DOI：10.16285/j.rsm.2023.1379

基于振动台试验的不同含石率土-石混合体边坡地震动响应差异性研究

谢周州[1]，赵炼恒[1, 2, 3]，李 亮[1]，黄栋梁[1]，张子健[1]，周 靖[4]

（1. 中南大学 土木工程学院，湖南 长沙 410075；2. 中南大学 重载铁路工程结构教育部重点实验室，湖南 长沙 410075；
3. 中南大学 轨道交通工程结构防灾减灾湖南省重点实验室，湖南 长沙 410075；
4. 华南理工大学 亚热带建筑与城市科学全国重点实验室，广东 广州 510640）

摘 要：针对土-石混合体边坡动力响应特性尚不明确的问题，基于相似原理设计开展了 3 组不同含石率土-石混合体边坡大型振动台试验，系统地对比分析了不同含石率土-石混合体边坡动力响应的差异。研究结果表明：土-石混合体边坡在地震作用下的加速度响应符合自由面效应，即边坡在近坡顶端处的加速度放大效应要明显强于坡体内，而不同含石率土-石混合体边坡在不同频率正弦波激振作用下的动力响应差异明显，这是因为不同含石率土-石混合体边坡结构的动力特性存在差异；地震作用下，模型边坡动土压力由边坡浅表层至坡体内部呈不断增大趋势，但由于坡体变形与损伤程度不同，不同含石率边坡整体的动土压力响应程度不同；且在地震波分级加载过程中，边坡不同部位处动土压力的突变可作为边坡产生动力破坏的依据；随着含石率的上升，地震作用下边坡整体的变形程度逐渐降低：20%含石率边坡表现为由浅层至深层的连续滑动，而 40%与 60%含石率的边坡变形则相对较小，40%含石率边坡仅表层岩土体发生滑移，60%含石率边坡仅浅表层土体发生剥落，含石率的提升对土-石混合体边坡起到了加固作用。

关 键 词：地震滑坡；振动台试验；边坡工程；土-石混合体；动力响应

中图分类号：TU 42 **文献标识码：**A **文章编号：**1000－7598 (2024) 08－2324－14

Difference of dynamic responses of soil-rock mixture slopes with different rock contents based on shaking table test

XIE Zhou-zhou[1], ZHAO Lian-heng[1, 2, 3], LI Liang[1], HUANG Dong-liang[1], ZHANG Zi-jian[1], ZHOU Jing[4]

(1. School of Civil Engineering, Central South University, Changsha, Hunan 410075, China;
2. MOE Key Laboratory of Engineering Structures of Heavy Haul Railway, Central South University, Changsha, Hunan 410075, China;
3. Hunan Provincial Key Laboratory for Disaster Prevention and Mitigation of Rail Transit Engineering Structure, Central South University, Changsha, Hunan 410075, China; 4. State Key Laboratory of Subtropical Building and Urban Science, South China University of Technology, Guangzhou, Guangdong 510640, China)

Abstract: To address the limited comprehension of the dynamic response characteristics of soil-rock mixture (SRM) slopes, three sets of large-scale shaking table model tests of SRM slope with different rock contents were designed and conducted based on the similarity principle. The differences in dynamic response of SRM slope with different rock contents were systematically compared and analyzed. The research results indicate that the acceleration response of SRM slopes under earthquake action conforms to the free surface effect, that is, the acceleration amplification effect of the slope is significantly stronger near the top of the slope than within the slope. However, the dynamic response of SRM slopes with different rock contents under sine wave excitation of different frequencies is significantly different, this is due to the differences in the dynamic properties of slope structures with different rock contents. Under seismic action, the dynamic earth pressure of SRM slopes with different rock contents increases continuously from the shallow surface to the interior of the slope, but due to the different degrees of deformation and damage of the slope body, the overall dynamic soil pressure response of slopes with different rock contents is different. Moreover, during the entire seismic wave grading loading process, the sudden changes in dynamic soil pressure at different parts of the slope can serve as the basis for dynamic

收稿日期：2023-09-13 录用日期：2024-01-04
基金项目：国家自然科学基金面上项目（No. 51878668，No. 52378512）；湖南省杰出青年科学基金（No. 2021JJ10063）；中国国家留学基金（No. 202106370143，No. 202406370243）。
This work was supported by the General Program of National Natural Science Foundation of China(51878668, 52378512), the Hunan Province Science Fund for Distinguished Young Scholars (2021JJ10063) and the Chinese Scholarship Council (202106370143, 202406370243).
第一作者简介：谢周州，男，1996 年生，博士研究生，主要从事地质灾害防治方面的研究工作。E-mail: zhouzhouxie@csu.edu.cn
通讯作者：赵炼恒，男，1980 年生，博士，教授，博士生导师，主要从事道路与铁道工程、交通岩土工程方面的研究。E-mail: 210011@csu.edu.cn

failure of the slope. As the rock content rises, the overall deformation of the slope under seismic action decreases gradually. For instance, a slope with 20% rock content exhibits continuous sliding from shallow to deep layers, while slopes with 40% and 60% rock content have relatively small deformation. A slope with 40% rock content only experience sliding of surface rock and soil, and a slope with 60% rock content only experience peeling of shallow surface soil. This indicates that higher rock content reinforces the stability of the SRM slopes.

Keywords: earthquake-induced landslide; shaking table test; slope engineering; soil-rock mixture; dynamic response

1　引　言

土-石混合体通常形成于第四纪时期，由具有一定工程尺度、高强度的块石以及细粒土体及孔隙构成[1-3]。在中国西南地区，由于其地处青藏高原东缘，区内地形陡峭，地质构造作用强烈，且自第四纪以来，青藏高原逐步隆升，在与邻近的云贵高原、四川盆地之间形成了巨大的地形坡降带，由残坡积、冰渍堆积、混杂堆积等形成的土-石混合体滑坡广泛分布于此，因而对西南地区的基础设施建设与发展产生影响，威胁人民的生命财产与安全。

土-石混合体边坡由于其坡体材料所表现出的独特物理力学性质，使其不同于一般的土质边坡或岩质边坡，因而在边坡稳定性分析领域，土-石混合体边坡的稳定性分析非常具有挑战性。近些年来，研究人员采用不同的研究方法对土-石混合体边坡的稳定性展开了研究，黄献文等[4]采用极限分析结合物理模型试验研究了块石掺量、长轴倾角等对土-石混合体边坡稳定性的影响；刘顺青等[5]采用有限元极限分析法提出了一种可考虑不同块石含量、块石随机分布及基覆岩层倾角的边坡稳定性分析方法；赵炼恒等[1, 3]分别采用物质点法与有限差分法探究了静载作用下不同含石率土-石混合体边坡的失稳破坏特征；Wang 等[6]使用土工离心机探究了地表加载条件下不同含石率土-石混合体边坡的失稳破坏机制；龚健等[7]通过开展不同含石率土-石混合体边坡的静力加载试验，采用粒子图像测速（particle image velocity，PIV）数字图像分析方法，探究了边坡在静力超载作用下坡体内剪切带的扩展过程。

然而上述的研究大多集中于静载作用下的土-石混合体边坡的失稳，但静力学研究不能诠释各种复杂的地质环境下岩土体的变形性能，尤其是在爆破、冲击、地震等动态载荷作用下，其响应模式往往与静态下的情况有着较大的差异。而地震作为诱发滑坡的重要因素之一，所激发的地震滑坡在全世界范围内广泛分布，造成了难以估量的损失。振动台模型试验作为研究地震滑坡最有力的手段之一，被广泛运用于探究不同类型边坡在地震作用下的动力响应与破坏特征。谷坤生等[8]以岩性为软岩和含有贯通性结构面的反倾岩质边坡为研究对象，通过振动台模型试验研究了其动力响应规律与频谱特征；许彬等[9]探究了三峡库区蓄水后消落带岩体劣化下顺层岩质边坡的动力响应规律；李丞等[10]设计了不同粉土密实度的斜坡模型，研究了粉土密实度对斜坡动力响应特性的影响；谢显龙[11]、施艳秋[12]、叶帅华[13]、万金侠[14]等以西北地区黄土滑坡为研究对象，着重探究了地震作用下黄土滑坡的动力响应特性与频谱特性。

上述研究成果表明，边坡动力响应特性与边坡自身特性以及地震波特性紧密相关，边坡自身特性如岩土体类型、坡高、结构等，而地震波特性则包含地震波频率、幅值等。不过此前的研究对象多为土质边坡与岩质边坡，对于土-石混合体边坡的地震响应研究却鲜有报道，而土-石混合体边坡广泛分布的西南地区如四川省折多塘地区，地震频发，存在着极大的安全隐患。通过研究地震作用下土-石混合体边坡的动力响应问题，可以有效地预测土-石混合体边坡的变形及破坏，对于此类滑坡灾害的防治具有重要意义。因此，本文以土-石混合体边坡为研究对象，考虑到含石率作为土-石混合体边坡的重要结构特征，设计了 3 组不同含石率的土-石混合体边坡模型并完成了大型振动台模型试验，通过加载不同频率的正弦波以及不同幅值的天然地震波，系统地对比分析了地震作用下不同含石率土-石混合体边坡的动力响应差异性，以期对土-石混合体边坡的抗震设计与灾害防治提供技术参考。

