

陈刚, 刘钢一. 微地震荷载作用下含断层破碎带边坡的稳定性分析[J]. 华南地震, 2024, 44(1): 133-148. [CHEN Gang, LIU Gangyi. Stability Analysis of Slope with Fault Fracture Zone Under Micro-seismic Load[J]. South China journal of seismology, 2024, 44(1): 133-148]

微地震荷载作用下含断层破碎带边坡的稳定性分析

陈刚, 刘钢一

(湖北省地质环境总站, 武汉 430030)

摘要: 次数多、震级小的微地震作用对岩质边坡稳定性的影响是地质灾害防治中必须面对的问题, 而断层破碎带又具有特殊的物理力学性质, 直接影响着边坡的动力稳定。因此, 研究微地震荷载作用下含断层破碎带的顺层岩质边坡的动力响应规律及稳定性具有重要意义。以某含断层破碎带的顺层岩质边坡为研究对象, 开展振动台模型试验和离散元数值模拟, 对微地震作用下边坡的动力响应规律, 变形破坏特征和动力失稳特征进行了研究。研究表明: 该边坡在微地震作用下的动力响应具有高程放大效应和趋表效应; GPA放大系数随振幅的增大而减小, 随频率的增大而增大, 同时高程越高, PGA放大系数随幅值和频率变化的幅度越大; 微地震强度越大, 边坡发生失稳破坏对应的微地震次数越少; 边坡的稳定性系数随着微地震强度和微地震次数的增加逐渐减小; 不同振动次数下, 边坡稳定性系数与微地震强度之间符合线性衰减的关系; 当微地震次数为4500次时, 微地震强度对于边坡稳定性的影响最大。

关键词: 振动台模型试验; 断层破碎带; 动力响应规律; 离散元数值模拟; 边坡稳定性分析

中图分类号: P642

文献标识码: A

文章编号: 1001-8662(2024)01-0133-16

DOI: 10.13512/j.hndz.2024.01.16

Stability Analysis of Slope with Fault Fracture Zone Under Micro-seismic Load

CHEN Gang, LIU Gangyi

(Hubei Provincial Geological Environment General Station, Wuhan 430030, China)

Abstract: The influence of frequently-occurring small-magnitude micro-seismic action on the stability of rock slope cannot be ignored in the prevention and control of geological disasters. Moreover, the fault fracture zone characterized by special physical and mechanical properties directly affects the dynamic stability of the slope. Therefore, it is of great significance to study the dynamic response law and stability of bedding rock slope with fault fracture zone under micro-seismic load. Taking a bedding rock slope with fault fracture zone as the research object, shaking table model test and discrete element numerical simulation were carried out to explore the dynamic response law, deformation and failure characteristics and dynamic instability characteristics of the slope under micro-seismic action. The results show that the dynamic response of the slope under micro-seismic action exhibits elevation amplification effect and surface effect. The amplification coefficient of ground peak acceleration(GPA) decreases with the increase of amplitude and increases with the frequency. Meanwhile, the higher the elevation, the greater the amplitude of PGA amplification coefficient with amplitude and frequency. The greater the intensity of

收稿日期: 2023-08-07

作者简介: 陈刚(1982-), 男, 高级工程师, 从事水工环地质、生态修复及地质灾害风险评价方面的研究。

E-mail: 2926151670@qq.com

the micro-seismic, the less the number of micro-seismic corresponding to the failure of the slope; the stability coefficient of the slope gradually decreases with the increase of micro-seismic intensity and micro-seismic times. Under different vibration times, the relationship between slope stability coefficient and micro-seismic intensity follows linear attenuation. When the number of micro-seismic events reaches 4500, the micro-seismic intensity has the greatest influence on the slope stability.

Keywords: Shaking table model test; Fault fracture zone; Dynamic response law; Discrete element numerical simulation; Slope stability analysis

0 引言

我国半数以上的地区为山区,滑坡灾害发生的密度大、频率高。据调查,我国占全国陆地面积 $1/5$ 到 $1/4$ 的地区,已受到滑坡灾害威胁和可能受到滑坡灾害威胁^[1]。地震是诱发和导致斜坡发生变形、破坏的重要因素^[2-4]。除自然产生的大型地震之外,随着修建水库储水,采矿,钻探等人类活动的增多,次数多、震级小的微地震也逐渐增多,其对岩质边坡稳定性的影响是目前地质灾害防治中必须面对的问题,而断层破碎带又具有特殊的物理力学性质,直接影响着边坡的动力稳定^[5-6]。所以研究微地震作用下含断层破碎带的顺层岩质边坡的动力响应规律及稳定性具有重要的理论和实际意义。

地震是诱发顺层岩质边坡失稳的主要因素之一,目前已有较多专家学者采用模型试验、数值模拟、理论分析等方法对地震荷载下边坡的变形机理及其稳定性进行研究。冯细霞等^[7]考虑了不同动力参数如波型、幅值和频率对边坡动力响应的影响规律,对一个包含两组正交节理的二维反倾边坡进行振动台试验研究,得出了反倾岩质边坡在地震作用下的动力响应特性。江学良等^[8]设计振动台试验,选取汶川波、Kobe波和大瑞人工波作为台面输入地震波,研究了下伏隧道水平层状岩质边坡的加速度和动位移响应变化规律及地震动参数对边坡动力响应特性的影响。刘汉香等^[9]设计了4个含软弱夹层斜坡模型的振动台试验,对比均质斜坡模型,揭示了含软弱夹层斜坡的地震动力响应特性,分析了软弱夹层在地震动力响应过程中所起的作用。宋健等^[10]利用有限差分软件FLAC对不同边坡进行地震稳定性数值模拟,对比分析了不同强度地震动作用下均质土体、分层土体和含软弱夹层土体边坡的滑动面演化过程和永久变形分布特征。盛建龙等^[11]通过FLAC3D软件分析了地震作用下含软弱夹层边坡的水平和竖直加速度动力响应特性,以及软弱夹层的存在及其厚度对边坡动力响应特性的影响。刘康

琦等^[12]利用数字图像处理技术,建立某一实际土石混合体边坡的细观结构模型,利用有限差分软件FLAC3D的动力分析模块分析对比了等效均质土坡与土石混合体边坡在地震荷载作用下的变形及稳定性。邓东平等^[13]基于拟静力法对地震作用下的边坡稳定性进行分析,得出了边坡最小安全系数与土层粘聚力和内摩擦角之间的关系,以及影响地震作用下边坡稳定性的2个主要因素。屈波等^[14]采用拟静力法结合有限元软件和强度折减法分析了加筋高边坡在不同地震荷载作用下的安全系数,计算了各个方向上地震加速度对安全系数的影响,从而确定出最危险的地震加速度方向为水平方向,为加筋高边坡的抗震设计提供了参考。郭建军等^[15]建立了地震作用下反倾岩土复合边坡次生倾倒破坏的物理力学模型,推导反倾岩土复合边坡在坡顶荷载、地震等作用下的稳定安全系数理论计算方法,分析了地震荷载作用对反倾岩土复合边坡的整体稳定性和坡体破坏模式的影响规律。

以往研究中多侧重于强震,对于微地震荷载作用下的边坡动力响应规律和稳定性的研究较少,结合数值模拟和模型试验对边坡稳定性进行研究的较少。本文以某含断层破碎带的顺层岩质边坡为研究对象,根据相似原理设计试验模型,开展振动台模型试验,利用离散元软件PFC建立边坡的数值模型,对微地震荷载作用下边坡的动力响应规律、变形破坏特征和动力失稳特征进行了研究。

1 边坡基本特征

某顺层岩质边坡岩体产状为 $N74^{\circ}W/SW\angle 67^{\circ}$,坡高550 m,坡度 50° ,坡顶长100 m,坡底长374 m,坡底高118 m。主要岩体类型为闪长岩。边坡中部有一断层斜切闪长岩体,延伸500 m以上,产状为 $N66^{\circ}W/SW\angle 70^{\circ}$,斜贯边坡600 m,与边坡走向呈 30° 夹角,断面宽0.3~2.0 m,破碎带宽5~10 m。沿断层破碎带向下发育一滑坡,该滑坡从顶部标高+276 m起延伸至坑底-168 m,垂直高度为444

m,沿边坡发育长达600余m,破碎带呈上窄下宽,沿边坡发育宽度5~30 m,常见压碎岩,透镜状糜棱岩,角砾岩等构造岩。滑坡体位于闪长岩体中,岩石破碎、蚀变强烈,蒙脱石、伊利石黏土矿物

