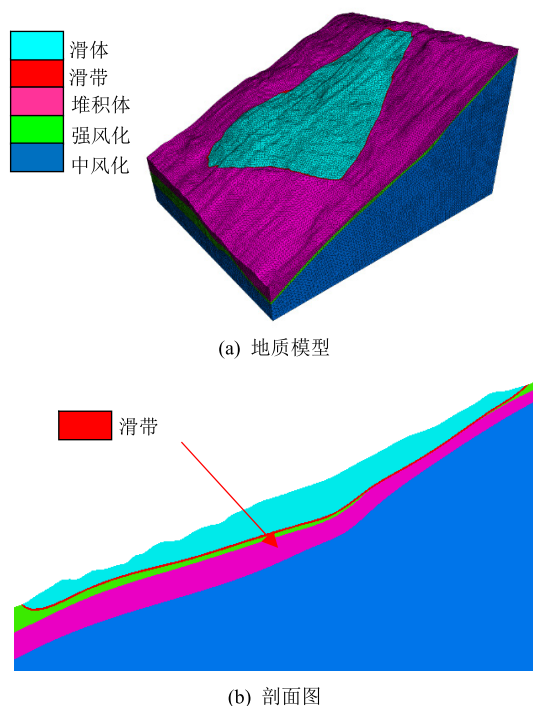


图 2 滑坡三维地质模型及剖面图

Fig.2 Three-dimensional geological model and profile of the landslide

表 1 地层参数

Table 1 Mechanical parameters of layer

地层	密度 /($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	体积模量 / 10^8 Pa	剪切模量 / 10^8 Pa	泊松比	黏聚力 /kPa	摩擦角 /($^\circ$)
中风化	2 300	16.00	7.384 6	0.30	480	41.5
强风化	2 200	12.60	4.812 0	0.33	130	38.6
堆积体	2 100	8.89	2.963 0	0.35	110	34.9
滑带	2 100	5.00	1.670 0	0.35	50	30.0
滑体	2 100	8.89	2.963 0	0.35	110	34.9

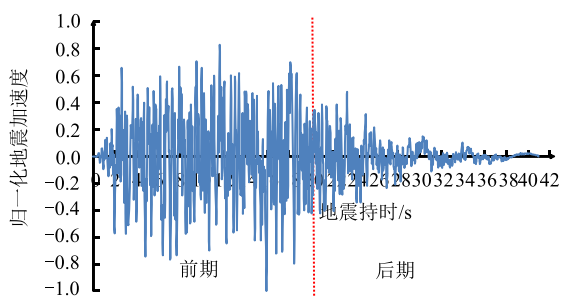


图 3 输入的地震加速度时程曲线

Fig.3 Acceleration time history curve of the input seismic

为减小模型四周地震波的反射，在模型四周施加自由场边界，底部施加黏性边界，将加速度时程转化为速度时程，再利用下式转化为应力时程加载在模型底部^[16]：

$$\sigma_s = -2\rho C_s v_n \quad (1)$$

式中： σ_s 为等效应力； ρ 为介质密度； C_s 为剪切波波速； v_n 为速度。 C_s 可根据剪切模量 G 由下式

求得

$$C_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (2)$$

FLAC^{3D} 中选择 Mohr-Coulomb 准则作为岩土材料的破坏准则，基于剪切强度准则定义屈服函数 f^s 为

$$f^s = \sigma_1 - \sigma_3 \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} + 2c \sqrt{\frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}} \quad (3)$$

式中： σ_1 、 σ_3 分别为最大、最小主应力； φ 为内摩擦角； c 为黏聚力。

基于抗拉强度准则定义屈服函数 f^t 为

$$f^t = \sigma_3 - \sigma^t \quad (4)$$

式中： σ^t 为抗拉强度； $\sigma^t = 0$ 为不考虑岩土抗拉强度。定义 $h' = f^t + a^p f^s$ 为 $f^s = 0$ 与 $f^t = 0$ 之间的斜线， a^p 为与摩擦角相关的参数。如图 4 所示，若应力点满足 $f^s = 0$ 且 $h' < 0$ ，则该点处于剪切屈服状态（域 1）；若应力点满足 $f^t = 0$ 且 $h' > 0$ ，则该点处于张拉屈服状态（域 2）^[17]。

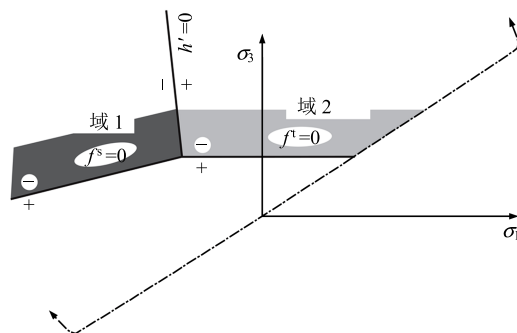


图 4 定义流动法则的域

Fig.4 Domain for definition of the flow law

3 滑坡动力稳定性评价

为了确定岩羊村滑坡失稳的极限地震烈度，根据区域Ⅷ度地震基本烈度所对应的峰值加速度为 1.960 m/s^2 ^[18]，设计了 5 个地震工况，峰值加速度分别为 0.916、1.374、1.832、2.290、2.748 m/s^2 ，其中前 3 个工况烈度低于区域基本烈度，后两个工况高于基本烈度。