2　振动台模型试验设计

2.1　试验设备

本次振动台试验在广州华南理工大学亚热带建筑科学国家重点实验室进行，实验室拥有六自由度的地震动模拟振动台系统，台面尺寸为 4 m×4 m，可产生简谐振动、三角波、方波、脉冲波、地震波、随机波等波形以真实地模拟地震发生时地面上部结构之下实际地面的运动情况，最大可承载试件质量为 20 t，加载频段为 0～50 Hz，沿水平向空台最大驱动加速度可达 2.4g，在最大可承载试件质量（20 t）下的最大驱动加速度为 1.0g，水平向最大驱动速度

为 1.0 m/s，水平向最大驱动位移可达 125 mm；模型箱由槽钢、角钢、矩形钢板以及亚克力板组装而成，其尺寸大小为 3.1 m（长）×1.2 m（宽）×1.8 m（高），模型箱两侧安装有 15 mm 厚透明亚克力板，便于对试验过程中所产生的试验现象进行观察与记录；在模型箱内侧钢板与模型接触处黏贴有 50 mm 厚的聚苯乙烯泡沫塑料板作为减震层，用于减弱模型箱的边界效应。模型箱底部靠近四周边界处设有螺栓开孔，模型箱通过底部螺栓与振动台台面连接从而进行固定，试验所用振动台及模型箱如图 1 所示。

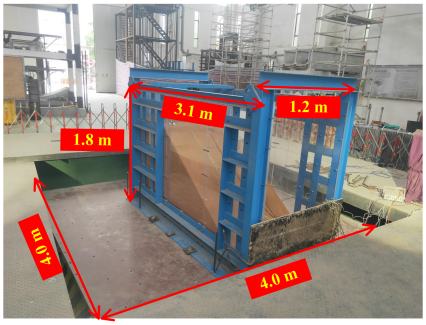


图 1 试验振动台与模型箱

Fig.1 Shaking table and model box for testing

2.2 相似关系设计

由于受限于振动台台面以及模型箱尺寸大小，振动台模型试验为缩尺试验，为了使缩尺的模型边坡能够客观反映原型边坡在地震作用下的动力响应特征，相似关系设计对于振动台模型试验非常重要。在试验设计中，影响边坡破坏与动力响应的主要物理参数包括几何尺寸 l、密度 ρ、加速度 a、位移 u、速度 v、应力 σ、应变 ε、弹性模量 E、时间 t、频率 f、黏聚力 c、内摩擦角 φ 以及重力加速度 g。由于地质体本身及其赋存环境的复杂性以及试验材料、试验设备及技术等方面的问题，全面相似的振动台模型试验目前尚难以进行，只能着重满足主要物理参数的相似。以密度、重力加速度以及几何尺寸作为基本控制量，其中密度与重力加速度相似常数取 1；对于模型边坡几何尺寸的确定，文献[15-17]中表明：大约 80%的地震滑坡事故发生的坡度在 30°～50°之间，其中边坡坡度在 40°时最多；通常情况下，土-石混合体边坡的高度在 10～70 m 之间，参考前人的研究及统计结果，为研究不同含石率土-石混合体边坡在地震荷载下的动力响应差异性及滑坡响应机制，本次土-石混合体边坡概化模型的设计坡高为 1.2 m，坡角为 40°，几何比尺 $n=25$，即原型坡高为 30 m。根据 Buckingham π 定理和量纲分析法[12-13, 18]所推导出的其余物理量的相似比关系见表 1。

表 1 试验模型相似关系

Table 1 Similarity relationship of test models

物理量	量纲	相似关系	相似常数	备注
几何尺寸 l	L	C_l	25.0	控制量
密度 ρ	ML^{-3}	C_ρ	1.0	控制量
重力加速度 g	LT^{-2}	C_g	1.0	控制量
黏聚力 c	$ML^{-1}T^{-2}$	$C_c=C_l C_\rho C_a$	25.0	
内摩擦角 φ	1	1	1.0	
位移 u	L	$C_u=C_l$	25.0	
速度 v	LT^{-1}	$C_v=C_l^{1/2} C_a^{1/2}$	5.0	
应力 σ	$ML^{-1}T^{-2}$	$C_\sigma=C_l C_\rho C_a$	25.0	
应变 ε	1	1	1.0	
弹性模量 E	$ML^{-1}T^{-2}$	$C_E=C_l C_\rho C_a$	25.0	
时间 t	T	$C_t=C_l^{1/2} C_a^{-1/2}$	5.0	
频率 f	T^{-1}	$C_f=C_l^{-1/2} C_a^{1/2}$	0.2	
加速度 a	LT^{-2}	$C_a=C_g$	1.0	

2.3 模型制作及测点布置

土-石混合体中的“土”和“块石”是相对而言的，当其作为研究对象时，需确定一个颗粒粒径阈值以区分其中的“土”与“块石”[19-21]。目前已开展的研究工作大多取 $0.05L_c$ 为土-石界限阈值[22-25]，L_c 为工程特征尺度，对于边坡工程而言，L_c 为边坡的坡高，即当岩土材料颗粒粒径 $d_L \geqslant 0.05L_c$ 时，定义为“块石”；$d_L < 0.05L_c$ 时，定义为“土”。土-石界限阈值是一个相对的概念，这样定义更能反映土-石混合体边坡的尺寸效应，对于一个几何尺寸较大，坡高较高的土-石混合体边坡而言，可能岩土颗粒的实际粒径较大，但相对于边坡整体几何尺度而言，粒径相对较小，因而对边坡宏观力学性质灵敏度影响较弱；相反，若边坡整体几何尺寸较小，坡高较低，即使岩土颗粒的实际粒径偏小，但相对整个边坡的几何尺寸而言，相对粒径较大，也有可能对边坡宏观力学性质产生较大影响。

本次振动台模型试验土-石界限阈值取 $0.05L_c$，模型边坡坡高为 1.2 m，即 $L_c=1.2$ m，土-石界限阈值为 60 mm。试验一共建立了 3 组不同含石率的土-石混合体边坡模型，坡体材料由“土”和“块石”组成，含石率指坡体中块石含量占“土”与“块石”总含量的比例，3 组模型边坡的含石率分别为 20%、40%与 60%。试验所用的土-石混合体材料取自中国四川省折多塘地区的一处滑坡场地，其中土体的粒径分布如图 2 所示，其物理力学参数如表 2 所示。根据滑坡场地土-石混合体中块石的频率分布特征即各块石粒组的相对质量百分比，并考虑到模

型边坡的尺寸大小，试验中块石的最大粒径设置为 80 mm，采用剔除法[15, 26]将原型堆积体材料块石级配按最大粒径 d_{max} = 80 mm 进行缩尺，块石含量与块石总含量之比即块石的频率分布特征如图 3 所示。

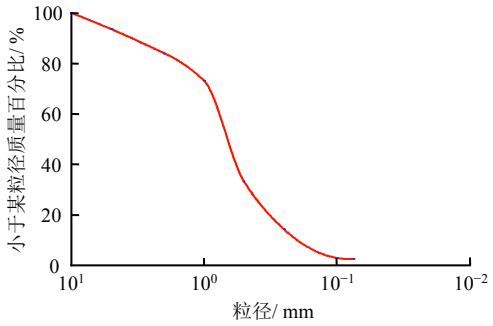


图 2　土体级配曲线

Fig.2　Grading curve of fine-grained soil

表 2　土体物理力学参数

Table 2　Physical and mechanical parameters of soil

不均匀系数 C_u	曲率系数 C_c	最大干密度 ρ_{dmax} / (g·cm^{-3})	最小干密度 ρ_{dmin} / (g·cm^{-3})	黏聚力 c / kPa	内摩擦角 φ / (°)
10.12	2.16	2.05	1.52	6	28

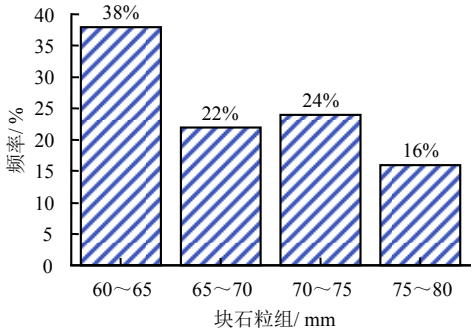


图 3　块石粒径频率分布柱状图

Fig.3　Histogram of the frequency distribution of rock block size

为了更好地进行对比分析，在试验开展过程中，对于不同组边坡模型，仅改变块石的总含量，而每组模型边坡中不同粒径块石的频率分布特征保持一致，且边坡几何尺寸、含水率保持相同。按照试验前预先设定好的含石率，模型边坡采用分层填筑的方式进行堆填，在每一层堆填过程中，称取所需重量的不同粒径块石组和土，首先按照 10.8%的含水率分 3 次往土体中加入水并搅拌至土体干湿均匀，再用塑料薄膜将土体包裹，养护 24 h。待养护完成后，将不同粒径块石混合均匀并随机分布于层面上，然后铺上每一层所需的土体，再进行压实。分层压实能够保证模型的均匀性，有效防止土体与块石分离开，且为保证各层的压实能量相同，每一层单位面积内用压实板进行压实的次数保持一致。在完成每一层填筑后，用软毛刷将每一层的顶面整平并刮毛，保证上下两层之间能够紧密接触。待坡体最后一层填筑完成后，再用软毛刷清除坡体表面多余的土体，以使模型边坡符合设计轮廓。