增加,由于具有吸水膨胀性的特点,经反复作用的结果,造成边坡岩体松散。节理裂隙密集,强度低,整体性差。边坡及滑坡体地质剖面如图1所示。

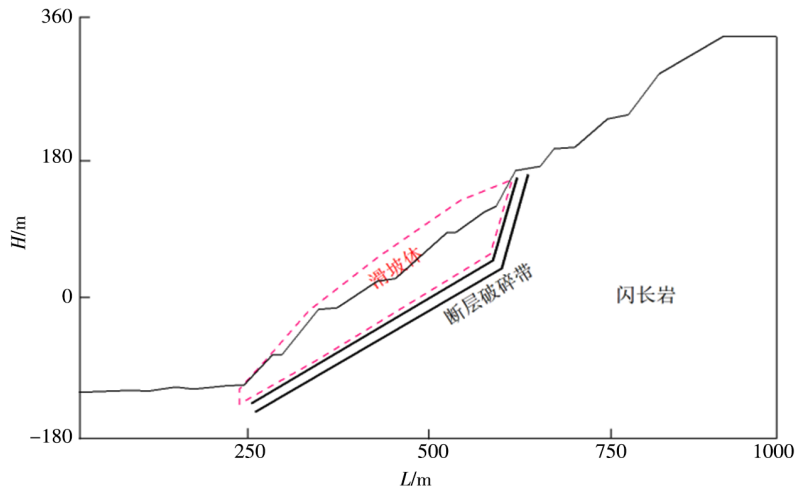


图1 边坡及滑坡体工程地质剖面示意图

Fig.1 Geological section diagram of slope and landslide engineering

2 振动台试验方案

2.1 相似物理模型

2.1.1 相似关系及材料配比

本次试验选择密度 ρ 、长度 L ,加速度 a 为基本

物理量。根据相似理论,综合考虑振动台的大小、边坡尺寸和模型箱的尺寸,取本次试验基本物理量的相似常数为:密度相似常数 $C_\rho=1$,尺寸相似常数 $C_L=250$,加速度相似常数 $C_a=1$ 。根据 Buckingham π 定理和量纲分析法推导出其余物理量的相似关系和相似常数如表1所示。

表1 模型试验相似常数
Table 1 Similarity constants of model test

物理量	相似关系	相似常数
密度 ρ	C_ρ	1
长度 L	C_L	250
加速度 a	C_a	1
重力加速度 g	$C_g=C_a$	1
弹性模量 E	$C_E=C_\rho C_L$	250
泊松比 μ	$C_\mu=1$	1
粘聚力 c	$C_c=C_\rho C_L C_a$	250
内摩擦角 φ	$C_\varphi=1$	1
应力 σ	$C_\sigma=C_\rho C_L C_a$	250
应变 ε	$C_\varepsilon=1$	1
时间 t	$C_t=\frac{C_L^{1/2}}{C_a^{1/2}}$	15.81
频率 f	$C_f=\frac{C_a^{1/2}}{C_L^{1/2}}$	0.06
位移 u	$C_u=C_L$	250
速度 v	$C_v=C_L^{1/2}C_a^{1/2}$	15.81

参考振动台试验相关的文献^[16-18],选择重晶石粉、石英砂、石膏、石膏缓凝剂、水、甘油作为相似材料制作边坡模型。参考相关文献,调整比例配制模型材料,采用无侧限抗压强度试验确定模型材料的弹性模量和泊松比,采用直剪试验确定模型材料的内聚力和内摩擦角,最终确定试验

模型中各相似材料的质量配比。基岩:重晶石粉:石英砂:石膏:石膏缓凝剂:水:甘油=1.26:0.72:0.24:0.15:0.03,断层破碎带:石英砂:黏土:液体石蜡:石膏:水=0.25:1.45:0.18:0.06:0.21。表2为边坡基岩及断层破碎带原型和试验模型的主要物理力学参数。

表2 原型和试验模型的主要物理力学参数
Table 2 Main physical and mechanical parameters of prototype and test model

岩性	类别	密度 $\rho/(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$	弹性模量 E/MPa	泊松比 μ	粘聚力 c/kPa	内摩擦角 $\varphi/(^{\circ})$
闪长岩	原型	2.85	34500	0.33	1420	40
	模型	2.82	134	0.35	5.83	37
断层破碎带	原型	2.63	3260	0.18	340	25
	模型	2.74	12.47	0.21	1.57	27

2.1.2 振动台及模型箱

本次开展试验的振动台主要技术参数为:台面尺寸3 m×3 m,频率范围0.1~50.0 Hz,竖直向最大位移为±150 mm,最大加速度为±30 m/s²,最大试件重量为60 kN。模型箱采用刚性密封模型箱,由角钢和钢板焊接而成,为方便观测试验过程中的破坏过程,两侧采用有机钢化玻璃,其内壁长×宽×高为2.1 m×1 m×1.6 m。

2.1.3 模型设计及制作

根据边坡模型的几何尺寸计算出需要的相似材料总质量,再根据试验好的配比计算出各材料的用量,最后将备好的材料通过小型搅拌机混合均匀,按照设定的尺寸填入模型箱内。为减小模型与有机玻璃接触产生的摩阻力,在有机玻璃板

上涂抹润滑油。为减小模型箱的边界效应,在模型箱振动方向两侧壁内加衬50 cm厚泡沫垫层^[19-20]。加工完成后的模型箱及试验模型如图2所示。

2.2 测试内容与测点位置

为研究边坡在微地震荷载作用下的动力响应,试验采用DH301加速度传感器,在边坡模型表面、内部以及模拟断层破碎带内部从坡脚到坡顶共布置加速度传感器12个,具体布置位置如图3所示。边坡模型表面布置5个(A1~A5),模拟断层破碎带内部布置5个(A6~A10),边坡内部布置2个(A11~A12)。

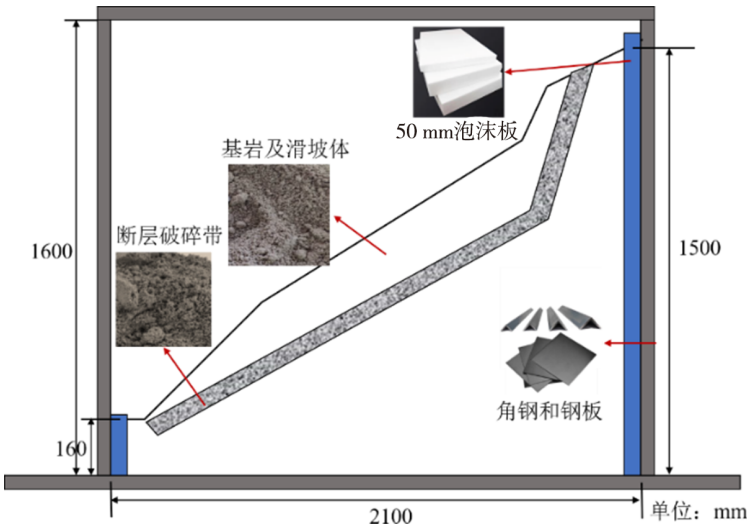


图2 模型箱及试验模型示意图
Fig.2 Schematic diagram of model box and test model

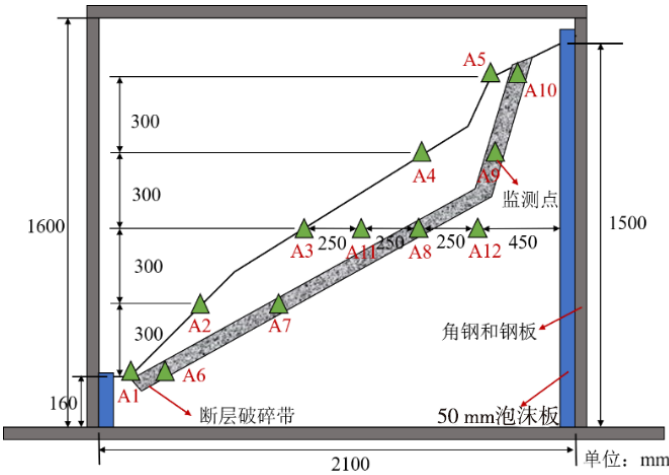


图3 加速度传感器布设位置及编号示意图

Fig.3 Schematic diagram of layout position and number of acceleration sensors

2.3 输入波的选取及加载方案

本试验所采用的振动台是通过输入不同大小的加速度时程来模拟微地震作用，输入波采用白噪声和正弦波。本试验主要以X向为激振方向、施加不同的振动频率(5 Hz、10 Hz、15 Hz、20 Hz、

