文章编号:1674-2974(2024)09-0122-11 DOI:10.16339/j.cnki.hdxbzkb.2024093

地震荷载下边坡大变形失稳破坏形式研究

李梅[1],吴进东[1],王頔[2],王斌[2†],万勇[3],韩高升[4],陈光海[5]
(1. 武汉理工大学 资源与环境工程学院,湖北 武汉 430070;
2. 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试验室,湖北 武汉 430071;
3. 武汉地铁桥隧管理有限公司,湖北 武汉 430062;
4. 中铁第四勘察设计院集团有限公司,湖北 武汉 430068;
5. 中铁上海工程局集团第四工程有限公司,天津 300450)

摘 要:采用物质点法分析边坡失稳破坏模式,通过改变土体参数,确定浅层、中层与深层破坏形式边坡模型,进而分析在考虑土体应变软化模型及不同地震荷载作用下,三种边坡破坏模式的破坏过程和变化规律.研究表明,在静态计算中考虑应变软化时,边坡破坏过程较为复杂,滑体沿着滑面整体滑移后,浅层破坏滑体会持续破坏成碎散块体,中层破坏滑体持续分裂成小块体,深层破坏滑体出现新的层状失效区.动态计算中不考虑应变软化时,地震荷载不改变边坡的破坏形式,但加剧边坡的滑移和变形,且随着地震荷载峰值加速度的增加而增加.在考虑应变软化时,地震荷载峰值加速度的增加会改变边坡破坏形式,摩擦角在这个过程中起着重要作用.研究结果可为边坡治理、预防滑坡提供参考.

关键词:地震荷载;边坡稳定;破坏模式;物质点法;应变软化
中图分类号:TU443 **文献标志码**:A

Study on Failure Forms of Slope with Large Deformation under Seismic Loading

LI Mei[1], WU Jindong[1], WANG Di[2], WANG Bin[2†], WAN Yong[3], HAN Gaosheng[4], CHEN Guanghai[5]
(1. School of Resources and Environmental Engineering, Wuhan University of Technology, Wuhan 430070, China;
2. State Key Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Science, Wuhan 430071, China;
3. Wuhan Metro Bridge and Tunnel Management Co., Ltd., Wuhan 430062, China;
4. China Railway Siyuan Survey and Design Group Co., Ltd., Wuhan 430068, China;
5. The Fourth Civil Engineering Co., Ltd. of CREC Shanghai Group, Tianjin 300450, China)

Abstract: In this paper, the material point method was used to analyze the failure modes of slope, determine the slope models of shallow, middle, and deep failure modes by changing soil parmeters, and then analyze the failure process and change the law of three failure modes of slope under the consideration of soil strain softening model and different seismic loadings. The research shows that when strain softening is considered in the static

* **收稿日期**:2023-10-06
基金项目:国家自然科学基金资助项目(51979270),National Natural Science Foundation of China(51979270);中国科学院"百人计划"资助项目, CAS Pioneer Hundred Talents Program; 湖北省重点研发计划项目(2022BEC040),The Key Research and Development Program of Hubei Province(2022BEC040)
作者简介:李梅(1976—),女,湖北咸宁人,武汉理工大学副教授,博士
† 通信联系人,E-mail: bwang@whrsm.ac.cn

calculation, the slope failure process is more complicated. After the sliding body slides along the sliding surface, the shallow failure body continues to break into fragments, the middle failure body continues to split into small blocks, and the deep failure body appears as a new layered failure zone. When strain softening is not considered in the dynamic calculation, the seismic loading does not change the failure modes of the slope but aggravates the slip and deformation of the slope and increases with the increase of the peak acceleration of the seismic loading. When strain softening is considered, the increase of peak acceleration of seismic loading changes the slope failure modes, and the friction Angle plays an important role in this process. The results can provide a reference for slope treatment and landslide prevention.