针对 5 个地震工况开展动力分析，统计各工况下滑带弹性区体积占比随地震持时的变化规律，如图 5 所示：在加速度峰值为 0.916、1.374、1.832 m/s^2 的地震工况下，地震后期（21~41 s）滑带弹性区体积占比保持不变，分别为 56%、35%、16%。如图 3 所示，地震后期能量较低，但加速度最大仍可

达到峰值的 $1/2$ ，说明滑带塑性单元的残余强度足以抵抗后期破坏，使弹性区不再向塑性区转化，从地震后期滑带弹性区的稳定状态可以判断滑坡的整体稳定状态。将地震后期保持不变的这部分滑带残余弹性区体积定义为锁固段，锁固段对滑坡整体稳定的积极影响定义为“锁固作用”。

根据滑体位移云图定性判断滑坡发生局部变形破坏或整体变形破坏，在此基础上，考虑“锁固作用”影响，综合滑带残余弹性区占比与变形破坏模式对滑坡动力稳定性进行评价，并以此确定使滑坡发生临界失稳的极限地震烈度。

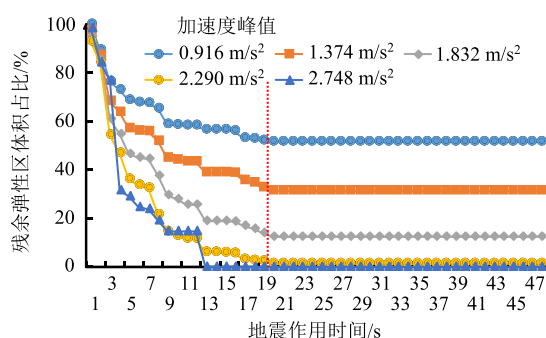


图5 滑带弹性区体积占比

Fig.5 Volume ratio of elastic zone to sliding zone

如图5所示，在加速度峰值为 2.290 m/s^2 的地震作用下，地震后期残余弹性区体积占比为 2% ，滑带塑性区基本贯通，滑坡处于临界破坏状态；在加速度峰值为 2.748 m/s^2 的地震工况下， 4 s 时滑带弹性区体积锐减超过 50% ，随后在 13 s 时滑带全部进入塑性，在随后的地震诱发下滑坡整体失稳。

图6所示为地震结束后 7 s 各地震工况下滑坡的永久位移云图，在加速度峰值为 0.916 、 1.374 、 1.832 m/s^2 的地震工况下，滑坡坡脚处变形更为显著，滑坡仅发生局部变形破坏，但由于地震后期滑带残余弹性区占比均保持在 16% 以上，在残余弹性区的“锁固作用”下滑坡整体保持稳定。因此，对于地震烈度低于区域地震基本烈度的工况，滑坡以坡脚局部破坏为主，滑坡保持整体稳定。

由图6(d)可知，滑坡在峰值为 2.290 m/s^2 的地震工况下由局部变形开始转为整体变形，滑体发生明显的整体下滑；见图5，地震进行至 20 s 后，滑带塑性区基本贯通，在持续的地震作用下滑带应力状态不断变化，滑带塑性单元产生塑性流动^[16]，由滑坡的整体变形状态和滑带塑性区贯通两点可以判断此时岩羊村滑坡整体失稳，滑坡失稳的临界峰值加速度为 2.290 m/s^2 ，即滑坡在区域Ⅷ度地震烈度条件下（峰值加速度为 1.960 m/s^2 ）基本保持稳定。