25 Hz、30 Hz)、加速度幅值(0.05 g、0.1 g、0.2 g、0.4 g)的正弦波，持续时间为10 s；且在每次输出正弦波之前输出振幅为0.08 g，持续时间为40 s的白噪声，测试边坡模型的动力特性。按照振动强度由弱到强，频率由低到高的加载顺序开展试验，具体加载方案见表3。

表3 振动台试验加载方案

Table 3 Loading scheme of shaking table test

工况	加载波形	振幅/g	频率/f/Hz	持时 t/s	工况	加载波形	振幅/g	频率/f/Hz	持时 t/s
1	白噪声	0.08	/	40	15	白噪声	0.08	/	40
2			5		16			5	
3			10		17			10	
4	正弦波	0.05	15	10	18	正弦波	0.2	15	10
5			20		19			20	
6			25		20			25	
7			30		21			30	
8	白噪声	0.08	/	40	22	白噪声	0.08	/	40
9			5		23			5	
10			10		24			10	
11	正弦波	0.1	15	10	25	正弦波	0.4	15	10
12			20		26			20	
13			25		27			25	
14			30		28			30	

3 试验结果与分析

3.1 边坡的动力响应特征分析

3.1.1 高程效应和趋表效应

研究采用PGA放大系数，即各测点的加速度

响应峰值(PGA)与台面实测加速度峰值的比值来描述模型边坡的动力响应规律。统计实验过程中模型边坡中各加速度传感器的数据，以0.1 g振幅正弦波作用下的边坡模型为例，沿坡面方向各监测点(A1、A2、A3、A4、A5)、模拟断层破碎带方向各监测点(A6、A7、A8、A9、A10)PGA放大系数

的变化规律分别如图4~5所示,图中 h 为监测点距离坡脚的垂直距离, H 为边坡模型总高度。可以看到,坡面上和断层破碎带内的PGA放大系数随着高程的增大都呈现出先减小后增大的规律,总体上表现为增大,且在高程最大处达到最大值,具有明显的高程放大效应。在相同振幅的条件下,不同频率产生的PGA放大系数随着高程的变化幅

度不同,总体上表现出随着频率的增大,PGA放大系数随高程的变化幅度也逐渐增大的规律,其中30 Hz下的变化幅度最大,坡面上的PGA放大系数从1.48增加到2.5,断层破碎带内从1.75增加到3.22。对比图4和图5可以看出,在相同高程下,断层破碎带内的PGA放大系数明显大于坡面上的PGA放大系数。

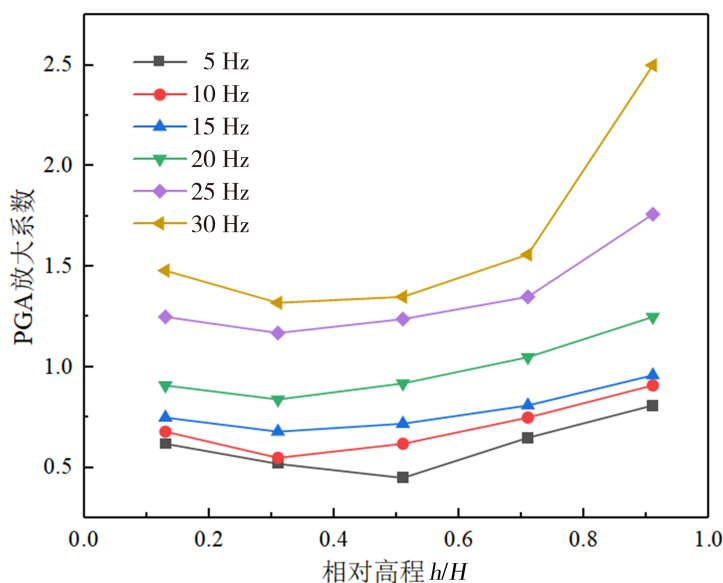


图4 坡面监测点PGA放大系数变化曲线

Fig.4 PGA amplification coefficient variation curve of slope monitoring points

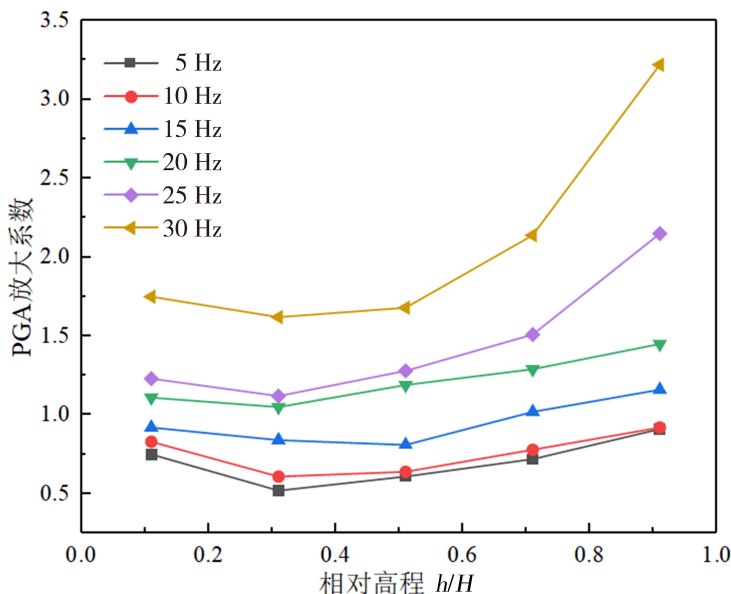


图5 断层破碎带监测点PGA放大系数变化曲线

Fig.5 PGA amplification coefficient variation curve of monitoring points in fault fracture zone

水平方向各监测点(A3、A11、A8、A12)PGA放大系数的变化规律如图6所示, b 为监测点到坡面的水平距离, B 为坡面上A3监测点到模型箱右侧泡沫板的水平距离。可以看到由坡面到滑坡体、

到断层破碎带,最后到基岩,监测点的PGA放大系数呈现出先减小后增大再减小的变化规律,这说明在水平方向上断层破碎带和坡面的一定范围内加速度响应存在趋表效应,PGA放大系数在断

层破碎带内和坡面上表现有明显的放大现象, 断层破碎带内的PGA放大系数大于坡面上, 大于滑坡体内部, 大于基岩内的PGA放大系数。

3.1.2 振幅的影响

试验采用不同振幅的正弦波对边坡可能会受到的微地震荷载进行模拟, 研究微地震荷载作用中振幅对边坡动力响应特征的影响。以10 Hz频率正弦波作用下的边坡模型为例, 沿坡面方向各监测点、模拟断层破碎带方向和水平方向各监测点PGA放大系数随振幅变化的规律分别如图7~9所示。

在频率10 Hz下, 除断层破碎带内的A10监测点外, 其余监测点的PGA放大系数均在1以内。坡面上、断层破碎带内和水平方向上各监测点的PGA放大系数均随振幅的增大而减小, 其中0.05 g到0.1 g, PGA放大系数的减小幅度最大。频率从0.05 Hz增大到0.4 Hz, 在坡面方向和断层破碎带方向上, A5、A10监测点PGA放大系数的减小幅度最大, 分别为53.2%和43.7%, 说明高程越高, PGA放大系数随振幅变化的幅度越大。

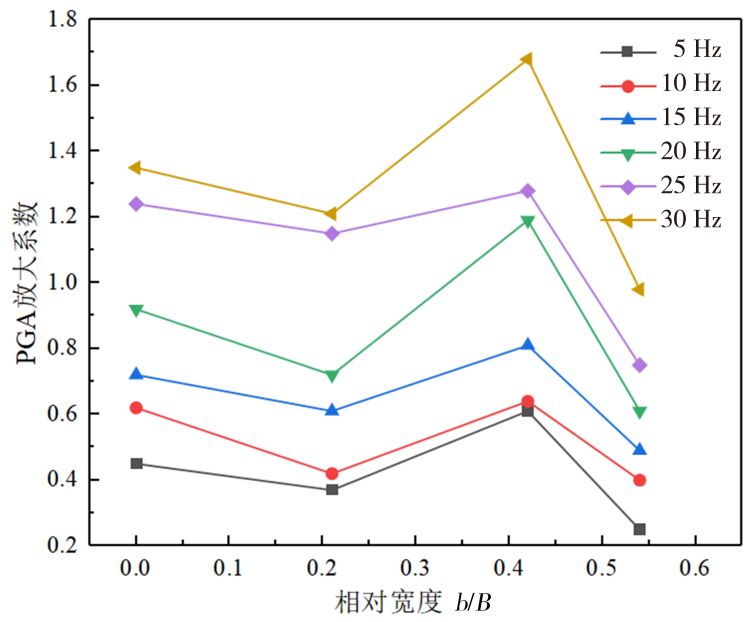


图6 水平方向监测点PGA放大系数变化曲线

Fig.6 PGA amplification coefficient variation curve of monitoring points in horizontal direction