试验过程中，为了得到地震作用下边坡的动力响应特征，在每组边坡模型坡体内，分 4 层沿竖直方向距坡底不同高度处，以及水平方向上距坡表不同深度处，分别布置了 15 个加速度传感器与 15 个动土压力传感器（见图 4）。加速度传感器的位置及布置剖面与动土压力传感器的位置及布置剖面沿中轴线对称。此外，在振动台台面上布置一个加速度传感器用于监测台面地震动的输入。为了更好地观测试验过程中边坡的变形，在边坡侧面布置有高速摄像机用于试验图像的拍摄与记录，且采用非接触式位移测量方法测量边坡的全场变形，即通过在边坡填筑过程中每一层靠近边坡侧面处嵌入一定量的水磨石颗粒作为位移监测点，试验结束后运用图像量测技术，获得各个监测点不同阶段下的位移数据，堆建好的边坡模型以及位移监测点如图 5 所示（以 20%含石率模型为例）。

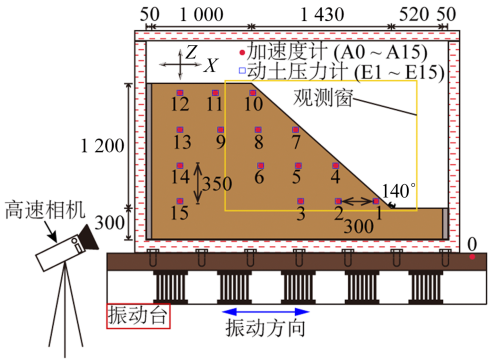


图 4　振动台试验监测仪器布置示意图（单位：mm）

Fig.4　Schematic of monitoring instruments layout in shaking table test (unit: mm)



图 5　堆建好的边坡模型及位移监测点

Fig.5　Stacked slope model and displacement monitoring points

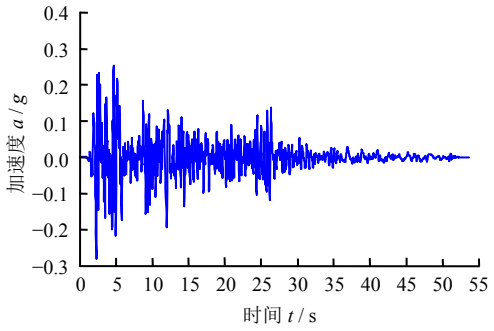
2.4 试验工况

本试验输入的地震波主要由人工波、天然波以及白噪声组成，3 种地震波的激振方向皆为水平向（X 向）。人工波采用 1、5、10 Hz 的正弦波，因为正弦波具有单一的振动频率，且频率调整较为容易，在振动台物理模型试验中被广泛用于探究频率的影响[27-29]；天然波采用 El-Centro 波，其加速度时程曲线及傅里叶频谱示意图如图 6 所示。根据相似关系设计，将天然波进行 5 倍压缩，其压缩后的主频约为 10 Hz，持时约为 10 s，通过对 El-Centro 波的地面峰值加速度（peak ground acceleration，PGA）按比例进行缩放，将 El-Centro 波的输入振幅设置为 0.2g、0.4g、0.6g 与 0.8g，其振幅随着激振序列的增加而逐级增大；白噪声振幅为 0.05g，持时为 60 s，用于试验过程中阶段性地获取边坡的动力特性，其具体加载方案如表 3 所示，3 组模型边坡均采用表 3 的加载方案。

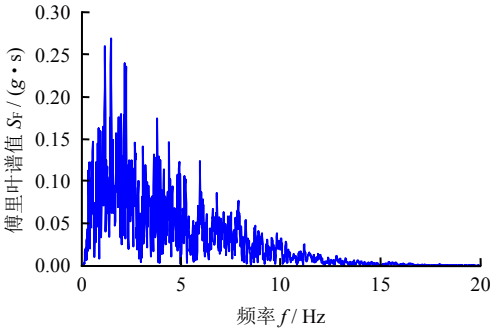
3 振动台模型试验结果及分析

3.1 边坡动力变形破坏特征

如前文所述，每组模型试验过程中，在模型侧面处布置有高速摄像机，用于拍摄记录模型边坡的变形，利用图像量测技术获得不同时刻下位移标记



(a) El-Centro 波加速度时程曲线



(b) El-Centro 波傅里叶频谱

图 6 El-Centro 波加速度时程曲线及傅里叶频谱示意图

Fig.6 Acceleration-time curve and Fourier spectrum of the El-Centro wave

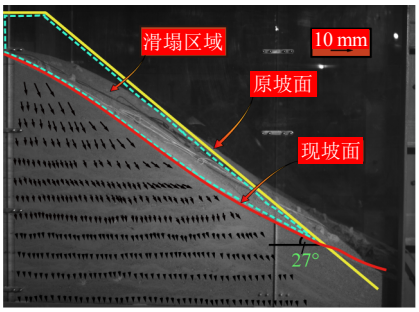
表 3 振动台试验地震波加载工况

Table 3 Seismic loading condition of shaking table test

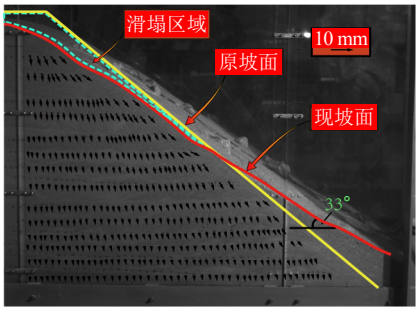
加载序列	地震波类型	激振特征
1	白噪声	振幅 0.05g，持时 60 s
2	El-Centro 波	振幅 0.20g，持时 10 s
3	白噪声	振幅 0.05g，持时 60 s
4	El-Centro 波	振幅 0.40g，持时 10 s
5	白噪声	振幅 0.05g，持时 60 s
6	正弦波	振幅 0.40g，频率 1 Hz，持时 10 s
7	白噪声	振幅 0.05g，持时 60 s
8	正弦波	振幅 0.40g，频率 5 Hz，持时 10 s
9	白噪声	振幅 0.05g，持时 60 s
10	正弦波	振幅 0.40g，频率 10 Hz，持时 10 s
11	白噪声	振幅 0.05g，持时 60 s
12	El-Centro 波	振幅 0.60g，持时 10 s
13	白噪声	振幅 0.05g，持时 60 s
14	El-Centro 波	振幅 0.80g，持时 10 s

点的空间位置，从而得到边坡在地震作用下的深部位移场。图 7 为工况 12 即 0.6g El-Centro 波加载完成后测得的边坡位移矢量图，可以发现，3 组模型边坡，坡体深部的位移矢量方向整体指向下，且位移量较小，水平地震波作用下坡体深部的变形以重力作用下的内部沉降以及重力剪切为主，而越靠近边坡坡顶及临空面处，位移量越大，且同一深度处，由坡体内侧至坡体表面，水平位移分量大小随着测量位置与临空面的接近而逐渐增大，在方向上表现为近坡表处位移矢量方向发生明显偏转，其方向基本朝向坡外，表明边坡在地震波持续激励下的变形加剧，土体应力状态由静向动发生转变。图 7 中红色标记线为地震波激振后的坡面形态，黄色标记线为原始坡面形态，原坡面线与现坡面线所夹绿色虚线所包围的区域可视为边坡的滑塌区域。通过对比分析可以发现，3 组模型边坡的变形破坏程度不同，相较于 40%与 60%含石率的边坡模型，20%含石率边坡模型近坡顶端的位移矢量大小要明显大于另外两组，边坡全场变形最大，滑塌范围最广（见图 7(a)），其滑塌范围一直延伸到了坡体下部近坡脚处。20%含石率模型边坡在强震激振作用下的破坏模式表现为由浅层至深层的连续滑动（见图 8(a)），这是因为边坡中介质环境为非均匀状态，坡体内分布的碎石与周围土体接触的土−石界面较为薄弱，在强震激振作用下碎石周围的土体易发生剥离进而脱落，而当包裹于碎石外的土体脱落后，暴露于坡面外的粒径较大的碎石以及粗颗粒以更快的速度在坡面上溜滑，最后在坡脚处堆覆，形成震后堆积区（见图 8(b)）；相较于前者，40%含石率模型边坡与 60%含石率模型边坡变形破坏程度则相对较小，40%含石率模型边坡仅近坡顶端表层岩土体发生滑塌（见

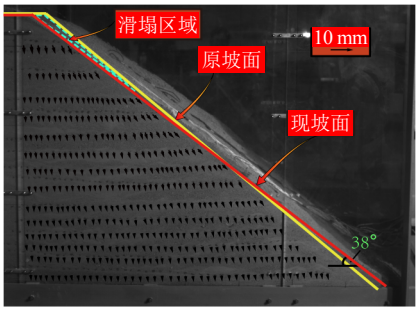
图 8(c))，边坡滑塌区域主要位于坡体中上部近坡顶端（见图 7(b))；而 60%含石率模型边坡仅浅表层土体发生剥落（见图 8(d))，其强震激振后的现坡面线与原坡面线近乎平行（见图 7(c))。根据试验加载前模型边坡初始边线测得的中线截面形态图，加载结束后，量出中线截面坡顶缘线后退距离及坡脚前移距离，即可估算出边坡变形破坏后的实际坡度角。3 组模型边坡的初始坡度角皆为 40°，而当 0.6*g* El-Centro 波加载完成后，20%含石率模型边坡的坡度角约为 27°，40%含石率模型边坡的坡度角约为 33°，60%含石率模型边坡坡度角仅减小 2°，约为 38°。总的来说，不同含石率边坡在地震作用下的变形大小存在明显差异，表现为随着含石率的提升，边坡整体的变形逐渐减小，而前人的研究表明土-石混合体的内摩擦角、弹性模量与其含石率相关，具体表现为内摩擦角和弹性模量随着含石率的上升而增大[30-31]，因而坡体中含石率的上升提高了坡体材料的弹性模量，对边坡起到了加固作用。