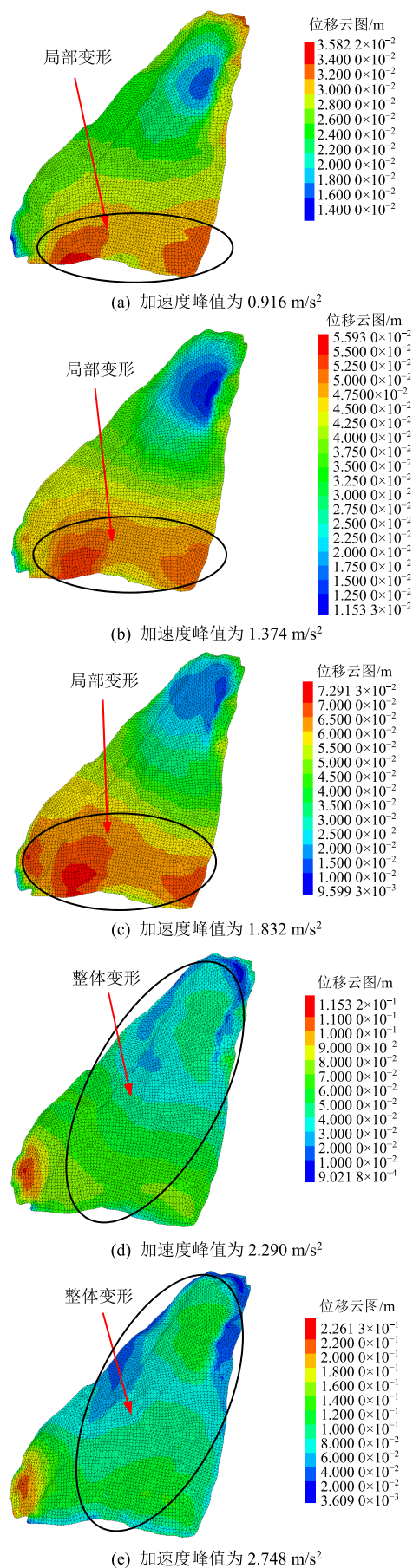


图6 地震结束后 7 s 滑体永久位移云图

Fig.6 Permanent displacement cloud of the landslide at 7 s after the earthquake

4 岩羊村滑坡失稳机制

结合滑坡动力稳定性评价, 针对极限工况, 即峰值加速度为 2.290 m/s^2 的地震工况, 分析滑坡失稳过程。由残余弹性区 (见图 5) 与滑体永久位移 (见图 6) 分析可知, 滑坡失稳过程呈现明显的时间和空间特征, 结合地形与坡度变化情况, 将滑带沿高程划分为前缘、中部和后缘, 如图 7 所示。

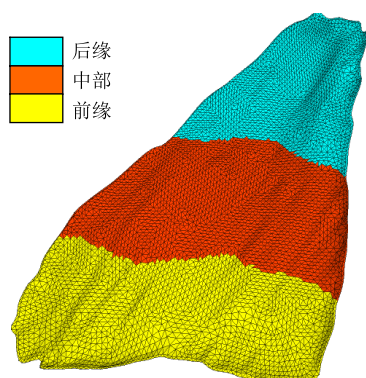


图7 滑带沿高程分区

Fig.7 Partition along the height of sliding zone

对滑带的塑性区随地震持时的发展情况进行统计, 如图 8 所示, 图中红色区域代表剪切塑性区, 绿色区域代表张拉塑性区、浅色区域代表弹性区。在地震作用下, 滑带主要的破坏形式为剪切破坏; 滑带前缘、中部和后缘并非同步破坏, 滑带前缘和后缘先于中部发生破坏。

图 9 为地震作用下滑带前缘、中部与后缘区域的塑性区体积占比随空间的演化过程, 滑坡的空间破坏特征为: 地震初期由于坡脚剪出和后缘拉裂, 滑带塑性区开始快速积累, 在地震进行到 5 s 时, 滑带前缘和后缘塑性区体积占比均已达到 90%, 如图 8(b)所示, 滑坡在前缘后缘均发生局部变形破坏。

如图 9(b)所示, 滑带中部弹性区削减相对滞后, 在地震初期 (1~5 s) 弹性区体积占比一直保持在 70% 以上; 滑带前缘、后缘相继发生局部失稳后, 滑带中部残余弹性区不足以抵抗地震中期 (5~20 s) 破坏, 弹性区开始迅速削减, 在地震进行到 13 s 时, 如图 8(d)所示, 滑带塑性区沿着主滑线已经完全贯通; 20 s 时, 见图 8(e), 整个滑带残余弹性区体积接近 0, 中部锁固段失效, 滑坡处于整体临界失稳状态。

在空间上, 滑带的塑性区是由边缘向内部, 由坡脚和坡顶向中部逐渐贯通的过程。坡脚的剪出作用使滑带前缘大部分体积进入剪切塑性区; 同时, 滑带后缘坡度较陡, 由于加速度放大效应, 滑坡后

缘先于整体发生破坏, 但在中部锁固作用下滑受阻, 因此滑坡后缘对中部产生推移作用, 一旦滑带塑性区完全贯通, 后缘将与中部同步失稳。滑坡沿滑带呈现前缘剪出、后缘拉裂, 向中部发展直至整体滑动的累积-触发式破坏过程, 其失稳模式符合殷跃平^[19]总结的汶川地震极震区的滑坡失稳特征。