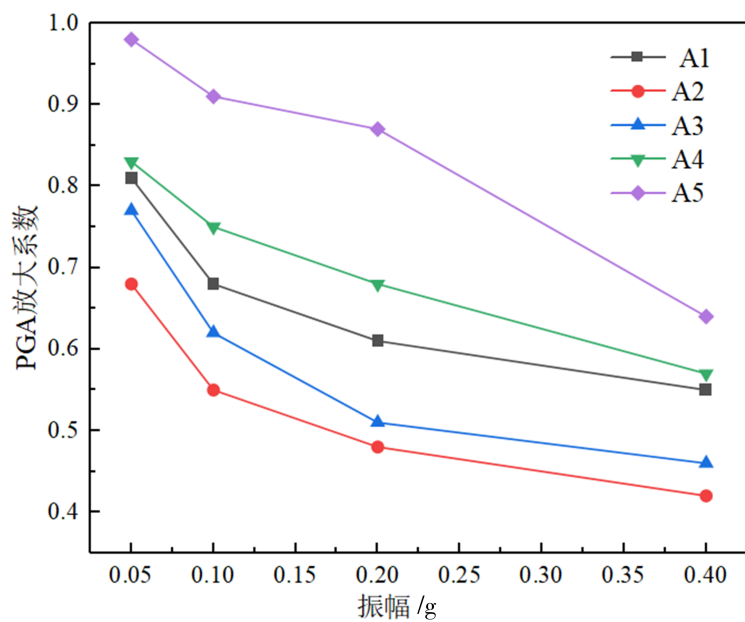


图7 坡面监测点PGA放大系数随振幅变化曲线

Fig.7 PGA amplification coefficient variation curve with amplitude at slope monitoring points

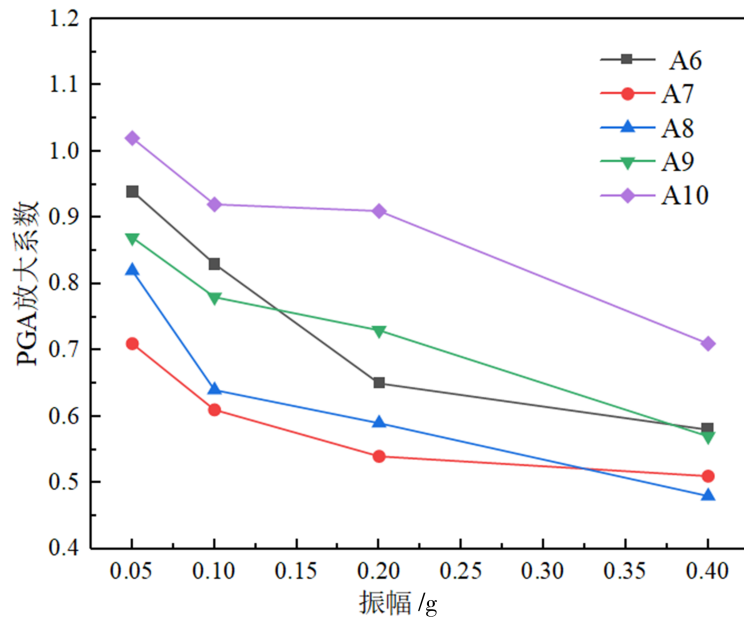


图8 断层破碎带监测点PGA放大系数随振幅变化曲线

Fig.8 PGA amplification coefficient variation curve with amplitude at monitoring points in fault fracture zone

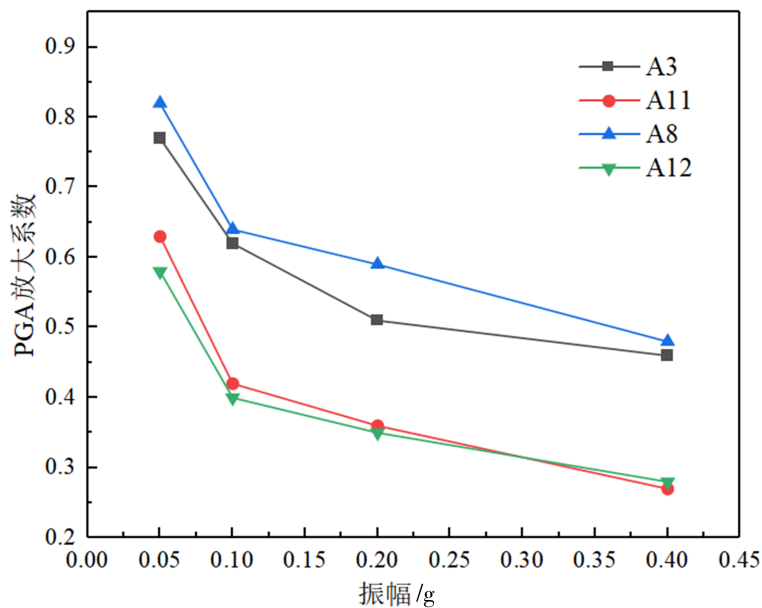


图9 水平方向监测点PGA放大系数随振幅变化曲线

Fig.9 PGA amplification coefficient variation curve with amplitude at monitoring points in horizontal direction

3.1.3 频率的影响

试验采用不同频率的正弦波对边坡可能会受到的微地震荷载进行模拟,研究微地震荷载作用中频率对边坡动力响应特征的影响。以0.1 g振幅正弦波作用下的边坡模型为例,沿坡面方向各监测点、模拟断层破碎带方向各监测点和水平方向各监测点PGA放大系数随频率变化的规律分别如图10~12所示。坡面上、断层破碎带内和水平方向各监测点PGA放大系数随频率变化的规律基本相

同,都随频率的增大而增大,在频率为5 Hz时最小,在频率为30 Hz时最大。另外可以看到监测点的高程越大,PGA放大系数随频率变化的幅度越大,说明PGA放大系数的大小与频率和高程有关。

3.2 边坡模型动力变形破坏特征

根据边坡模型的加载方案中振动波的加载顺序,可以依据加载加速度幅值的不同将边坡的动力变形破坏特征分为4个阶段来描述。

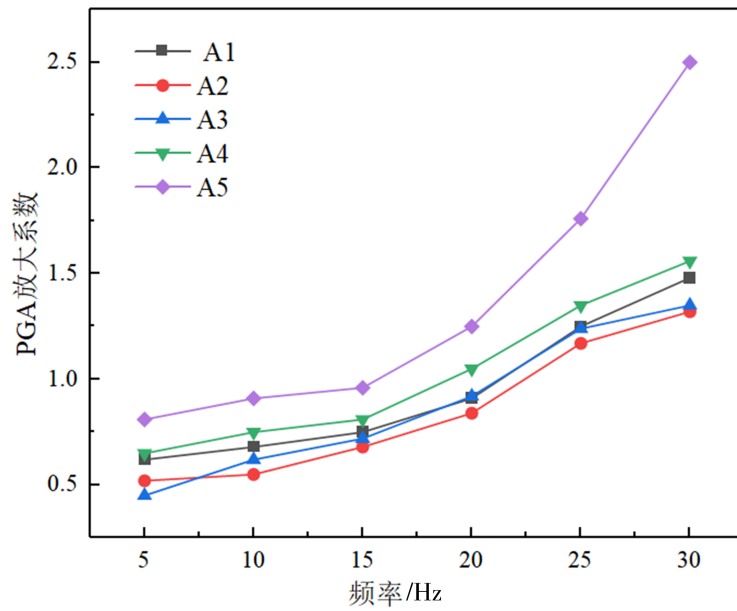


图10 坡面监测点PGA放大系数随频率变化曲线

Fig.10 PGA amplification coefficient variation curve with frequency at slope monitoring points

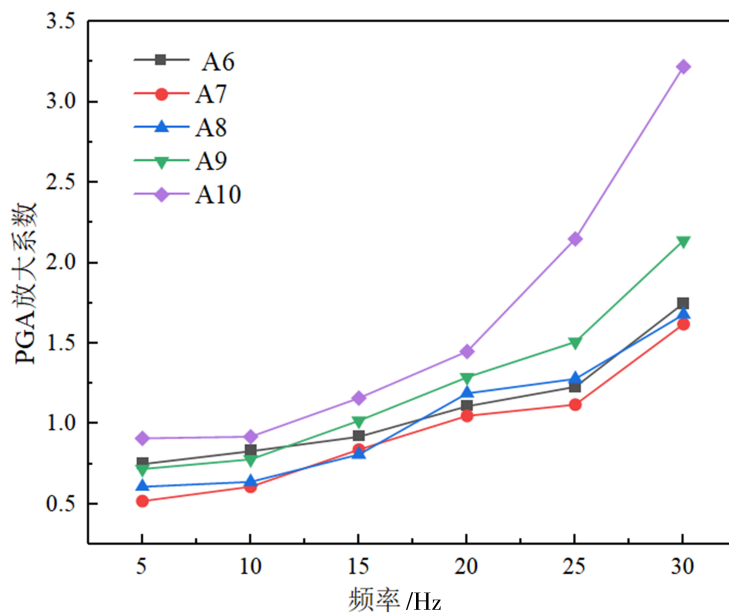


图11 断层破碎带监测点PGA放大系数随频率变化曲线

Fig.11 PGA amplification coefficient variation curve with frequency at monitoring points in fault fracture zone