(a) 20%含石率模型边坡



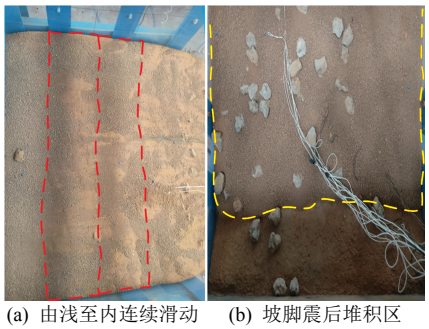
(b) 40%含石率模型边坡

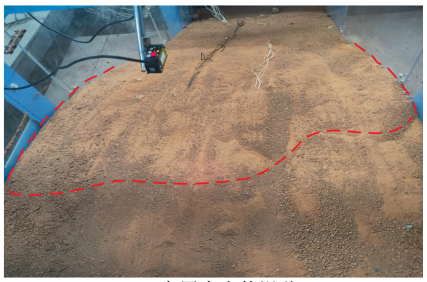


(c) 60%含石率模型边坡

图 7　边坡位移矢量图

Fig.7　Vector diagrams of slope displacement


(a) 由浅至内连续滑动　(b) 坡脚震后堆积区


(c) 表层岩土体滑移

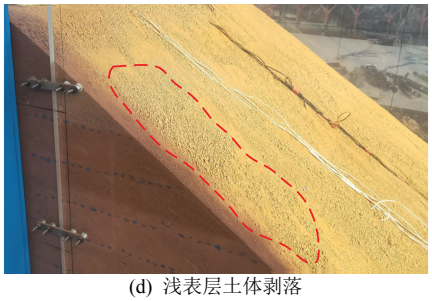

(d) 浅表层土体剥落

图 8　模型边坡局部动力破坏特征

Fig.8　Characteristics of dynamic damage of model slopes

3.2　边坡加速度响应分析

地震作用下坡体的变形与坡体内的加速度放大效应紧密相关，PGA 放大系数通常用来表征坡体内不同位置处加速度放大效应的强弱，本次研究中各测点的 PGA 放大系数定义为测点加速度峰值与坡脚 A1 处的峰值加速度的比值，通过 PGA 放大系数对模型加速度响应进行分析。且为了更加直观地反映坡体的动力响应特征，利用 Matlab、Surfer 软件对监测数据进行插值计算，生成并绘制等值线图，考虑到监测数据在空间上的相关性，插值计算方法采用克里金插值法。不同含石率模型边坡在振幅 0.4*g*，3 种不同频率（1、5、10 Hz）正弦波水平向激励下的坡体 PGA 放大系数分布云图如图 9 所示，边坡模型在不同频率正弦波作用下坡顶及坡肩处加速度放大效应的强弱及加速度放大区域范围表现出明显的差异。对于含石率 20%的模型边坡，随着加载正弦波频率的上升，坡体中上部的加速度放大程度减弱，加速度放大区域范围缩小，其在 1 Hz 正弦

波激励下的坡顶及坡肩处的加速度放大程度要明显强于 5 Hz 和 10 Hz 正弦波作用时的情况，且加速放大区域范围最广；10 Hz 正弦波激励下的坡顶及坡肩处的加速度放大程度最弱，其放大区域范围最小；而 5 Hz 正弦波作用时的情况则介于两者之间。对于含石率 40%的模型边坡，其在 3 种不同频率正弦波激励下的坡肩及坡顶处加速度放大程度相当，5 Hz 及 10 Hz 正弦波激励下的坡体加速度放大区域范围略广于 1 Hz 正弦波激励下的情况。对于含石率 60%的模型边坡，其在 10 Hz 正弦波激励下的加速度放大效应最强，加速度放大区域范围要明显广于另外两种频率正弦波作用时的情况，在 1 Hz 与 5 Hz 频率正弦波激励下的坡体的加速度放大程度则相差无几。

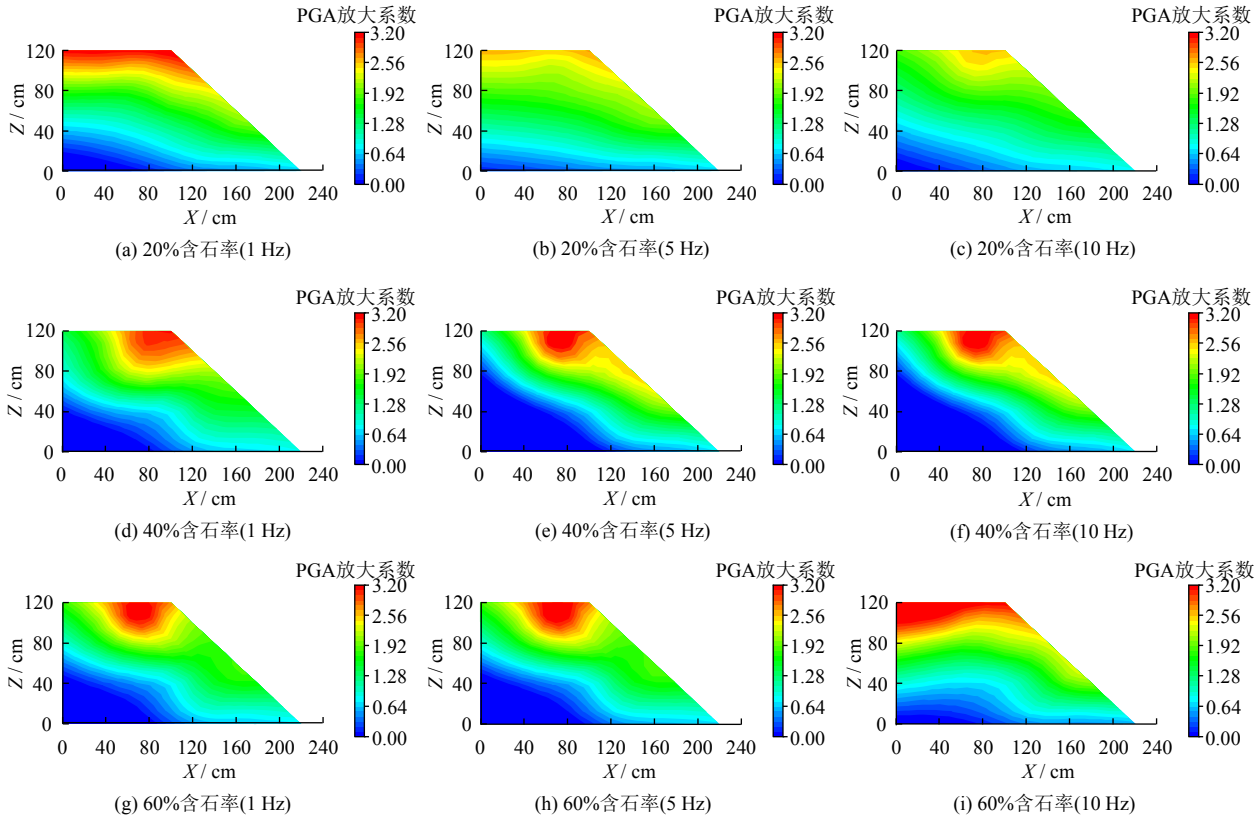


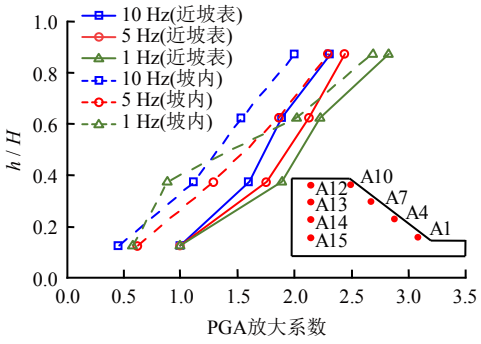
图 9 不同频率正弦波激振作用下边坡 PGA 放大系数云图

Fig.9 Contour maps of PGA amplification factor of slopes under different frequencies of sinusoidal wave excitations

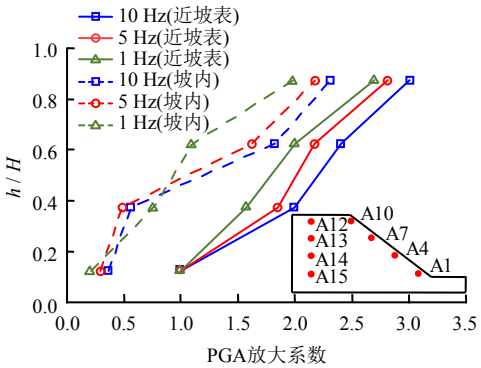
通过分析模型边坡近坡表面和坡内不同高程处的 PGA 放大系数值（见图 10，图中 H 为边坡坡高，h 为加速度测点竖向高度）可以发现，无论是模型边坡坡体内还是近坡表面处，由坡底至坡顶，随着高程的升高，PGA 放大系数整体上皆表现出非线性增大的变化趋势，3 种不同含石率的模型边坡加速度放大系数极大值总是出现在边坡顶部及坡肩处，而边坡底部靠近坡体内侧的加速度响应程度则相当微弱，PGA 放大系数小于 1，产生此现象的原因主要是因为近坡顶端及坡肩处的岩土体紧靠临空面一侧，受到的约束作用较小，而边坡中下部及坡内的岩土体由于受到上覆土层的压力较大，受限于变形的空间较小，因而所受约束作用较强，在此种条件下边坡的加速度响应符合自由面效应。对于含石率 60%的模型边坡，其在 10 Hz 正弦波激励下近坡表面的 PGA 放大系数值要明显大于 1 Hz 与 5 Hz 正弦波作用时的 PGA 放大系数值，而 1 Hz 与 5 Hz 正弦波激励下的近坡表面相同位置处的 PGA 放大系数值近乎相等，10 Hz 正弦波激励下的 PGA 放大系数值约为前两者的 1.2 倍。