Key words: seismic loading; slope stability; failure modes; material point method; strain softening

地震常引发大规模边坡失稳,造成巨大的人员伤亡和财产损失.如1994年发生在美国的里氏6.7级北岭地震在约10 000 km²的区域内触发了超过11 000个滑坡,造成超过1 500人受伤,近12 500幢房屋被毁,经济损失超过300亿美元[1].2008年5月12日发生在四川汶川的里氏8.0级地震,造成将近9万人伤亡,其中25%~30%的人员伤亡是地震引发的众多滑坡所导致[2],滑坡更是造成了257个堰塞湖,威胁着下游近百万人的生命安全[3].2013年发生于甘肃定西的里氏6.6级地震,在超过330 km²的地震灾区域内共有2 330个大小滑坡发生,其中有5个超大型滑坡,98个大型滑坡以及1 413个中型滑坡[4].因此,开展地震荷载下边坡失稳机制的研究,对于预测和评价滑坡风险,降低地震滑坡所带来的损失,具有重要的理论和实践意义.

目前对于地震作用下边坡稳定性分析主要有振动台试验、解析法和数值模拟三类方法.振动台试验可以较直观地反映边坡土体的渐进破坏机理和稳定程度[5-6],但振动台试验通常难以满足物理相似定律,模拟再现的滑坡过程与原位状态可能存在一定差别.

解析法包括拟静力法和Newmark滑块位移法.拟静力法的思想是将地震动力作用等效为静力作用,运用静力的方法对边坡进行简化分析.该法计算和理论简单,易于实现[7],在地震边坡分析中应用广泛.Newmark滑块位移法[8]认为地震边坡稳定性并不由最小安全系数决定,而是由地震引起的永久变形决定,此法对材料刚塑性的假设与实际情况不符,屈服加速度也不是常数,故计算结果精度不理想.

数值模拟可以再现边坡从变形演化发展到失稳的全过程,在边坡稳定性分析中得到了广泛的应用[9].常用数值模拟方法有有限元法[10]、离散元法[11]、有限差分法等[12],但大部分都集中在研究边坡破坏机理和稳定性判别,对边坡破坏过程的研究较少[13].而物质点法充分发挥拉格朗日法和欧拉法的优点[14],可准确高效地模拟边坡大变形运动,有助于深入分析滑坡产生的过程和机理.

故本文基于物质点法的大变形优势分析地震荷载作用下边坡大变形失稳的破坏过程,通过改变土体参数确定浅层、中层与深层三种破坏形式的边坡模型,进而分析考虑土体应变软化模型时,不同地震荷载下三种边坡动力响应的破坏过程及差异,探讨地震荷载对边坡破坏形式的影响.

1　物质点法

1.1　物质点法基本理论

物质点法基于拉格朗日法和欧拉法的双重描述,将连续体离散为一组带有各种物理信息的物质点,计算过程中先将物质点的信息投射到背景网格上,在网格上求解动量方程,如图1[15]所示,该方法既克服了拉格朗日法大变形时网格失真的缺陷,也解决了欧拉法难以确定材料界面和自由表面位置的问题[16].

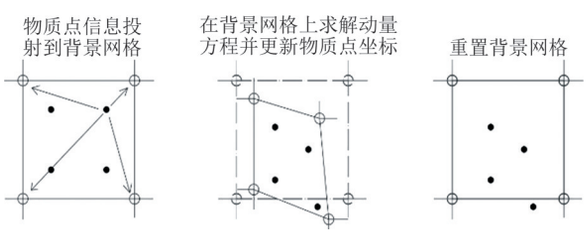


图1　物质点法的计算过程

Fig.1　Computational process of material point method

1.1.1 物质点法的控制方程及其弱形式

物质点法的控制方程包括质量守恒、动量守恒，其表达式如下.

质量守恒：

$$\frac{\mathrm{d}\rho}{\mathrm{d}t}+\rho\frac{\partial v_k}{\partial x_k}=0 \tag{1}$$

式中：ρ为介质密度；v为速度；t为时间；x为坐标；k为空间坐标分量.

动量守恒：

$$\frac{\partial\sigma_{ij}}{\partial x_j}+\rho b_i=\rho\ddot{u}_i \tag{2}$$

式中：σ为应力；b为体力；$\ddot{u}$为加速度；i、j为空间坐标分量.