第一阶段:加载振幅为0.05 g,振动频率依次从5 Hz增加到30 Hz。加载过程中模型箱和边坡模型以较小的幅值跟随振动台振动,边坡模型整体较为稳定,断层破碎带表面和边坡表面平整,均未出现明显裂缝;断层破碎带无挤压或拉伸变形,边坡模型整体无变形和破坏现象;模型整体处于动态平衡状态。这是因为加载的振幅较小,正弦波在边坡模型中传播时释放的能量较小,同时由于断层破碎带的存在,会吸收一定的能量,使得滑坡体上加速度和重力作用下的分力不足以克服滑坡体和断层破碎带接触面的摩擦阻力,岩土体

所受的剪切力小于其抗剪强度。

第二阶段:加速度振幅为0.1 g,振动频率依次从5 Hz增加到30 Hz。加载过程中模型箱与边坡模型的振动幅度较大,滑坡体未出现明显的滑动;频率为30Hz时断层破碎带未出现明显的变形和裂缝,但滑坡体后缘开始出现微裂缝;模型整体仍处于平衡状态,较为稳定。这是因为随着振幅的增大,从接触面传播到边坡模型的能量也增多,滑坡体表面释放的能量增大,使得滑坡体后缘岩土体所受的拉力大于其自身的粘聚力,表现出细小的裂缝,并逐渐向滑坡体内部延伸。

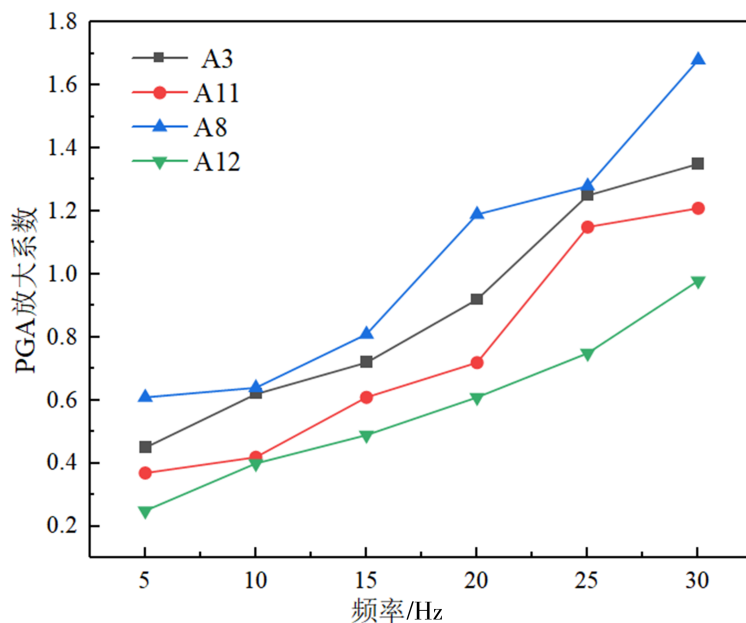


图12 水平方向监测点PGA放大系数随频率变化曲线

Fig.12 PGA amplification coefficient variation curve with frequency at monitoring points in horizontal direction

第三阶段：加速度幅值为0.2 g，频率从5 Hz增加30 Hz的过程中，模型箱与边坡模型的振动幅度进一步增大，边坡模型发生了明显的变形破坏。在频率从5 Hz到20 Hz的过程中，滑坡体后缘的微裂缝发生扩展，产生了新的裂缝，同时，坡脚处滑坡体和断层破碎带出现掉块现象；频率从20 Hz到30 Hz的过程中，裂缝进一步扩展，滑坡体的掉块逐渐增多，出现较为明显的变形，坡脚下方出现挤压变形，表面微隆起。这是因为随着增幅的增大，振动波释放的能量进一步增大，传递到接触面和滑坡体中的能量进一步增多，使得滑坡体在拉压作用下产生的裂缝进一步扩展和延伸；滑坡体上加速度和重力作用下的分力逐渐超过滑坡体和断层破碎带接触面的摩擦阻力；坡底所承受的剪切力和压力增加，岩土体受到墙体和边坡的挤压而产生隆起。

第四阶段：加速度幅值为0.4 g，频率从5 Hz提升至30 Hz的过程中，边坡模型的变形和破坏逐渐加剧，最终滑坡体失稳发生了滑动。频率从5 Hz增加到15 Hz时，滑坡体后缘的裂缝扩展至滑坡体中心，滑体的掉块逐渐增多，滑坡体和断层破碎带的变形进一步加剧；频率增加到20 Hz时，裂缝贯穿滑坡体中心，滑坡体向临空面发生滑移，滑坡体和断层破碎带临空面一侧出现了大量沿坡面方向的裂缝，断层破碎带内岩土体发生明显位移；坡底在滑坡体滑移的挤压下变形进一步增加；频

率为25 Hz时，滑坡体沿断层破碎带方向向下滑移，坡底受到滑体的挤压力增大，完全变形破坏；断层破碎带出现断裂，部分被挤压而出，随滑坡体一起与模型箱侧壁发生碰撞。这是由于随着振幅的增加，振动波传递的能量逐渐增加，断层破碎带的吸收作用逐渐减弱，且振动频率逐渐接近边坡模型的自振频率，滑坡体上加速度和重力作用下的分力克服接触面的摩擦阻力，滑坡体向临空面发生了偏移并产生滑动；断层破碎带内的岩土体承受的剪切力超过了抗剪强度，在坡高1/2到2/3处发生断裂，部分被滑动的滑坡体挤压而出。

4 数值模拟研究

4.1 数值模型建立

利用离散元软件PFC，根据工程地质剖面图建立1:1数值模型，模型上部为自由面，左右边界采用吸收层边界，即在边界四周设置一定高阻尼的颗粒单元，通过一定厚度的隔离颗粒模拟无反射边界条件，具体建模及边界情况如图13所示。该数值模型刚度模型采用线性刚度模型，滑动模型采用摩尔-库伦模型，颗粒间的粘结模型采用平行链接接触模型，数值模型参数如表4所示。初始应力状态平衡后的应力图如图14所示。

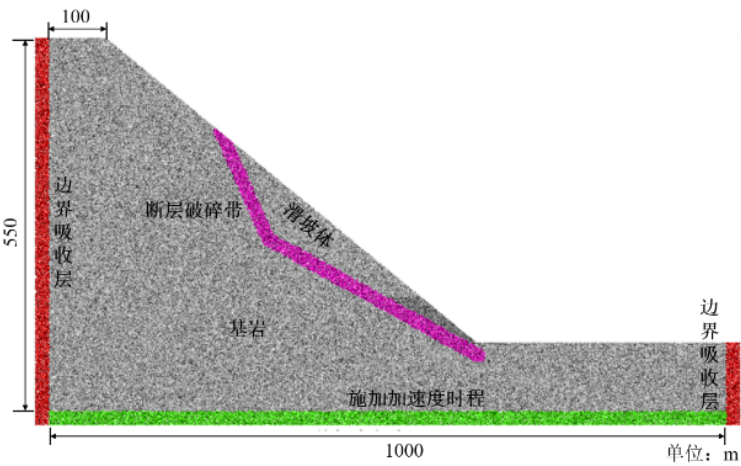


图13 离散元边坡模型

Fig.13 Discrete element slope model

表4 PFC2D 离散元模型计算参数

Table 4 Calculation parameters of PFC2D discrete element model		
岩性	断层	基岩和滑坡体
颗粒密度/(g·cm ⁻³)	2.36	2.57
颗粒接触模量/(GPa)	0.02	0.1
法向刚度/(GPa)	0.05	0.1
颗粒法向、切向刚度比	1	1
颗粒摩擦系数	0.5	0.5
平行粘结有效模量/(GPa)	0.02	0.1
平行粘结法向、切向刚度比	1	1
平行粘结法向强度/(MPa)	1.2	15
平行粘结切向强度/(MPa)	1	15