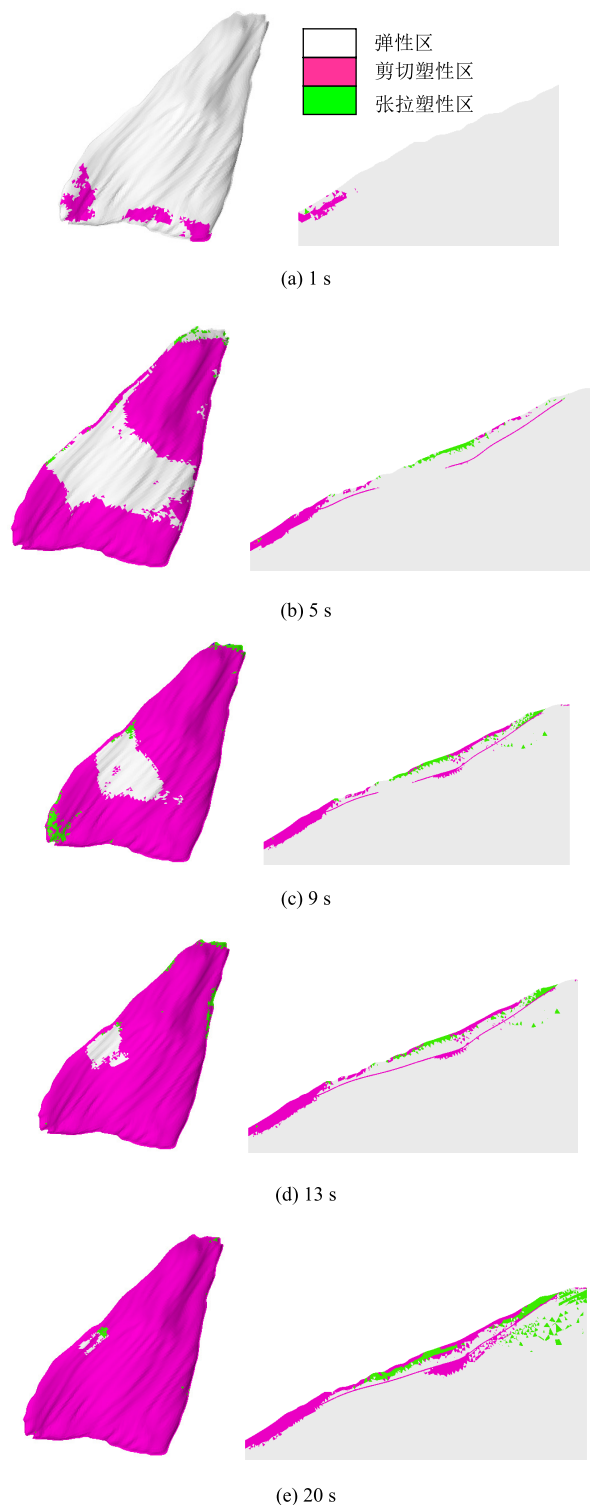


图8 滑带塑性区随地震持时的发展

Fig.8 Development of plastic zone of sliding belt with earthquake duration

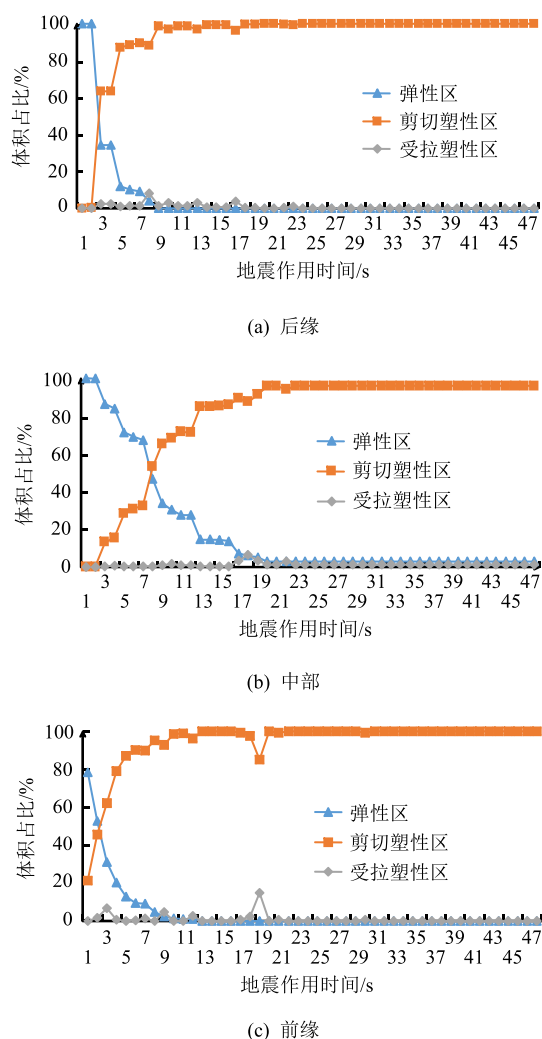


图9 滑带各分区塑性体积占比

Fig.9 The plastic volume ratio of each partition of the sliding zone

5 锁固作用力学机制分析

根据前文的分析,在地震作用下滑带中部弹性区削减明显滞后于前缘和后缘,残余弹性区集中分布于滑带中部且其体积占比在地震后期维持不变,随着地震烈度的增大,地震后期残余弹性区体积占比减小,直至超过区域Ⅷ度基本烈度的极限地震工况下,滑坡由局部失稳转为整体失稳。显然,锁固段对滑坡整体稳定性有着积极的作用,针对滑带残余弹性区(即锁固段)对滑坡整体稳定性的累积-触发作用机制,本节将通过改进尖点突变模型推导的刚度效应失稳理论加以说明。