连续体离散过程中方程(1)自动满足，动量方程(2)的弱形式可以写为：

$$\int_\Omega\rho\ddot{u}_i\delta u_i\mathrm{d}V+\int_\Omega\rho\sigma_{ij}^s\delta u_{i,j}\mathrm{d}V-\int_\Omega\rho b_i\delta u_i\mathrm{d}V-\int_{\Gamma_t}\rho\bar{t}_i^s\delta u_i\mathrm{d}A=0 \tag{3}$$

式中：δu_i为虚位移；V为当前构型的体积；Γ_t为给定面力边界条件；Ω为介质；$\sigma_{ij}^s=\sigma_{ij}/\rho$为比应力；$\bar{t}_i^s=\bar{t}_i/\rho$为比边界面力.

物质点法中将连续介质离散为一系列物质点，连续体的密度可近似为：

$$\rho(x_i)=\sum_{p=1}^{n_p}m_p\delta(x_i-x_{ip}) \tag{4}$$

式中：m_p为物质点p的质量；n_p为物质点总数；δ为狄拉克函数；x_{ip}为物质点p的坐标.

将方程(4)代入方程(3)，可得：

$$\sum_{p=1}^{n_p}m_p\ddot{u}_{ip}\delta u_{ip}+\sum_{p=1}^{n_p}m_p\sigma_{ijp}^s\delta u_{ip,j}-\sum_{p=1}^{n_p}m_pb_{ip}\delta u_{ip}-\sum_{p=1}^{n_p}m_p\bar{t}_{ip}^s\delta u_ih^{-1}\delta u_{ip}=0 \tag{5}$$

式中：$\ddot{u}_{ip}=\ddot{u}_i(x_p)$为物质点$p$的$i$向加速度；$\delta u_{ip,j}=\delta u_{i,j}(x_p)$；$\sigma_{ijp}^s=\sigma_{ij}^s(x_p)$；$b_{ip}=b_i(x_p)$；$\bar{t}_{ip}^s=\bar{t}_i^s(x_p)$；$h$是为了将方程(3)中$\int_{\Gamma_t}\rho\bar{t}_i^s\delta u_t\mathrm{d}A$从面积积分转化为体积积分而引入的假象边界层厚度.

动量方程在背景网格上求解，物质点储存物质信息，两者通过形函数来实现信息映射，如式(6)所示，物质点物理量可以通过节点物理量插值得到.

$$f_{ip}=\sum_I N_I(x_p)x_{iI} \tag{6}$$

式中：f_{ip}表示物质点p的物理信息；x_p为物质点p的坐标；I表示节点；求和表示对有影响范围的节点求和；$N_I(x_p)$表示节点I在x_p的值；x_{iI}表示节点I的物理量.

物质点中的信息投射到背景网格上后，节点动量方程可以写为：

$$m_I\ddot{u}_{iI}=f_{iI}^{\mathrm{int}}+f_{iI}^{\mathrm{ext}} \tag{7}$$

式中：m_I表示节点I的质量；$\ddot{u}_{iI}$表示节点I的加速度；f_{iI}^{int}表示节点内力；f_{iI}^{ext}表示节点外力.

1.1.2 物质点法的求解过程

物质点法中连续体所有物理信息储存在物质点上，采用显示求解需要在每个时间步开始前将信息投射到背景网格上，在网格上求解动量方程，再将网格节点的速度变化量和加速度变化量映射回物质点，以更新物质点的速度和位置.物质点应力的变化则通过应力更新来实现.本文采用MUSL格式，其求解过程如下：

1) 将各物质点的动量映射到网格上，以计算背景网格节点的动量.

2) 对节点动量施加边界条件.

3) 计算背景网格的节点内力、节点外力和总的节点力.

4) 在背景网格节点上积分动量方程.

5) 将背景网格的节点速度变化量和加速度变化量映射回相应的物质点，更新物质点的位置和速度.

6) 将更新后的物质点动量映射回背景网格并施加运动学边界条件以计算节点的速度.

7) 计算各物质点的应变增量和旋量增量.

8) 更新物质点密度.

9) 利用应变增量和旋量增量更新物质点应力.

10) 舍弃已经变形的网格，重新生成新的规则网格，进入下一个时间步.