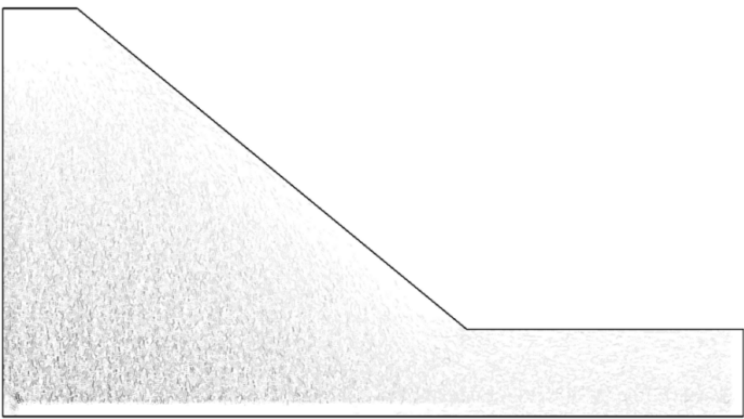


图14 重力平衡后的边坡力链分布图

Fig.14 Distribution map of slope force chain after gravity balance

4.2 动荷载的施加

对边坡的下表面施加加速度时程，采用正弦波输入，即对模型的下部颗粒施加水平方向的正弦波。频率为 30 Hz，微地震强度即振动幅值分别

为 0.05 g、0.1 g、0.2 g、0.4 g。监测点示意图如图 15 所示。

4.3 可靠性验证

为验证数值计算模型及参数的可靠性，采集

数值计算中频率 30 Hz，微地震强度即振动幅值 0.1 g 时模型试验各测点对应位置的加速度，与试验值做对比，结果如表 5 所示，可以看出模拟与实验有一定误差，但都在允许范围之内。

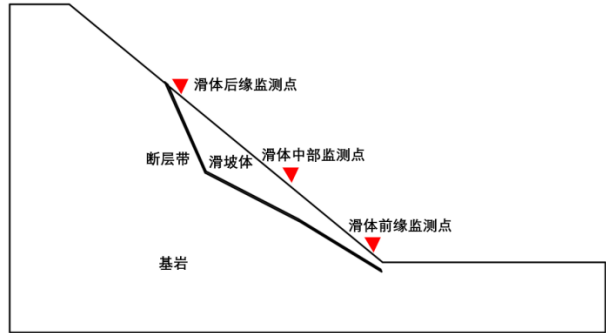


图 15 边坡位移测点分布示意图
Fig.15 Distribution diagram of slope displacement measuring points

表 5 模型试验与数值计算各测点加速度对比
Table 5 Comparison of acceleration of each measuring point between model test and numerical calculation

测点位置	试验结果/ ($\text{m}\cdot\text{s}^{-2}$)	模拟结果/ ($\text{m}\cdot\text{s}^{-2}$)	相对误差 /(%)
A1	1.45	1.54	7.59
A2	1.28	1.33	6.25
A3	1.32	1.46	10.61
A4	1.52	1.64	7.89
A5	2.44	2.57	5.33
A6	1.71	1.58	7.6
A7	1.58	1.71	8.23
A8	1.64	1.75	6.71
A9	2.09	2.22	6.22
A10	3.15	2.96	6.03
A11	1.18	1.31	11.02
A12	0.96	0.87	9.38

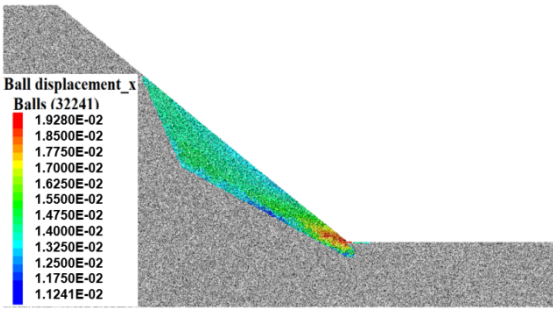
4.4 数值模拟分析

4.4.1 位移分析

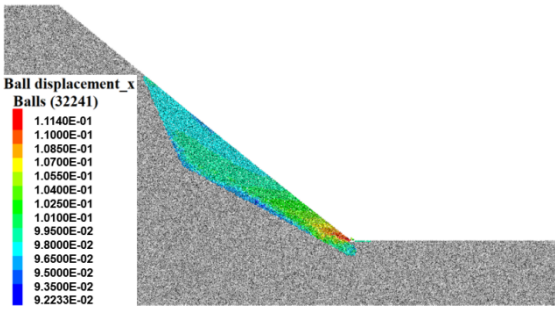
统计不同微地震强度、不同微地震次数下，边坡位移的变化规律，如图 16 所示。

由图 16 可以看出，在不同的微地震作用下，边坡的前缘的位移随着振动强度逐渐增加，并且当微地震强度为 0.05 g 时，微地震次数为 3000 次时，边坡的位移发生变化，边坡后缘位移大于边坡前缘位移，滑体前缘的位移为 11.1 cm，而滑体后缘的位移为 12.7 cm，当微地震强度为 0.2 g 时，微地震次数仍为 3 000 次时，边坡滑体的位移场发生逆转，

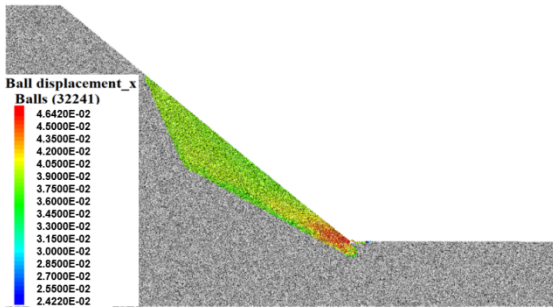
滑体前缘的位移为 26.8 cm，而滑体后缘的位移为 23 cm，虽然其和 0.1 g 的振动加载强度的滑体位移场逆转对应的微地震次数一样，但是滑体前缘和滑体后缘的位移差由 2 cm 变为 3.8 cm。而当 0.4 g 的振动加载强度作用在滑坡上时，微地震次数为 2250 次时，边坡滑体的位移场发生逆转，滑体前缘的位移为 18.5 cm，而滑体后缘的位移为 17 cm，而边坡中部为 17.7 cm，其较 0.2 g 的振动加载强度的滑体位移场逆转对应的微地震次数减少了 750 次，说明微地震强度越大，边坡发生失稳破坏对应的微地震次数越少。