为简化分析和突出失稳的物理本质,概化模型根据滑带所处状态,将滑带简化为由3段不同介质组成的薄层,其中滑带中部具有理想弹脆塑性且当前处于峰前弹性阶段,需要说明的是,当滑带中部介质由弹性转为塑性的跌落,滑坡也将相应产生整

体破坏(突变);滑带其余部分在此之前均已进入峰后塑性,其中前缘处于压剪屈服状态,具有高围压下的硬化性质;滑带后缘处于拉剪屈服状态,具有低围压下的弱化性质^[20]。

建立如图10所示滑坡概化模型,坡角为 β ,滑面倾角为 α ,上部岩体的垂直高度为 H ,滑带上部岩体重量为 mg 。在岩体自重产生的滑力作用下,滑体沿滑带产生位移 u 。在滑带中部,由于介质尚处于弹性阶段,其抵抗变形的能力随变形增大而增大;滑带其余部分介质变形过大,超过其峰值应力后由于所处剪切状态不同,具有应变弱化或硬化的性质,滑动带抗剪强度-位移本构关系曲线如图11所示,锁固段、硬化段和弱化段对应本构关系表达式 f_e 、 f_h 、 f_s 分别为

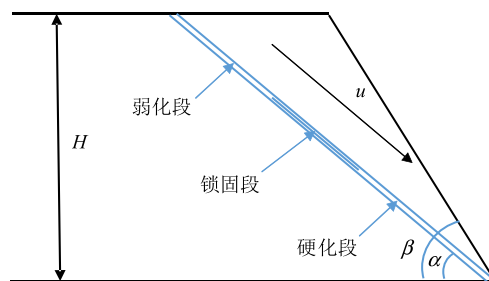


图10 滑坡概化模型

Fig.10 Generalized model of landslide

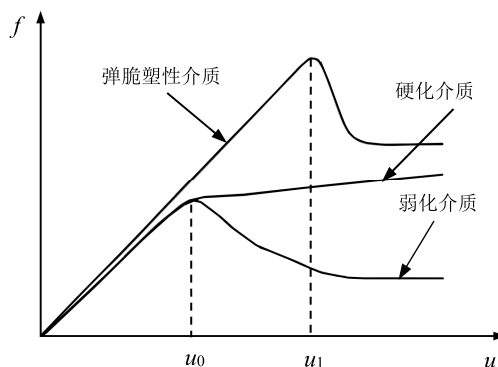


图11 介质本构曲线

Fig.11 Constitutive curves of medium

$$f_e = \begin{cases} \frac{G_e}{h} u, & u < u_1 \\ f_m, & u \geq u_1 \end{cases} \quad (5)$$

$$f_h = \begin{cases} \frac{G_s}{h} u, & u < u_0 \\ \frac{G_h}{h} u, & u \geq u_0 \end{cases} \quad (6)$$

$$f_s = \frac{G_s u}{h} e^{-u/u_0} \quad (7)$$

式中：\$G_s\$ 为弱化介质的初始剪切模量；\$G_h\$ 为硬化介质硬化段剪切模量；\$G_e\$ 为弹性介质剪切模量；\$h\$ 为滑带介质厚度；\$f_m\$ 为塑性段残余强度。由于滑带前缘、中部和后缘并非同时发生破坏，因此滑带各段介质非同时达到峰值强度。\$u_0\$ 为前缘与后缘介质峰值点对应的切向位移；\$u_1\$ 为中部锁固段峰值强度对应的位移，一旦滑体位移达到 \$u_1\$，系统跨越分叉集，扰动作用下滑坡极有可能整体失稳。

根据图 10 所示，对系统总势能 \$V\$ 进行能量尖点突变理论分析，总势能为滑带应变能和滑动势能之和^[15]

$$V = l_s \int_0^u \frac{G_s u}{h} e^{-u/u_0} du + \frac{1}{2} \frac{G_e l_e + G_h l_h}{h} u^2 - mgu \sin \alpha \quad (8)$$

式中：\$l_s\$ 为滑带应变弱化区段长度；\$l_h\$ 为滑带应变硬化区段长度；\$l_e\$ 为弹性区段长度。\$V'=0\$ 得到平衡曲面，即力的平衡条件为

$$V' = \frac{G_s l_s u}{h} e^{-u/u_0} + \frac{G_e l_e + G_h l_h}{h} u - mg \sin \alpha \quad (9)$$