1.2 地震荷载的施加

地震对边坡的动力作用，受到众多因素的影响，包括地形效应[17]、地表层与地下层之间的阻抗比(地质效应)[18]、地震响应的方向性[19]等.高效的波传播作用对于网格、边界、输入方法、连续性都有较高的要求，常用的方法是采取一定的简化.本文采用Wang等[20]的施加方法，将地震荷载视为对边坡的惯性力，即边坡的体力由b_x和b_y两项组成，$b_x=qa_x$，$b_y=qa_y$，a_x、a_y分别为水平和竖直加速度.本文模拟采用EI-Centro地震波，将EI-Centro信号视为水平体力，不同的峰值加速度代表不同的地震波.加速度时程曲线如图2所示.

为了模拟边坡对地震波的放大效应，竖直方向

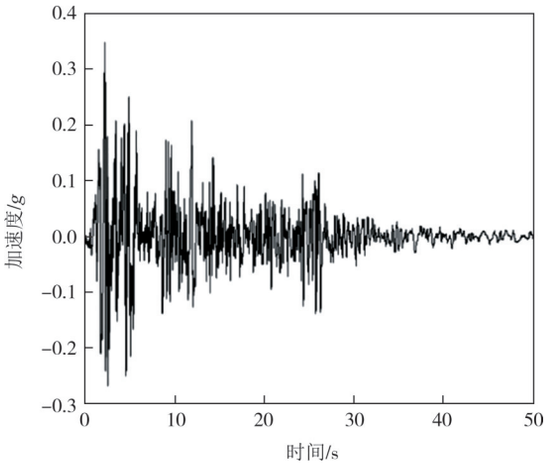


图 2　EI-Centro 加速度时程曲线

Fig.2　EI-Centro wave acceleration time-history curves

上的地震系数采用双曲线分布.

$$a_h = a\left[1 + 2\left(\frac{h}{D}\right)\right] \tag{8}$$

式中:a_h 表示从底部测量的高度 h 处的系数;a 是规定的加速度;D 为计算模型的总高度.

1.3　土体应变软化模型

地震荷载会导致岩土材料力学性质劣化,影响边坡稳定性[21],甚至出现液化现象.常规的弹塑性本构模型,如 Drucker-Prager 或 Mohr-Coulomb 等,未能考虑这一现象.为此,需要引入土体应变软化模型对地震荷载下土体强度弱化行为进行描述.本文采用 Potts 等[22]提出的应变软化模型(图 3),通过建立等效塑性应变与土体强度参数 c 和 ϕ 之间的关系,来描述土体软化.其公式为:

$$s = \begin{cases} s_p, k < k_p \\ \dfrac{s_p - s_r}{k_p - k_r}\left(k - k_p\right) + s_p, k_p \leqslant k \leqslant k_r \\ s_r, k > k_r \end{cases} \tag{9}$$

式中:k 为等效塑性应变;s 代表内聚力或摩擦角;s_p 为峰值状态;s_r 为残余值.

等效塑性应变定义为:

$$k = \int \sqrt{0.5\dot{\boldsymbol{e}}_{ij}^{p}\dot{\boldsymbol{e}}_{ij}^{p}}\,\mathrm{d}t \tag{10}$$

式中:$\dot{\boldsymbol{e}}_{ij}^{p}$ 为偏塑性应变张量,$\dot{\boldsymbol{e}}_{ij}^{p} = \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_{ij}^{p} - \dfrac{1}{3\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_{kk}^{p}\boldsymbol{\delta}_{ij}}$,$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_{kk}^{p}$ 为塑性应变率张量.参考 Wang 等[20]的模拟参数,取 $k_p = 0.1$, $k_r = 1$, $c_p/c_r = \phi_p/\phi_r = 5$.

1.4　物质点法验证

为了验证物质点法解决岩土大变形问题的能力,采用物质点法对土体坍塌过程进行模拟.Bui 等[23]使用直径为 1 mm 和 1.5 mm,长度为 50 mm,密度为 2 650 kg/m³ 的小铝条来模拟土壤,开展了土体坍塌试验(图 4).将土壤模型放置在一个矩形区域内,试验中将右侧的挡板水平向右快速移除,土体稳定后测量土颗粒崩塌后的表面形态.