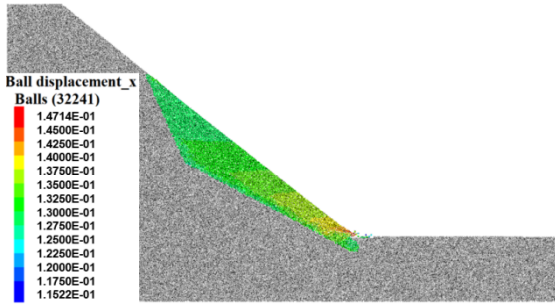
(a)微地震次数为 1500 次



(b)微地震次数为 3000 次



(c)微地震次数为 1500 次



(d)微地震次数为 3000 次

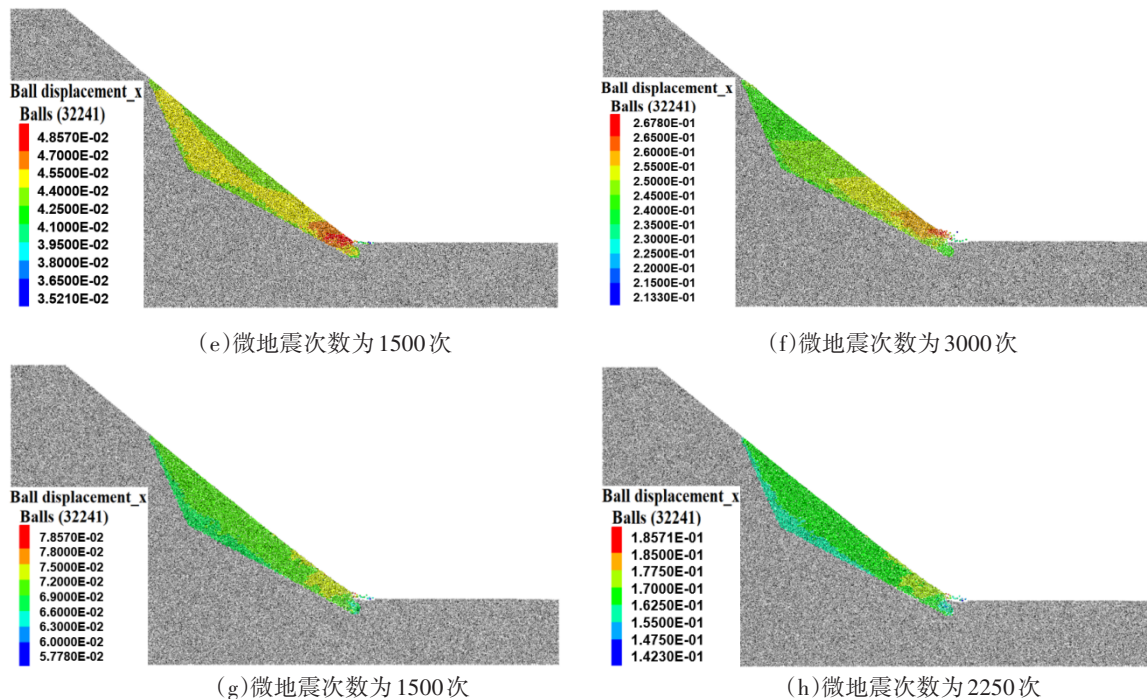


图 16 边坡位移的变化规律

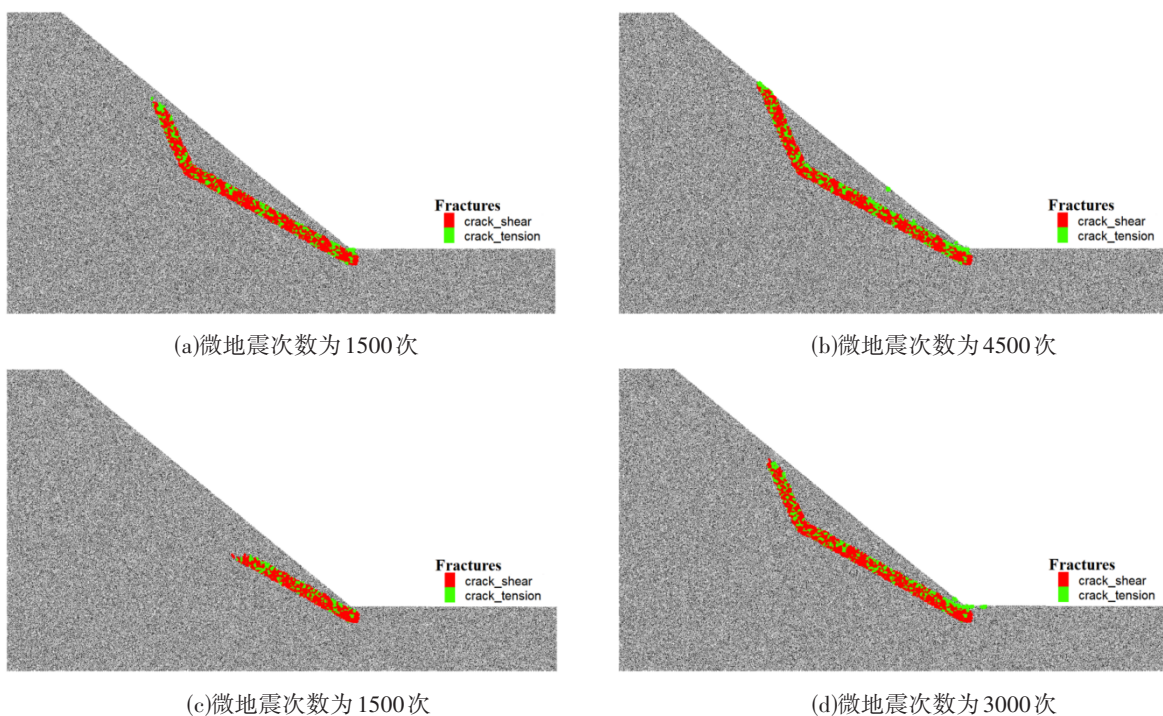
Fig.16 Variation law of slope displacement

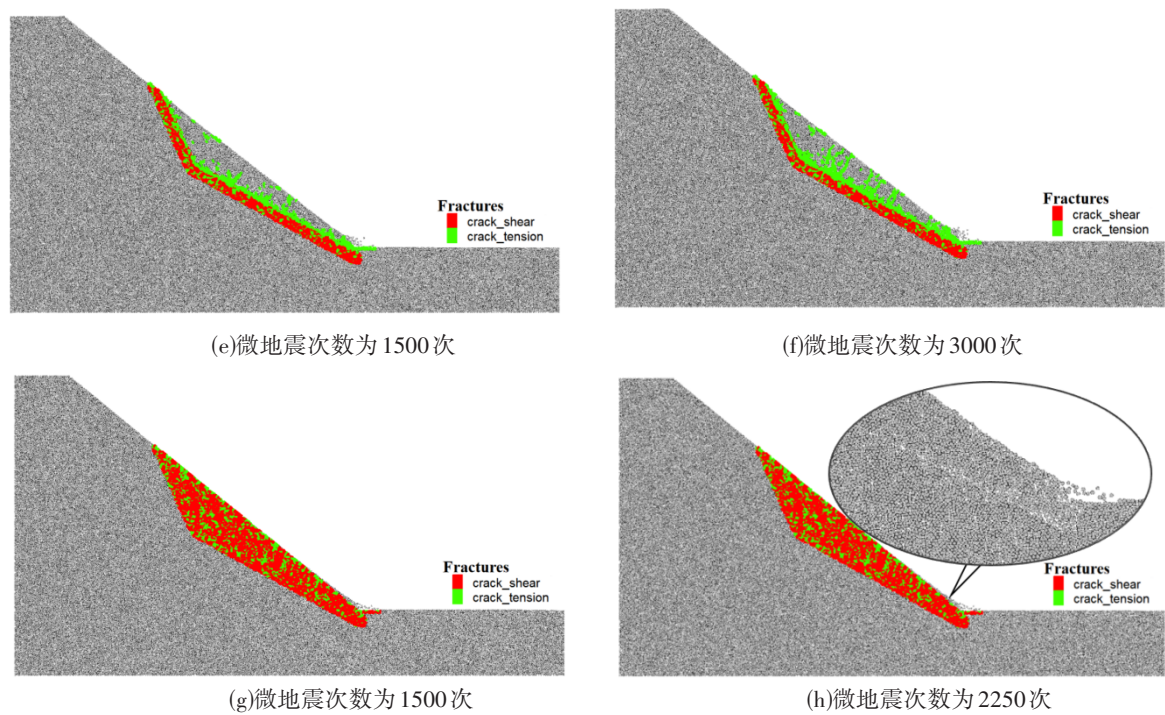
4.4.2 裂缝分析

根据边坡裂缝的发展规律可以判断滑坡整个迁移的过程, 故为了记录滑坡在不同微地震荷载作用下的演化特征, 统计边坡在微地震荷载作用下的裂缝演化规律, 如图 17 所示。图中红色为剪切破坏, 绿色为张拉破坏。

根据图 17 中边坡的演化规律可以看出, 边坡

的变形破坏主要分为两个区, 第一个区为拉破坏区, 第二个区为拉剪混合破坏区。当微地震强度为 0.05 g 时, 微地震次数为 4500 次时, 边坡滑带土已经出现贯通裂隙区, 并且在坡面出现贯通的拉裂缝, 当微地震强度为 0.1 g 时, 微地震次数为 3000 次时, 坡脚处出现零星的拉裂缝集中区。当微地震强度为 0.2 g 时, 边坡出现了 12 条次生结构





注:其中(a)~(b)微地震强度 0.05 g;(c)~(d)微地震强度 0.1 g;(e)~(f)微地震强度 0.2 g;(g)~(h)微地震强度 0.4 g。

图 17 边坡裂缝的变化规律

Fig.17 Variation law of slope cracks

面，根据位移分析不难发现，边坡随着微地震强度的增加，边坡的拉裂缝逐渐增加，并且逐渐出现拉压混合破坏。当微地震强度为 0.4 g 时，边坡从上到下依次出现拉剪混合破坏，并且在拱脚处出现滑移破坏，同时拱脚处出现溃烂式破坏特征，边坡整体符合出现破坏符合拉裂—滑移—剪断三段式破坏过程

4.4.3 稳定性分析

统计不同微地震次数、振动强度作用下边坡稳定性系数如表 6 所示，根据统计数据，做出不同微地震次数下边坡稳定性系数随微地震强度的变化规律如图 18 所示，对边坡稳定性系数与爆破振动强度做线性拟合，结果如表 7 所示。