根据平衡曲面在尖点处有三阶导数为 0 的性质：

$$V'' = \frac{G_s l_s}{h u_0} (u/u_0 - 2) e^{-u/u_0} = 0 \quad (10)$$

可得到尖点处位移值 \$u_1 = 2u_0\$，即滑带弹性介质本构曲线拐点处位移 \$u_1\$ 恰为弱化介质本构曲线拐点处位移 \$u_0\$ 的 2 倍，如图 11 所示。

在尖点 \$u_1\$ 处对式 (9) 进行 Taylor 展开并取 3 次项化简后得到：

$$\frac{2}{3} \frac{G_s l_s u_1 e^{-2}}{h} \left[\left(\frac{u-u_1}{u_1} \right)^3 + \frac{3}{2} \left(\frac{(G_e l_e + G_h l_h) e^2}{G_s l_s} - 1 \right) \left(\frac{u-u_1}{u_1} \right) + \frac{3}{2} \left(1 + \frac{(G_e l_e + G_h l_h) e^2}{G_s l_s} - \frac{mghe^2 \sin \alpha}{G_s l_s u_1} \right) \right] = 0 \quad (11)$$

式 (11) 可通过变量代换简化为尖点突变理论的标准形式的平衡方程：

$$x^3 + bx + a = 0 \quad (12)$$

其中：

$$b = 3(k-1)/2 \quad (13)$$

$$a = 3(1+k-mk)/2 \quad (14)$$

$$4b^3 + 27a^2 = 0 \quad (15)$$

式中：\$k\$ 为弹性段介质与硬化段介质的刚度之和与弱化介质本构曲线在 \$u_1\$ 点对应刚度的比值。

根据分叉集方程 (式 (15))，得到斜坡平面滑动突发失稳 (快速滑坡) 的充要力学判据：

$$2(k-1)^3 + 9(1+k-mk)^2 = 0 \quad (16)$$

\$a-b-X\$ 坐标系下失稳曲面及其在 \$a-b\$ 平面的投影如图 12 所示，投影面上 \$O'M\$ 和 \$O'N\$ 分别是下叶-中叶和中叶-上叶分叉集投影。显然，当 \$b>0\$ 时，如图 12 路径 2 所示，系统随控制变量处于稳定变化状态；当 \$b \leq 0\$ 时，如路径 1 所示，系统跨越分叉集时发生突变，即突变发生的必要条件是

$$k = \frac{K_e}{K_s} = \frac{G_e l_e + G_h l_h}{G_s l_s e^{-2}} \leq 1 \quad (17)$$

式中：\$K_e\$ 为弹性性质区段与硬化段介质的刚度之和；\$K_s\$ 为应变弱化介质本构曲线与 \$u_1\$ 点对应的刚度。显然锁固段刚度越小，应变弱化区段长度越大，滑坡越易发生失稳。

对于滑带存在残余弹性区的滑坡，如果锁固段与硬化段刚度之和大于弱化段介质刚度，即 \$k>1\$，此时滑坡在锁固段的“锁固作用”下可以保持整体稳定；如果滑带单元全部进入塑性，可以将模型等效为介质刚度相等的特殊情况 \$K_e = K_s\$，此时有 \$k=1\$，即系统处于图 12 中平衡曲面与 \$b=0\$ 平面相交的集合 \$\Phi\$ 中，此时外界对滑坡的任何微小扰动都有可能引起滑坡平衡状态由上叶到下叶或下叶到上叶的突变 (如路径 1)，因此滑坡处于临界失稳状态。

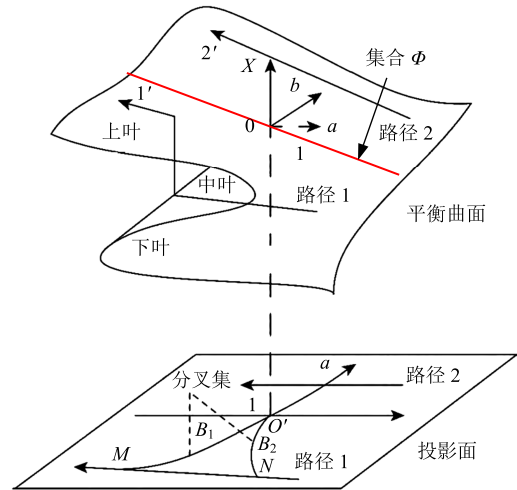


图 12 尖点突变模型示意图

Fig.12 Diagram of cusp catastrophe model

6 结 论

(1) 结合滑带残余弹性区和滑坡变形破坏模式对滑坡动力稳定性进行评价, 确定了使岩羊村滑坡发生临界失稳的极限加速度峰值为 2.290 m/s^2 , 在区域Ⅷ度地震基本烈度下滑坡基本保持稳定;