振动台试验过程中，通过对坡体进行白噪声扫频，从而监测边坡的动力特性，得到边坡模型动力特性随地震动工况加载的变化。加速度传递函数法[26, 32-33]通常被用于获取边坡坡体各测点的模态参数，边坡的模态参数（自振频率、阻尼比）取各测点的平均值，不同含石率土-石混合体边坡模型的一阶模态参数如图 11 所示。在相同的白噪声工况下，高含石率土-石混合体边坡的自振频率更大、阻尼比

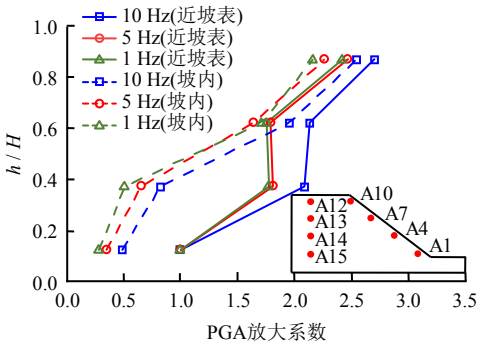
更小，这与高含石率土-石混合体边坡坡体刚度更大、剪切模量更高等因素有关，3 组模型边坡在经历地震动激励后，其自振频率逐渐减小，而阻尼比逐渐增大，说明边坡在地震作用下产生了一定程度的变形与损伤，坡体材料趋于松散。当输入不同频率的正弦波对模型边坡进行激励时，不同频率正弦波在坡体岩土体介质中的传播规律以及能量损耗不同，当输入的正弦波频率与边坡固有频率相近时，会引起坡体产生强烈的共振，在加速度响应上表现为 PGA 放大系数显著增大，这也是为什么 20%含



(a) 20%含石率模型边坡



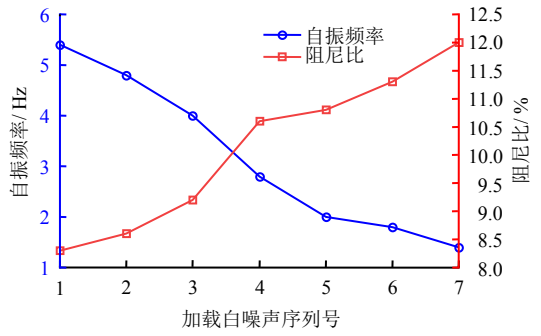
(b) 40%含石率模型边坡



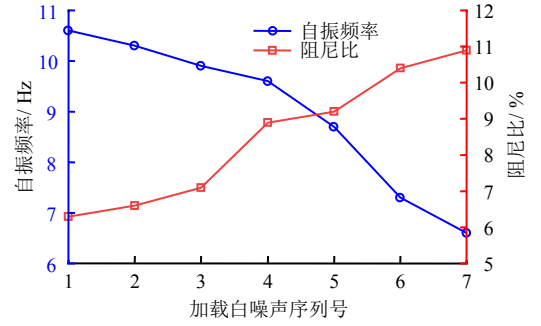
(c) 60%含石率模型边坡

图 10　正弦波激振作用下边坡近坡表及坡内沿高程 PGA 放大系数

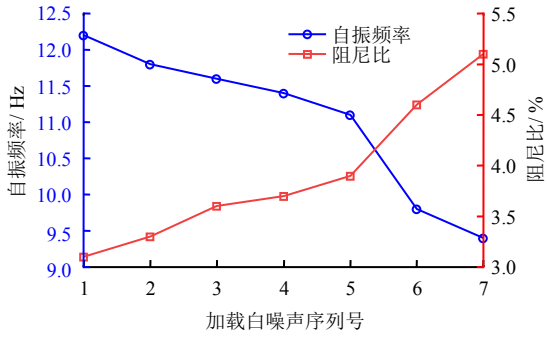
Fig.10　PGA amplification factor of near-slope surface and in-slope along the elevation of a slope under sinusoidal wave excitations



(a) 20%含石率模型边坡



(b) 40%含石率模型边坡



(c) 60%含石率模型边坡

图 11　模型边坡自振频率及阻尼比

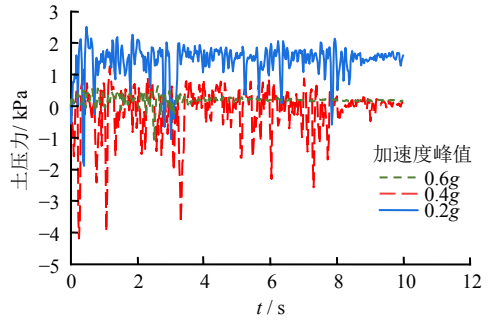
Fig.11　Natural frequency and damping ratio of model slopes

石率的模型边坡在 1 Hz 正弦波激励下近坡顶端及坡肩处的加速度放大程度最强，而 40%与 60%含石率的模型边坡在 10 Hz 正弦波激励下的加速度响应最为强烈。总的来说，不同含石率的土-石混合体边坡在不同频率正弦波激振作用下的动力响应差异明显，这主要是因为不同含石率的土-石混合体边坡其结构的动力特性存在差异[34]。

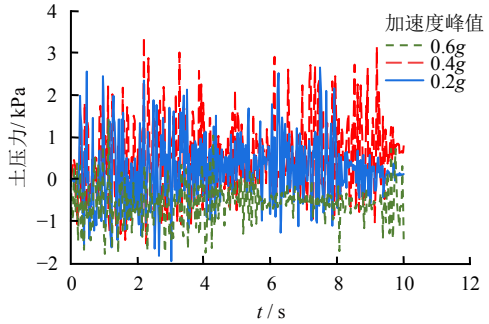
3.3　边坡动土压力响应分析

地震波激振作用下，由地震加速度引起的地震惯性力作用于坡体岩土体材料内部，对材料本身产生往复的拉伸与剪切作用，进而引发坡体的变形与损伤。地震惯性力作用于坡体岩土体材料内部的过

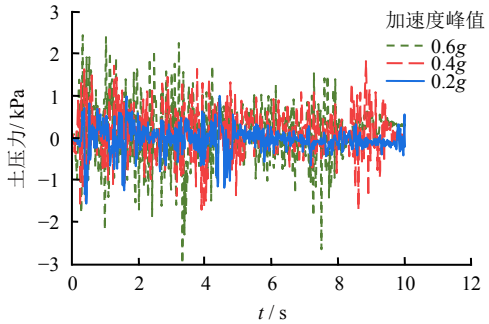
程，势必造成岩土体颗粒间的挤密与分离，宏观上表现为动土压力值的波动，因而测量地震波激振作用下不同测点处动土压力的大小可用于间接衡量不同点位处地震惯性力的大小，进而与地震作用下坡体的变形与损伤程度联系起来。在每组试验工况地震动荷载施加前，对每一测点的静止水平土压力大小进行记录并清零，地震波激振过程中实时记录各测点水平土压力的动态响应，动土压力值为正值时表明此测点周围岩土体颗粒被挤密，测点处动土压力传感器受到周围土体的挤压；而动土压力值为负值时表明此测点周围岩土体颗粒发生分离，包裹于测点处传感器外围的土体变得松散。图 12(a)～12(c)分别为含石率 20%、40%和 60%的三组模型边坡在不同振幅大小 El-Centro 波激励下坡肩处 E11 点位测得的动土压力时程曲线，可以发现，对于某一特定含石率模型边坡，其坡肩测点在不同振幅地震波激振作用下的动土压力波动规律不同；而对于不同含石率模型边坡，其在同一测点位置（坡肩），同一振幅地震波激振作用下测得的动土压力变化也存在较大差异。对于 20%含石率的模型边坡（见图 12(a)），其在 0.2*g* 地震波加载作用期间测得的动土压力值基本为正值，这表明此工况地震波加载期间模型边坡该点处不断受到周围土体的挤压，而地震波加速度峰值增大至 0.4*g* 及 0.6*g* 时，其在地震波加载期间测得的动土压力值基本为负值，动土压力计周围土体变得松散，且 0.6*g* 地震波作用下的土压力波动幅度及大小与 0.4*g* 地震波作用下相比要小得多。产生此现象的原因可能与地震波分级加载制度有关，在地震波加载过程中，边坡土体不断累积损伤，测点位置处岩土体产生了较大变形，动土压力传感器与土体接触处可能出现松弛，当地震波振幅增大至 0.6*g* 时，坡肩处土体发生了坍落，阻尼增大，因而动土压力响应程度急剧降低；对于 40%含石率的模型边坡（见图 12(b)），其在 0.2*g* 与 0.4*g* 幅值地震波作用期间，动土压力大小主要为正值，且正向动土压力大小要明显高于负向动土压力大小，坡肩处土体此刻仍保持较为密实的状态，而当地震波振幅提高至 0.6*g* 时，动土压力大小发生转变，由正值向负值过渡，这是因为在此工况下 40%含石率模型边坡坡肩处土体同样产生了一定程度的变形；相较于前两者，60%含石率模型边坡坡肩处测点在 3 种不同振幅大小地震波作用下测得的动土压力表现为正负交替的波动（见图 12(c)），且随着地震波幅值的提高，动土压力响应程度逐步增强，这说明在整个地震波加载阶段，施加的新一级更高幅值的地震荷载并未使模型边坡产生较大程度的变形与损伤，坡体近似处于弹性状态，测点处周围土体一直保持紧密，在加载更高幅值的地震波即更高能量的应力波后，强大的惯性力作用致使动土压力传感器与土体接触的作用力增大，因而动土压力响应程度增强，数值增大。由前文边坡动力变形与破坏特征也可以发现，在 0.6*g* El-Centro 波加载完成后，60%含石率模型边坡仅浅表层土体发生剥落。