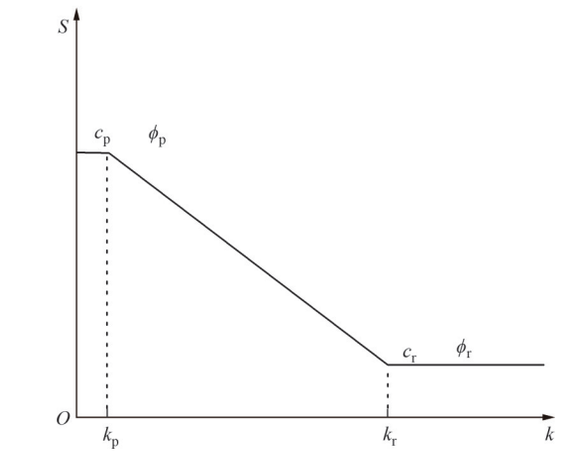


图 3　应变软化模型

Fig.3　Strain softening model

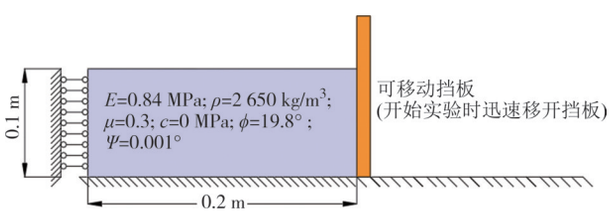


图 4　二维土体坍塌试验

Fig.4　2-D experiment of soil collapse

采用物质点法模拟该过程,土体宽 0.2 m,高 0.1 m,土壤材料参数为:弹性模量 E = 0.84 MPa;泊松比 μ = 0.3;内聚力 c = 0;摩擦角 ϕ = 19.8°;剪胀角 Ψ = 0.001°;密度 ρ = 2 650 kg/m³.建立三维模型,采用八节点六面体单元,每个单元中有 8 个物质点,共 32 000 个物质点.模型土体的底部为固定边界,左右两侧为反射边界.形函数采用 B-SPLINE[24]形函数,材料本构模型采用 Drucker-Prager 模型.

数值模拟结果和土体坍塌试验结果见图 5,坡面线和滑动面位置基本一致,说明物质点能较好地分析岩土大变形问题.

2　边坡破坏模式静力分析

本节基于 Taylor[25]表,选取以破坏深度为表征的三种边坡破坏模式:浅层破坏、中层破坏及深层破坏,分析静力作用下应变软化模型对边坡破坏形式的影响.

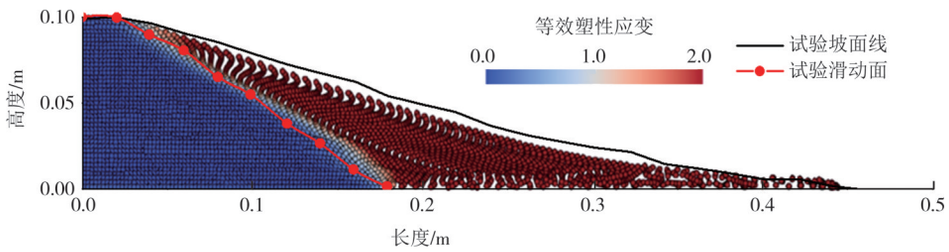


图5 土壤坍塌的最终状态

Fig.5 Final configuration of the soil collapse

2.1 模型选取

边坡计算模型为平面应变模型(图6),高36 m,长234 m,Z方向计算长度为单位长度,为方便展示,图6对Z方向进行了放大.模型材料参数为:弹性模量E = 100 MPa;泊松比μ = 0.3;剪胀角Ψ = 0.001°;密度ρ = 2 000 kg/m^3.采用八节点正六面体单元,参照Liu等[26]、Shi等[27],网格间距尺寸为dX = dY = dZ = 1.0 m,X方向为边坡延伸方向,Y方向为边坡高度方向.物质点初始位置在高斯点处,每个单元有8个物质点,故X方向有468个,Y方向有72个,Z方向有2个,共51 840个物质点;X方向235个,Y方向37个,Z方向3个,共26 085个网格节点.模型底部XZ平面为固定边界,XY平面和YZ平面为ROLLER边界.形函数采用B-SPLINE形函数,材料本构模型采用Drucker-Prager模型.