(2) 在极限地震工况下, 2~5 s 时滑坡发生局部失稳: 滑坡后缘将沿着陡峭的滑带破坏, 同时坡脚的剪出作用使滑坡前缘发生滑动。地震进行至 7 s 时滑带中部开始破坏, 20 s 时, 滑带塑性区基本贯通, 后缘和中部沿滑动面同时滑动, 滑坡整体失稳。滑坡沿滑带呈现前缘局部剪出、后缘拉裂, 向中部发展直至整体滑动的累积-触发式破坏过程;

(3) 地震作用下的滑带前缘、中部、后缘并非同步破坏, 表现为累积-触发效应, 锁固段的存在与否直接影响滑坡的整体稳定性;

(4) 基于岩羊村滑坡失稳模式, 将三维滑坡模型进行简化并根据滑带的弹塑性状态建立概化模型, 采用尖点突变模型揭示了滑坡失稳与滑带介质的刚度及尺度特性相关, 锁固段刚度越小, 应变弱化区段长度越大, 滑坡越易发生失稳。

参 考 文 献

- [1] 黄润秋, 裴向军, 李天斌. 汶川地震触发大光包巨型滑坡基本特征及形成机理分析[J]. 工程地质学报, 2008, 16(6): 730-741.
HUANG Run-qiu, PEI Xiang-jun, LI Tian-bin. Basic characteristics and formation mechanism of the largest scale landslide at Dagungbao occurred during the Wenchuan earthquake[J]. **Journal of Engineering Geology**, 2008, 16(6): 730-741.
- [2] 郭亚永, 葛永刚, 陈兴长, 等. 云南鲁甸地震甘家寨滑坡基本特征及失稳机制[J]. 山地学报, 2016, 34(05): 530-536.
GUO Ya-yong, GE Yong-gang, CHEN Xing-chang, et al. Basic characteristics and failure mechanism of the Ganjiazhai landslide triggered by the Ludian Earthquake, Yunnan[J]. **Mountain Research**, 2016, 34(5): 530-536.
- [3] 张倬元, 王士天, 王兰生. 工程地质分析原理[M]. 北京: 地质出版社, 1993.
ZHANG Zhuo-yuan, WANG Shi-tian, WANG Lan-sheng. Principles of engineering geological analysis[M]. Beijing: Geological Publishing House, 1993.
- [4] 杨宗佶, 蔡焕, 雷小芹, 等. 非饱和地震滑坡堆积体降雨破坏水-力耦合行为试验[J]. 岩土力学, 2019, 40(5): 1869-1880.
YANG Zong-ji, CAI Huan, LEI Xiao-qin, et al. Experiment on hydro-mechanical behavior of unsaturated gravelly soil slope[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2019, 40(5): 1869-1880.
- [5] LAJTAI E Z. Strength of discontinuous rocks in direct shear[J]. **Geotechnique**, 1969, 19(2): 218-233.
- [6] 黄润秋. 20 世纪以来中国的大型滑坡及其发生机制[J]. 岩石力学与工程学报, 2007(3): 433-454.
HUANG Run-qiu. Large-scale landslides and their sliding mechanisms in china since the 20th century[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2007(3): 433-454.
- [7] EBERHARDT E, SSTEAD D, COGGAN J S, Hybrid finite-discrete-element modeling of progressive failure in massive rock slopes[C]//ISRM 2003 — Technology Roadmap for Rock Mechanics. [S. l.]: South African Institute of Mining and Metallurgy, 2003.
- [8] GUGLIELMI Y, CAPP A F. Regional-scale relief evolution and large landslides: insights from geomechanical analyses in the Tinée Valley (Southern French Alps)[J]. **Geomorphology**, 2010, 117(1-2): 0-129.
- [9] 程谦恭, 彭建兵. 高边坡岩体渐进性破坏黏弹塑性有限元数值模拟[J]. 工程地质学报, 2000, 8(1): 25-30.
CHENG Qian-gong, PENG Jian-bing. Visco-elastoplastic finite element simulation of progressive failure of high-steep rock slope[J]. **Journal of Engineering Geology**, 2000, 8(1): 25-30.
- [10] 潘岳, 李爱武. 走滑式断层地震的折迭突变模型[J]. 应用数学和力学, 2010, 31(3): 324-336.
PAN Yue, LI Ai-wu. Folding catastrophe model of strike-slip fault earthquake[J]. **Applied Mathematics and Mechanics**, 2010, 31(3): 324-336.
- [11] HENLEY S. Catastrophe theory models in geology[J]. **Mathematical Geology**, 1976, 8(6): 649-655.
- [12] 黄润秋, 许强. 突变理论在工程地质中的应用[J]. 工程地质学报, 1993, 1(1): 65-73.
HUANG Run-qiu, XU Qiang. Application of catastrophe theory in engineering geology[J]. **Journal of Engineering Geology**, 1993, 1(1): 65-73.
- [13] 周小平, 钱七虎, 张永兴, 等. 基于突变理论的滑坡时间预测模型[J]. 工程力学, 2011, 28(2): 165-174.
ZHOU Xiao-ping, QIAN Qi-hu, ZHANG Yong-xing, et al. Time prediction model of landslides based on catastrophe theory[J]. **Engineering Mechanics**, 2011, 28(2): 165-174.