(a) 20%含石率模型边坡



(b) 40%含石率模型边坡



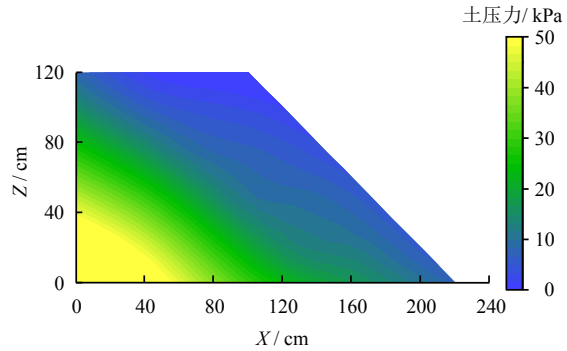
(c) 60%含石率模型边坡

图 12 坡肩测点动土压力时程曲线

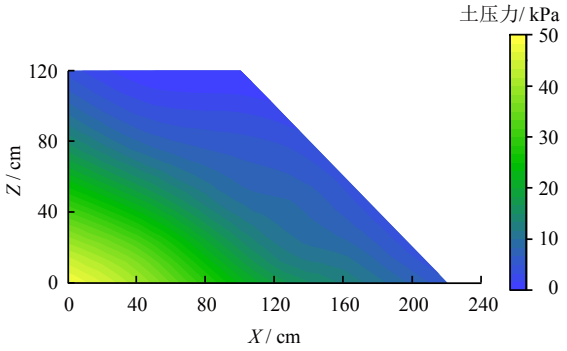
Fig.12 Time history curves of dynamic earth pressure at the measuring point of slope shoulder

取地震波激振作用下动土压力变化过程中的峰值土压力进行分析，不同含石率模型边坡在相同振幅大小地震波作用下，坡体整体的动土压力响应存在差异。以 0.2*g* 振幅 El-Centro 波激振作用下的模型边坡为例，采用 Matlab、Surfer 软件插值计算得到 3 种不同含石率模型边坡在 0.2*g* 振幅 El-Centro

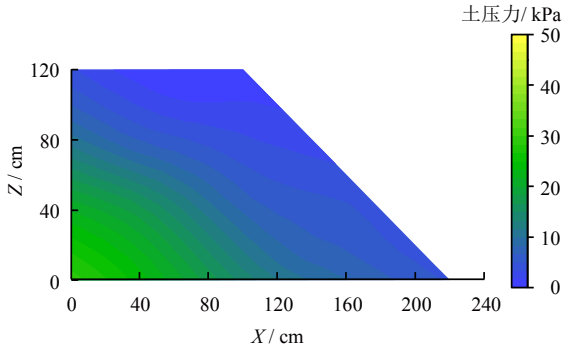
波激振作用下坡体内部的土压力分布云图（见图 13），可以看出 3 组不同含石率模型边坡表层的土压力皆远小于边坡内侧，且越靠近边坡内侧，土压力值越大，这是因为边坡内侧岩土体本身较为密实，相较于边坡浅表层岩土体不易变形，在地震波强大的惯性力作用下，边坡内侧土体被进一步挤密，因而土压力值较大。且 20%含石率模型边坡整体的动土压力响应程度最强，地震波引起的动土压力最大；而 60%含石率模型边坡整体的动土压力响应程度最弱，地震波引起的动土压力最小；40%含石率模型边坡则居于两者之间；所以在相同振幅大小即 0.2*g* 振幅 El-Centro 波激振作用下 60%含石率模型边坡稳定性最好，20%含石率模型边坡稳定性最差。



(a) 20%含石率模型边坡



(b) 40%含石率模型边坡

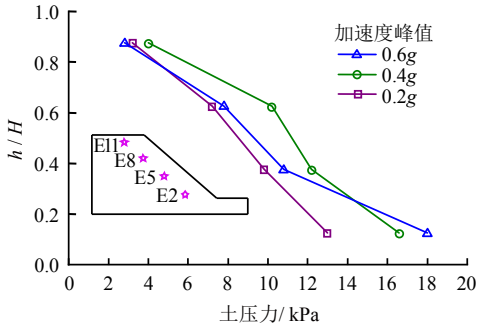


(c) 60%含石率模型边坡

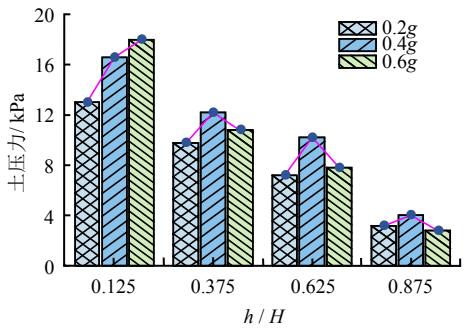
图 13　坡体内部土压力分布云图

Fig.13　Contour maps of earth pressure distribution inside the slope

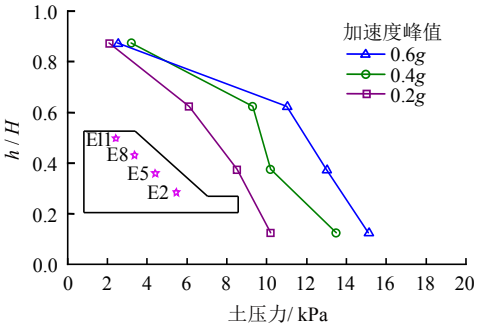
取近坡表面第二剖面由底至顶 4 个测点 E2、E5、E8、E11 在 0.2*g*、0.4*g* 与 0.6*g* 三种不同振幅 El-Centro 波激振作用下测得的动土压力峰值绘制沿高程动土压力峰值分布图，如图 14 所示，图 14(a)、14(c)、14(e)为三组模型边坡近坡表不同高程处动土压力变化折线图，图 14(b)、14(d)、14(f)为边坡同一高程处不同振幅地震波作用下动土压力变化柱状图。可以发现对于 3 种不同含石率的模型边坡，在沿 *X* 向逐级加载 El-Centro 波过程中，土压力沿高程整体呈现不断减小的趋势。但对于某一特定含石率的模型边坡，不同高程处土压力随着输入地震波振幅的增大，其变化规律不同。对于 3 种不同含石率的模型边坡，在加载 0.2*g* 与 0.4*g* 地震波时，随着输入地震波幅值的上升，边坡沿高程不同位置处土压力皆增大，即边坡在加载更高能量的应力波后，动土压力响应明显增强；当输入地震波幅值由 0.4*g* 提升至 0.6*g* 后，20%含石率模型边坡 1/3 以上高度处动土压力响应减弱，动土压力大小发生突变，数值降低，尤其是近坡顶端处土压力在 0.6*g* 地震波作用下比 0.2*g* 地震波作用下的土压力还要小 0.4 kPa，而边坡底部 E2 测点土压力数值仍然在不断上升（见图 14(a)、14(b)）；60%含石率模型边坡沿边坡不同高程处土压力数值皆保持增大（见图 14(e)、14(f)）；相较于前两者，40%含石率模型边坡仅边坡近坡顶端处土压力发生降低，边坡 2/3 以下高度处土压力相较于 0.4*g* 地震波作用时保持增大（见图 14(c)、14(d)）。在分级加载不同幅值地震波的过程中，不同含石率模型边坡沿边坡不同高程处土压力分布所产生的差异与前文所提到的地震作用下边坡的变形程度相关，20%含石率边坡中上部近坡顶端土体在 0.6*g* El-Centro 波激振作用下发生滑移破坏，土体坍落，测点附近土体变得松散，阻尼增大，因而土压力发生突变，数值降低，而底部测点由于位于边坡底部，在整个加载过程中一直保持挤密状态，所以土压力值不断增大，且输入地震波幅值由 0.2*g* 提升至 0.4*g* 时的土压力增量要大于输入地震波幅值由 0.4*g* 提升至 0.6*g* 时的土压力增量，前者为 3.6 kPa，后者为 1.4 kPa，前者是后者的 2.5 倍多；60%含石率模型边坡在整个加载过程中坡体变形较小，随着输入地震波幅值的提升即应力波能量的升高，坡体内不同高程处动土压力响应增强，数值增大。在地震波的持续激振作用下，地震应力波引发的强大惯性力致使坡体内应力重分布，不同部位处动土压力值不断变化，动土压力发生突变是边坡产生动力破坏的依据，也是边坡动力破坏特征之一。