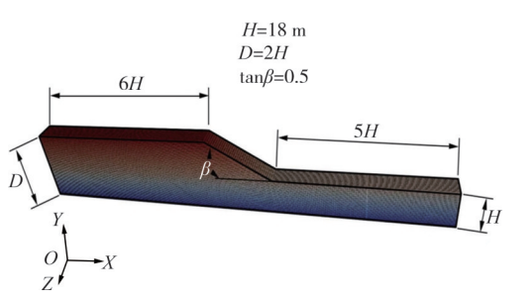


图6 边坡模型

Fig.6 Slope model

2.2 边坡破坏静力分析

采用强度折减法计算安全系数,计算参数见表1.边坡模型1和模型2的摩擦角φ不为0,参照Tang等[28]修正的均质斜坡Taylor表;模型3的摩擦角为0,参照Steward等[29]文中的Taylor表.三种模型的计算安全系数与Taylor表安全系数基本一致,两者存在差异的原因可能是Taylor表采用极限平衡分析简化了部分计算,而物质点法直接在物质点上进行应力积分,在一定程度上会影响计算精度.

表1 边坡模型参数

Tab.1 Slope model parameters

模型	内聚力/kPa	摩擦角/(°)	安全系数	
			计算值	Taylor表
1	11	16.4	1.1	1.06
2	32.5	6.5	1.2	1.15
3	58	0	1.16	1.09

三种边坡模型强度折减后的临界状态如图7所示.

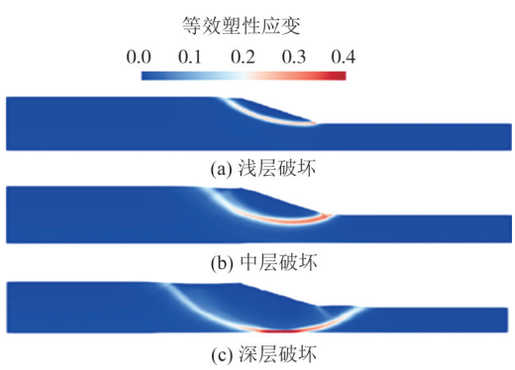


图7 边坡静力破坏过程

Fig.7 Static failure process of slope

结合表1和图7,可以看出,随着摩擦角减小,内聚力增大,三种边坡的破坏位置逐渐从浅层转变为深层.对于边坡模型1[图7(a)],土体摩擦角较大,土体在坡面附近抗剪强度较低,滑面从坡脚出发,产生软弱带,不深入滑床;当强度进一步降低,滑面在坡面附近形成贯通,产生浅层破坏,也称为浅趾对数螺旋[28].对于边坡模型2[图7(b)],摩擦角与内聚力均较小,土体在坡面和坡趾附近分别产生不同程度的软弱带,滑面从坡脚出发;当强度进一步降低,坡趾附近的软弱带和坡面软弱带贯通,滑面向下深入滑床,在坡顶越过坡肩,形成中层破坏.对于边坡模型3[图7(c)],内聚力较大且摩擦角为0,率先在底部形成软弱带且逐渐深入滑床,当强度进一步降低,深入地基的软弱带部分连通,从而导致滑面深入地基形成深层破坏,也称为接触中点圆弧破坏[29].

2.3　考虑土体软化的边坡破坏静力分析

基于上述模型和参数,考虑土体应变软化,进一步分析边坡破坏形式的变化.

考虑应变软化后,边坡模型 1 破坏过程如图 8 所示,在 5 s 左右,边坡发生破坏形成滑面,形态与不考虑应变软化的破坏滑面形态基本相同;10 s 时,滑面发生强烈破坏,等效塑性应变迅速增大,失效区域发生明显滑动,滑距较未考虑软化作用的边坡显著增加;随着荷载的持续增加,失效区域持续滑移,逐渐产生内部剪切带,破坏成碎散块体;失效区边缘持续后退,直至破坏.