- [14] 宋盛渊, 王清, 潘玉珍, 等. 基于突变理论的滑坡危险性评价[J]. 岩土力学, 2014, 35(增刊 2): 422-428.
SONG Sheng-yuan, WANG Qing, PAN Yu-zhen, et al. Evaluation of landslide susceptibility degree based on catastrophe theory[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2014, 35(Suppl.2): 422-428.
- [15] 秦四清. 斜坡失稳的突变模型与混沌机制[J]. 岩石力学与工程学报, 2000, 19(4): 486-492.
QIN Si-qing. Catastrophe model and chaotic mechanism of slope instability[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2000, 19(4): 486-492.
- [16] 祁生文, 伍法权, 刘春玲, 等. 地震边坡稳定性的工程地质分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 23(16): 2792-2797.
QI Sheng-wen, WU Fa-quan, LIU Chun-ling, et al. Engineering geology analysis on stability of slope under earthquake[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2004, 23(16): 2792-2797.
- [17] FLAC-3D. Fast Lagrangian analysis of continua in 3 dimensions, version 5.0[M]. [S. l.]: Itasca Consulting Group, Inc.,
- [18] 中国地震局. GB 18306—2015 中国地震动参数区划图[S]. 北京: 中国标准出版社, 2016.
China Earthquake Administration. GB18306 — 2015 Seismic ground motion parameters zonation map of china[S]. Beijing: Standards Press of China, 2016.
- [19] 殷跃平. 汶川八级地震地质灾害研究[J]. 工程地质学报, 2008, 16(4): 433-444.
YIN Yue-ping. Researches on the geo-hazards triggered by Wenchuan earthquake, Sichuan[J]. **Journal of Engineering Geology**, 2008, 16(4): 433-444.
- [20] 陈尚法, 余成学, 陈胜宏. 大岩淌滑坡的弹粘塑性自适应有限元分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2002, 21(2): 169-175.
CHEN Shang-fa, SHE Cheng-xue, CHEN Sheng-hong. Elasto-viscoplastic adaptive finite element analysis of Dayantang landslide[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2002, 21(2): 169-175.
-
- 上接第 2303 页
- [24] 孔位学, 芮勇勤, 董宝弟. 岩土材料在非关联流动法则下剪胀角选取探讨[J]. 岩土力学, 2009, 30(11): 3278-3282.
KONG Wei-xue, RUI Yong-qin, DONG Bao-di. Determination of dilatancy angle for geomaterials under non-associated flow rule[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2009, 30(11): 3278-3282.
- [25] CHEN R P, TANG L J, YIN X S. An improved 3D wedge-prism model for the face stability analysis of the shield tunnel in cohesionless soils[J]. **Acta Geotechnica**, 2015, 10(5): 683-692.
- [26] CHEN R, LI J, KONG L. Experimental study on face instability of shield tunnel in sand[J]. **Tunnelling and Underground Space Technology**, 2013, 33(1): 12-21.
- [27] 汪大海, 贺少辉, 刘夏冰, 等. 基于主应力旋转特征的浅埋隧道上覆土压力计算及不完全拱效应分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2019, 38(6): 1284-1296.
WANG Da-hai, HE Shao-hui, LIU Xia-bing, et al. A modified method for determining the overburden pressure above shallow tunnels considering the distribution of the principal stress rotation and the partially mobilized arching effect[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2019, 38(6): 1284-1296.
- [28] 汪大海, 贺少辉, 刘夏冰, 等. 地层渐进成拱对浅埋隧道上覆土压力影响研究[J]. 岩土力学, 2019, 40(6): 2311-2322.
WANG Da-hai, HE Shao-hui, LIU Xia-bing, et al. Studies of the progressive ground arching on the loosening pressure above shallow tunnels[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2019, 40(6): 2311-2322.
- [29] MOLLON G, DIAS D, SOUBRA A. Probabilistic analysis and design of circular tunnels against face stability[J]. **International Journal of Geomechanics**, 2009, 9(6): 237-249.
- [30] MOLLON G, DIAS D, SOUBRA A. Face stability analysis of circular tunnels driven by a pressurized shield[J]. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 2010, 136(1): 215-229.
- [31] ANAGNOSTOU G, KOVÁRI K. Face stability conditions with earth-pressure-balanced shields[J]. **Tunnelling and Underground Space Technology**, 1996, 11(2): 165-173.
- [32] SCHOFIELD A N. Cambridge geotechnical centrifuge operations[J]. **Geotechnique**, 1980, 30(3): 227-268.