表 6 不同微地震次数、振动强度作用下边坡稳定性系数统计

微地震次数/(次)	不同微地震强度(g)下的边坡稳定性系数			
	0.05	0.1	0.2	0.4
750	2.100	2.000	2.000	1.900
1500	1.997	1.900	1.831	1.571
2250	1.900	1.800	1.720	1.300
3000	1.898	1.758	1.630	1.014
3750	1.800	1.650	1.430	0.780
4500	1.752	1.515	1.192	0.528
5250	1.350	1.250	1.100	0.500
6000	1.416	1.155	1.047	0.482
7500	1.250	1.020	0.910	0.480
9000	1.133	0.955	0.867	0.498
11 500	1.080	0.920	0.840	0.460
12 000	1.014	0.888	0.814	0.445

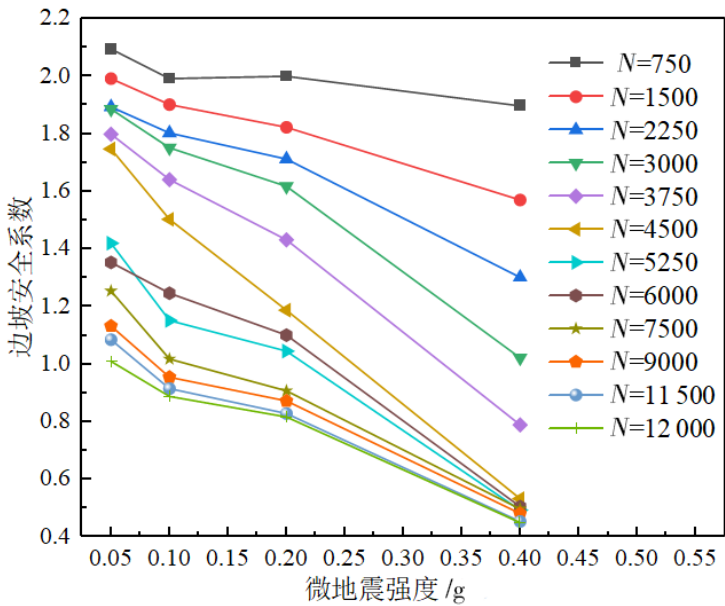


图 18 边坡稳定性系数随微地震强度的变化规律(N 为微地震次数)

Fig.18 The variation of slope stability coefficient with micro-seismic intensity (N is the number of micro-seismic events)

表 7 边坡稳定性系数与微地震强度关系的拟合结果

Table 7 Fitting results of the relationship between slope stability coefficient and micro-seismic intensity

微地震次数/次	A	B	R^2
750	-0.1	2.13	0.88
1500	-0.24	2.13	0.95
2250	-0.34	2.11	0.9
3000	-0.5	2.21	0.91
3750	-0.59	2.17	0.94
4500	-0.71	2.16	0.98
5250	-0.49	1.67	0.9
6000	-0.51	1.68	0.94
7500	-0.43	1.46	0.96
9000	-0.35	1.32	0.95
11 500	-0.35	1.26	0.94
12 000	-0.32	1.19	0.93
750	-0.1	2.13	0.88

注: R^2 代表相关性系数,拟合公式为 $Y=AX+B$, Y 边坡稳定性系数, X 为微地震强度, A 、 B 为拟合参数, A 为曲线斜率。

由表 6 和图 18 可以看出,边坡的稳定性系数随着微地震强度和微地震次数的增加逐渐减小;由表 7 可以看出,不同振动次数下,边坡稳定性系数与微地震强度之间符合线性衰减的关系;当微地震次数为 4500 次时,边坡稳定性系数拟合曲线的斜率 A 最大,说明此时微地震强度对于边坡稳定性的影响最大;在微地震次数较小和较大时,拟合曲线的斜率 A 不大,说明此时微地震强度对边坡稳定性的影响较小。

5 结论

(1)模型试验中坡面和断层破碎带内监测点的 GPA 放大系数均随高程的增大呈现出先减小后增大的变化规律,总体上表现为增大,且在高程最大处达到最值,具有明显的高程放大效应;水平方向监测点的 GPA 放大系数变化规律表明断层破碎带和坡面的一定范围内存在趋表效应,且断层

破碎带内的GPA放大系数大于坡面上的。

(2)不同监测方向上各监测点的GPA放大系数均随振幅的增大而减小,随频率的增大而增大。同时高程越高,PGA放大系数随幅值和频率变化的幅度越大,说明PGA放大系数的大小与振幅、频率和高程有关。

(3)加速度幅值为0.4 g,频率为20 Hz时,滑坡体开始向临空面滑移,裂缝贯穿滑坡体中心;频率为25 Hz时,滑坡体沿断层破碎带向下滑移,边坡完全变形破坏,断层破碎带也发生断裂。说明在振幅0.4 g,振动频率为20~25 Hz时,边坡模型最容易产生破坏。

(4)微地震强度越大,边坡发生失稳破坏对应的微地震次数越少;边坡随着微地震强度的增加,边坡的拉裂缝逐渐增加,并且逐渐出现拉压混合破坏,整体符合出现破坏符合拉裂—滑移—剪断三段式破坏过程。

(5)边坡的稳定性系数随着微地震强度和微地震次数的增加逐渐减小;不同振动次数下,边坡稳定性系数与微地震强度之间符合线性衰减的关系;当微地震次数为4500次时,微地震强度对于边坡稳定性的影响最大。

参考文献

- [1] 李炜. 边坡稳定可靠性研究[D]. 大连:大连理工大学, 2009.
- [2] 潘添. 地震荷载作用下边坡的动力响应与抗滑桩加固边坡稳定性分析[D]. 广州:广州大学, 2021.
- [3] 周飞, 许强, 刘汉香, 等. 地震作用下含水平软弱夹层斜坡动力响应特性研究[J]. 岩土力学, 2016, 37(01): 133-139.
- [4] 冯志仁, 刘红帅, 于龙. 地震作用下含软弱夹层顺层岩质边坡表面放大效应研究[J]. 防灾减灾工程学报, 2014, 34(01): 96-100.
- [5] 董温奇. 含软弱夹层顺层岩质滑坡的振动台模型试验[D]. 西安:长安大学, 2022.
- [6] 赵飞, 俞松波, 李博, 等. 地震作用下岩质边坡大型振动台试验研究进展[J]. 地球科学, 2022, 47(12): 4498-4512.
- [7] 冯细霞, 姜清辉, 张慧超, 等. 岩质边坡地震响应振动台试验研究[J]. 振动. 测试与诊断, 2018, 38(03): 575-582.
- [8] 江学良, 牛家永, 杨慧, 等. 下伏隧道层状岩质边坡地震响应特性的大型振动台试验研究[J]. 应用力学学报, 2018, 35(04): 762-768+931.
- [9] 刘汉香, 许强, 周飞, 等. 含软弱夹层斜坡地震动力响应特性的振动台试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2015, 34(05): 994-1005.
- [10] 宋健, 陆朱汐, 谢华威, 等. 地震作用下分层土边坡多滑面变形破坏的数值模拟研究[J]. 地震工程学报, 2023, 45(02): 296-305.
- [11] 盛建龙, 严寒冰, 胡斌, 等. 含软弱夹层边坡地震动力响应及变形破坏机制研究[J]. 金属矿山, 2022(12): 214-220.
- [12] 刘康琦, 刘红岩. 地震作用下土石混合体边坡稳定性分析研究[J]. 防灾减灾工程学报, 2022, 42(01): 224-230.
- [13] 邓东平, 李亮, 赵炼恒. 地震作用下边坡稳定性分析的拟静力法研究[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2014, 45(10): 3578-3588.
- [14] 屈波, 邹晖, 顾强康, 等. 地震荷载作用下加筋高边坡的稳定性分析[J]. 空军工程大学学报(自然科学版), 2014, 15(02): 81-85.
- [15] 郭建军, 王俊杰. 地震作用下反倾岩土复合边坡稳定性分析[J]. 重庆交通大学学报(自然科学版), 2023, 42(01): 74-82.
- [16] 何春梅. 循环动载下泥质软岩力学行为及库区软硬互层边坡动力稳定性研究[D]. 重庆:重庆大学, 2018.
- [17] 周泽华, 吕艳, 苏生瑞, 等. 花岗岩质边坡地震动力响应及破坏特征大型振动台试验研究[J]. 岩土力学, 2022, 43(04): 918-931.
- [18] 徐冠军. 滇西南地区高边坡抗震性能振动台模拟试验研究[D]. 西安:长安大学, 2015.
- [19] 刘汉香, 周逸飞, 李欣. 层状复合岩体边坡动力特性及地震响应特性的振动台试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2021, 40(04): 676-689.
- [20] 范刚, 张建经, 付晓, 等. 含泥化夹层顺层岩质边坡动力响应大型振动台试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2015, 34(09): 1750-1757.