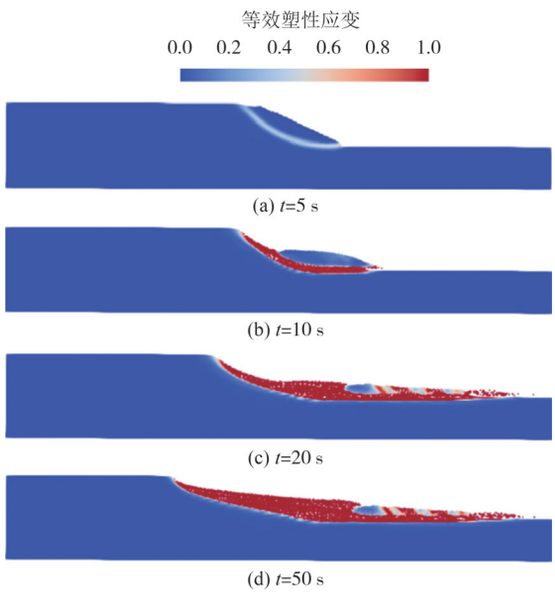


图 8　边坡模型 1 静力破坏过程(考虑应变软化)

Fig.8　Slope model 1 static failure process (consider strain softening)

考虑土体应变软化的边坡模型 2 的破坏过程见图 9,在 10 s 左右,边坡形成了较为集中的滑面,失效区域呈块状并发生转动和滑移.随后,边坡开始出现后退式渐进破坏,在滑块滑移后形成的新临空面处发生二次滑坡,形成的新滑动面较初次滑动略浅,失效区域同样呈块状并发生转动和滑移,最终逐渐形成三次破坏滑面.此外,下滑的失效区域也发生了明显的二次破坏,内部形成大量的剪切带,将失效区域分割成多个小块体.

考虑应变软化后,边坡模型 3 破坏的初期发育形式仍与不考虑软化模型的破坏过程一致(图 10),在 10 s 左右,边坡形成了较为集中的滑面,失效区域呈块状并沿滑面发生转动和滑移.随后,滑面进一步发育,同时在滑块左右两侧出现微小变形.

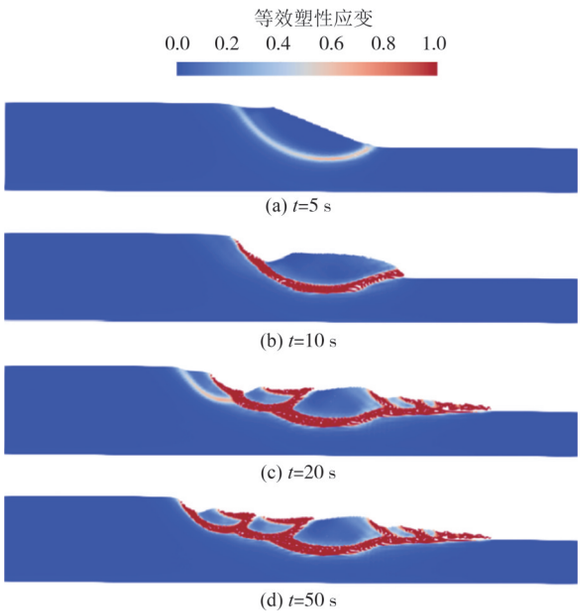


图 9　边坡模型 2 静力破坏过程(考虑应变软化)

Fig.9　Slope model 2 static failure process (consider strain softening)

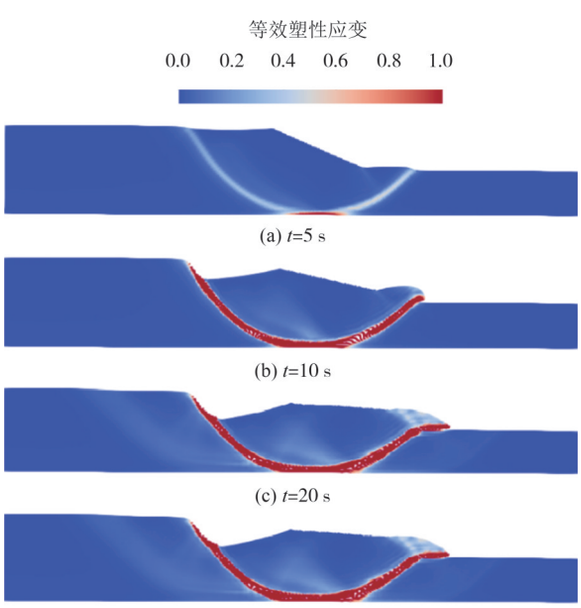


图 10　边坡模型 3 静力破坏过程(考虑应变软化)

Fig.10　Slope model 3 static failure process (consider strain softening)