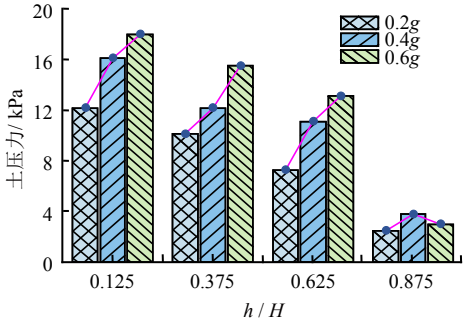
(a) 近坡表不同高程处动土压力（20%含石率模型）



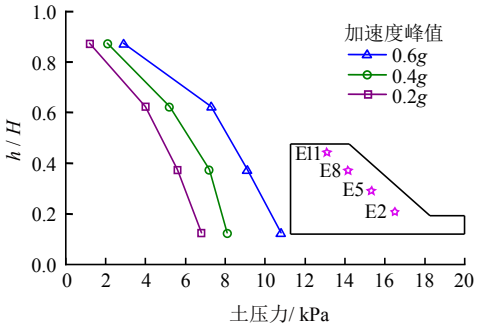
(b) 同一高程处不同振幅地震波作用下动土压力（20%含石率模型）



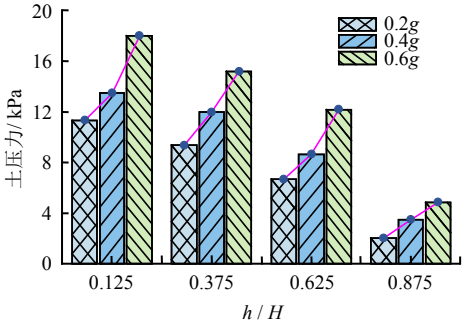
(c) 近坡表不同高程处动土压力（40%含石率模型）



(d) 同一高程处不同振幅地震波作用下动土压力（40%含石率模型）



(e) 近坡表不同高程处动土压力（60%含石率模型）



(f) 同一高程处不同振幅地震波作用下动土压力（60%含石率模型）

图 14 坡体近坡表面土压力随高程变化曲线

Fig.14 Variations of earth pressure changes with elevation near the slope surface

4 结 论

（1）土-石混合体边坡在地震作用下的动力响应符合自由面效应，即边坡在坡肩及坡顶处的加速度放大效应要明显强于坡体内，而不同含石率土-石混合体边坡在不同频率正弦波激振作用下的动力响应差异明显，这是因为不同含石率土-石混合体边坡其结构的动力特性存在差异，高含石率土-石混合体边坡的自振频率更大、阻尼比更小，因而在高频正弦波作用下的加速度放大效应更为强烈。

（2）地震波激振作用下，不同含石率土-石混合体边坡的动土压力由边坡浅表层至坡体内部皆呈不断增大趋势，但在相同振幅大小地震波作用下，不同含石率边坡整体的动土压力响应程度存在差异，这是因为坡体产生了不同程度的变形与损伤，且在整个地震波分级加载过程中，边坡不同部位处动土压力值的突变可作为边坡产生动力破坏的依据。

（3）不同含石率土-石混合体边坡在地震作用下的变形程度与动力破坏特征存在明显差异，20%含石率边坡表现为由浅层至深层的连续滑动，而 40%与 60%含石率的边坡变形则相对较小，40%含石率边坡仅表层岩土体发生滑移，60%含石率边坡仅浅表层土体发生剥落；随着含石率的增加，边坡整体的变形程度逐渐降低，含石率的提升对土-石混合体

边坡起到了加固作用。

地震作用下边坡的动力响应机制十分复杂，对于土−石混合体边坡这一类特殊非均质坡体结构，岩土体物理力学特性及坡体内部结构特征等因素通常对边坡的动力响应影响显著。土−石混合体边坡往往具有二元结构，下覆基岩，而本次振动台试验仅考虑了理想概化的边坡模型即一元介质模型，并未深入考虑土−石混合体边坡的堆积方式，主要是本着由简入繁、循序渐进的思路，通过聚焦于坡体的含石率，以期找出不同含石率土−石混合体边坡地震响应的差异性规律。下一步将针对更符合工程实际的二元结构土−石混合体边坡开展基覆界面形貌、粗糙度，上覆堆积体厚度等因素影响下地震动响应特性的研究工作。

参 考 文 献

[1] ZHAO L H, QIAO N, HUANG D L, et al. Numerical investigation of the failure mechanisms of soil-rock mixture slopes by material point method[J]. **Computers and Geotechnics**, 2022, 150(3-4): 104898.

[2] 李亮, 李彦军, 赵炼恒, 等. 土石混合边坡块石随机生成方法与稳定性分析[J]. 湖南大学学报(自然科学版), 2017, 44(7): 170-178.
LI Liang, LI Yan-jun, ZHAO Lian-heng, et al. Method for generating random soil-rock mixed slope and stability analysis[J]. **Journal of Hunan University (Natural Sciences)**, 2017, 44(7): 170-178.

[3] ZHAO L H, HUANG D L, ZHANG S H, et al. A new method for constructing finite difference model of soil-rock mixture slope and its stability analysis[J]. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, 2021, 138: 104605.

[4] 黄献文, 姚直书, 王伟, 等. 考虑块石长轴倾角和土石接触面的土石混合体边坡稳定性分析[J]. 工程科学与技术, 2021, 53(1): 47-59.
HUANG Xian-wen, YAO Zhi-shu, WANG Wei, et al. Stability analysis of the soil-rock slope considering long axis inclination and soil-rock interface[J]. **Advanced Engineering Sciences**, 2021, 53(1): 47-59.

[5] 刘顺青, 蔡国军, 周爱兆, 等. 不同含石率及基覆岩层倾角下土石混合体边坡稳定性分析[J]. 工程科学与技术, 2019, 51(4): 105-115.
LIU Shun-qing, CAI Guo-jun, ZHOU Ai-zhao, et al. Stability analysis of the soil-rock-mixture slopes under different rock block proportions and dip anales of bedrock[J]. **Advanced Engineering Sciences**, 2019, 51(4): 105-115.

[6] WANG T, ZHANG G. Failure behavior of soil-rock mixture slopes based on centrifuge model test[J]. **Journal of Mountain Science**, 2019, 16(8): 1928-42.

[7] 龚健, 刘君. 基于 PIV 分析的含石量对土−石混合体边坡破坏过程及模式的影响[J]. 岩土力学, 2017, 38(3): 696-704.
GONG Jian, LIU Jun. Influences of rock proportion on failure process and failure mode of soil-rock-mixture slope with PIV analysis[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2017, 38(3): 696-704.

[8] 谷坤生, 郭明珠, 唐学武, 等. 地震作用下反倾岩质斜坡动力响应规律及频谱特征研究[J]. 地震工程学报, 2022, 44(1): 62-71.
GU Kun-sheng, GUO Ming-zhu, TANG Xue-wu, et al. Dynamic response and spectrum characteristics of anti-dip rock slopes under earthquake[J]. **China Earthquake Engineering Journal**, 2022, 44(1): 62-71.

[9] 许彬, 刘新荣, 周小涵, 等. 消落带岩体劣化下顺层岩质边坡动力响应规律试验研究[J]. 岩土工程学报, 2022, 44(8): 1453-1462.
XU Bin, LIU Xin-rong, ZHOU Xiao-han, et al. Experimental study on dynamic response law of bedding rock slopes under deterioration of rock mass in hydro-fluctuation belt[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2022, 44(8): 1453-1462.

[10] 李丞, 苏立君, 张崇磊, 等. 粉土密实度对斜坡动力响应特性影响的振动台试验研究[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2021, 52(11): 4124-4136.
LI Cheng, SU Li-jun, ZHANG Chong-lei, et al. Shaking table tests on influences of dense degree of silt on dynamic response characteristics of slopes[J]. **Journal of Central South University (Science and Technology)**, 2021, 52(11): 4124-4136.

[11] 谢显龙, 廖昕, 施艳秋, 等. 黄土基覆层边坡动力破坏特征的大型振动台试验研究[J]. 工程地质学报, 2022, 30(4): 1371-1379.
XIE Xian-long, LIAO Xin, SHI Yan-qiu, et al. Experimental study on dynamic failure characteristics of loess slope with bedrock and overburdenlayer by large scale shaking table test[J]. **Journal of Engineering Geology**, 2022, 30(4): 1371-1379.

[12] 施艳秋, 谢显龙, 张玘恺, 等. 基于小波变换的黄土滑坡动土压力响应及其频谱特性研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2020, 39(12): 2570-2581.
SHI Yan-qiu, XIE Xian-long, ZHANG Qi-kai, et al. Study on spectrum characteristics of dynamic earth pressure of loess landslides based on wavelet transform[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2020,

39(12): 2570-2581.

[13] 叶帅华, 赵壮福, 朱彦鹏. 框架锚杆支护黄土边坡大型振动台模型试验研究[J]. 岩土力学, 2019, 40(11): 4240-4248.
YE Shuai-hua, ZHAO Zhuang-fu, ZHU Yan-peng. Large-scale shaking table experiment of loess slope supported by frame anchors[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2019, 40(11): 4240-4248.

[14] 万金侠, 施艳秋, 陈小云. 基于动土压力响应特性的黄土滑坡振动台试验研究[J]. 防灾减灾工程学报, 2021, 41(3): 586-593.
WAN Jin-xia, SHI Yan-qiu, CHEN Xiao-yun. Shaking table experiment of loess landslide based on dynamic earth pressure response characteristics[J]. **Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering**, 2021, 41(3): 586-593.

[15] 孙志亮, 孔令伟, 郭爱国, 等. 地震作用下堆积体边坡的坡面变形与失稳机制[J]. 岩土力学, 2015, 36(12): 3465-3472, 3481.
SUN Zhi-liang, KONG Ling-wei, GUO Ai-guo, et al. Surface deformations and failure mechanisms of deposit slope under seismic excitation[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2015, 36(12): 3465-3472, 3481.

[16] YANG B, ZHOU Z, HOU J, et al. Failure characteristics and mechanism of deposit slopes with bedrock for different soil moisture contents under seismic load[J]. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, 2022, 154(6): 107128.

[17] 徐永年, 匡尚富, 李文武, 等. 边坡形状对崩塌的影响[J]. 泥沙研究, 1999 (5): 69-75.
XU Yong-nian, KUANG Shang-fu, LI Wen-wu, et al. Effects of slope shape on avalanches[J]. **Journal of Sediment Research**, 1999 (5): 69-75.

[18] 黄达, 谢周州, 宋宜祥, 等. 软硬互层状反倾岩质边坡倾倒变形离心模型试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2021, 40(7): 1357-1368.
HUANG Da, XIE Zhou-zhou, SONG Yi-xiang, et al. Centrifuge model test study on toppling deformation of anti-dip soft-hard interbedded rock slopes[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2021, 40(7): 1357-1368.

[19] 杨忠平, 李进, 蒋源文, 等. 含石率对土石混合体−基岩界面剪切力学特性的影响[J]. 岩土工程学报, 2021, 43(8): 1443-1452.
YANG Zhong-ping, LI Jin, JIANG Yuan-wen, et al. Influences of stone content on shear mechanical properties of soil-rock mixture-bedrock interface[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2021, 43(8): 1443-1452.

[20] 刘顺青, 黄献文, 周爱兆, 等. 基于随机块石模型的土石混合边坡稳定性分析方法研究[J]. 岩土力学, 2019, 40(增刊 1): 350-358.
LIU Shun-qing, HUANG Xian-wen, ZHOU Ai-zhao, et al. A stability analysis method of soil-rock slope based on random block stone model[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2019, 40(Suppl.1): 350-358.

[21] ZHANG Z, SHENG Q, FU X, et al. An approach to predicting the shear strength of soil-rock mixture based on rock block proportion[J]. **Bulletin of Engineering Geology and the Environment**, 2019, 79(1): 2423-2439.

[22] MEDLEY E W. Systematic characterization of melange bimrocks and other chaotic soil/rock mixtures[J]. **Felsbau**, 1999, 17(3): 152-162.

[23] 王鹏飞, 李长洪, 马学文, 等. 断层带不同含石率土石混合体渗流特性试验研究[J]. 岩土力学, 2018, 39(增刊 2): 53-61.
WANG Peng-fei, LI Chang-hong, MA Xue-wen, et al. Experimental study of seepage characteristics of soil-rock mixture with different rock contents in fault zone[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2018, 39(Suppl.2): 53-61.

[24] NAPOLI M L, BARBERO M, RAVERA E, et al. A stochastic approach to slope stability analysis in bimrocks[J]. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, 2018, 101: 41-49.

[25] KALENDER A, SONMEZ H, MEDLEY E, et al. An approach to predicting the overall strengths of unwelded bimrocks and bimsoils[J]. **Engineering Geology**, 2014, 183: 65-79.

[26] 程光, 范文, 于宁宇, 等. 土石混合体土−水特性和微观结构的相关性研究[J]. 岩土力学, 2023, 44(增刊 1): 365-374.
CHENG Guang, FAN Wen, YU Ning-yu, et al. Correlation between soil-water characteristics and microstructure of soil-rock mixture[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2023, 44(Suppl.1): 365-374.

[27] 王志颖, 郭明珠, 曾金艳, 等. 地震作用下含软弱夹层顺层岩质斜坡动力响应的试验研究[J]. 岩土力学, 2023, 44(9): 2566-2578, 2592.
WANG Zhi-ying, GUO Ming-zhu, ZENG Jin-yan, et al. Experimental study on dynamic response of bedding rock slope with weak interlayer under earthquake[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2023, 44(9): 2566-2578, 2592.

[28] 刘新荣, 邓志云, 刘永权, 等. 地震作用下水平层状岩质边坡累积损伤与破坏模式研究[J]. 岩土力学, 2019, 40(7): 2507-2516.
LIU Xin-rong, DENG Zhi-yun, LIU Yong-quan, et al.

Study of cumulative damage and failure mode of horizontal layered rock slope subjected to seismic loads[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2019, 40(7): 2507-2516.

[29] 雷达, 蒋关鲁, 孙圣杰, 等. 基于振动台试验的抗滑桩加固斜坡桥基研究[J]. 岩土力学, 2019, 40(1): 127-134, 146.
LEI Da, JIANG Guan-lu, SUN Sheng-jie, et al. Study of bridge foundation on slope reinforced by anti-slide piles on shaking table[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2019, 40(1): 127-134, 146.

[30] HU J B, WENG X, YANG L, et al. Centrifugal modeling test on failure characteristics of soil-rock mixture slope under rainfall[J]. **Engineering Failure Analysis**, 2022, 142(5): 1131-1146.

[31] XU W J, QIANG X, HU R L. Study on the shear strength of soil-rock mixture by large scale direct shear test[J]. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, 2011, 48(8): 1235-1247.

[32] 王兰民, 蒲小武, 吴志坚, 等. 地震和降雨耦合作用下黄土边坡动力响应的振动台试验研究[J]. 岩土工程学报, 2018, 40(7): 1287-1293.
WANG Lan-min, PU Xiao-wu, WU Zhi-jian, et al. Shaking table tests on dynamic response of loess slopes under coupling effects of earthquakes and rainfalls[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2018, 40(7): 1287-1293.

[33] 林宇亮, 杨果林, 钟正. 不同压实度铁路路堤边坡地震响应振动台试验研究[J]. 岩土力学, 2012, 33(11): 3285-3291.
LIN Yu-liang, YANG Guo-lin, ZHONG Zheng. Shaking table test on seismic response of railway embankment slopes with different compaction degrees[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2012, 33(11): 3285-3291.

[34] ZHAO L, XIE Z, LI L, et al. Investigation of effect of rock content on dynamic response and failure characteristics of soil-rock mixture slope using large-scale shaking table test[J]. **Engineering Failure Analysis**, 2024, 158(1): 108022.

上接第 2323 页

[48] 潘峰, 党发宁, 焦凯, 等. 冲击荷载作用下不均匀脆性材料动态弯拉强度提高机制研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2015, 34(增刊 2): 3948-3955.
PAN Feng, DANG Fa-ning, JIAO Kai, et al. Mechanism on enhancement of dynamic flexural tensile strength for nonuniform brittle materials under impact loading[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2015, 34(Suppl.2): 3948-3955.

[49] CHO SANG HO, NAKAMURA YUICHI, KANEKO KATSUHIKO. Dynamic fracture process analysis of rock subjected to stress wave and gas pressurization[J]. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, 2004, 41(Suppl.1): 433-440.

[50] SUN Wei, ZHANG Guang-qing, XUE Xiao-ji, et al. Rock tensile properties and modification of tensile strength criterion under confining pressure[C]//Proceedings of the 57th US Rock Mechanics/Geomechanics Symposium. Atlanta: ARMA, 2023.

[51] 杨焕强, 刘杨, 张晴晴, 等. 考虑页岩层理剪切滑移的水力裂缝几何参数计算方法[J]. 岩土力学, 2023, 44(2): 461-472.
YANG Huan-qiang, LIU Yang, ZHANG Qing-qing, et al. Calculation method for geometric parameters of hydraulic fracture considering shear slip of shale bedding[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2023, 44(2): 461-472.

[52] FREUND LAMBERT BEN. Dynamic fracture mechanics[M]. Cambridge: Cambridge University Press, 1998.

[53] ROSE LRF. Recent theoretical and experimental results on fast brittle fracture[J]. **International Journal of Fracture**, 1976, 12: 799-813.

[54] RAVI-CHANDAR KRISHNASWA, KNAUSS WOLFGANG G. An experimental investigation into dynamic fracture: I. crack initiation and arrest[J]. **International Journal of Fracture**, 1984, 25: 247-262.

[55] YANG W, SUO Z, SHIH C F. Mechanics of dynamic debonding[J]. **Proceedings of the Royal Society A Mathematical Physical & Engineering Sciences**, 1991, 433(1889): 679-697.

[56] RICE J R. Elastic fracture mechanics concepts for interfacial cracks[J]. **Journal of Applied Mechanics**, 1988, 55(1): 98-103.

[57] AFYOUNI SOROOSH, SMITH STEPHEN M, NICHOLS THOMAS E. Effective degrees of freedom of the Pearson's correlation coefficient under autocorrelation[J]. **NeuroImage**, 2019, 199: 609-625.

[58] ABUBAKAR RABIATU, ADOMAKO-ANSAH KOFI, MARFO SOLOMON ADJEI, et al. Integrated geochemical and statistical evaluation of the source rock potential in the deep-water, Western Basin of Ghana[J]. **Journal of Petroleum Science and Engineering**, 2023, 220: 111164.