在三组模型中,考虑土体应变软化后,滑体分别沿静力分析时的软弱带滑出,形成新的临空坡面,之后三种模型出现不同的破坏,边坡模型 1 中,临空面形成后土体强度较低无法稳定,在比原有破坏面更高的地方产生二次破坏,同时新的滑块由于强度无法维持其形态,随后新出现的临空面会产生三次破坏,不断重复这个过程,直至形成稳定的结构.边坡

模型2中,土体强度相对较强,在重复几次上述过程后便会形成稳定结构,因此中层破坏最终会形成多个小块体.边坡模型3中,强度能维持新的临空面边坡稳定,不会重复这个过程.这种破坏在实际滑坡中也有出现,Locat等[30]调查发现Saint-Jude滑坡存在不同的滑面.Troncone等[31]、Zhang等[32]则通过数值模拟重现了这一过程.

3 地震荷载下边坡破坏影响分析

1.4节验证了物质点方法能较好地描述边坡大变形,本节通过施加不同峰值加速度的EI-Centro地震波,进一步探讨地震荷载作用下,三种模型边坡破坏模式的变化过程.

3.1 不考虑应变软化的边坡破坏分析

3.1.1 边坡模型1破坏分析

不考虑土体应变软化时,在加速度为0.2g的地震荷载作用下(图11),边坡模型1首先在浅层形成了滑面,其形状与静态重力荷载下的临界破坏形式基本一致.随着地震荷载的持续作用,坡趾处塑性应变逐渐增大,整体破坏区域较静态破坏明显增大.

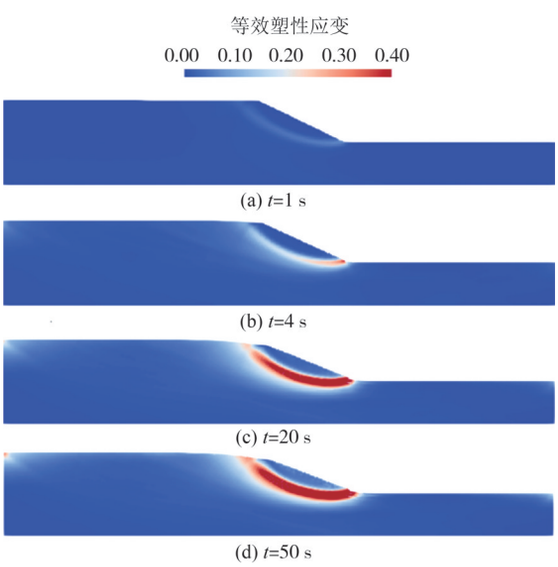


图11 边坡模型1的等效塑性应变(0.2g)

Fig.11 Equivalent plastic strain of slope model 1 (0.2g)

50 s时,不同峰值地震加速度下(图12),随着地震荷载的增强,边坡模型1失效滑面的等效塑性应变有明显增加,但破坏模式并未发生明显变化.强地震荷载使边坡边缘处塑性区发生了一定的扩展,但未与浅层滑面相连通.

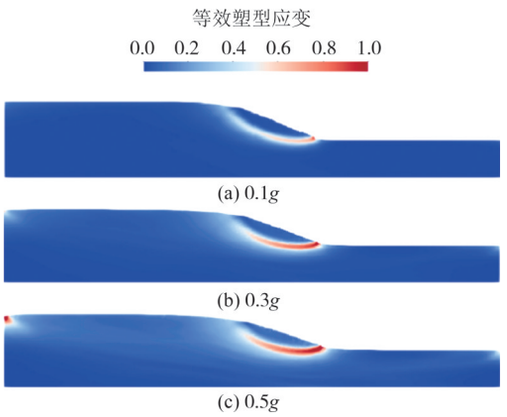


图12 50 s时边坡模型1的等效塑性应变

Fig.12 Equivalent plastic strain of slope model 1 at 50 s

3.1.2 边坡模型2破坏分析

不考虑土体应变软化时,在0.2g加速度地震荷载下(图13),边坡模型2首先在中层形成了滑面,形状相对于静态重力荷载下的临界破坏形式更宽,并向下延伸至地基深处.随着地震荷载的持续作用,坡趾处的破坏区域等效塑性应变逐渐增大,坡顶处的滑面呈现出向左侧的渐进式破坏,整体破坏区域较静态破坏过程明显增大.

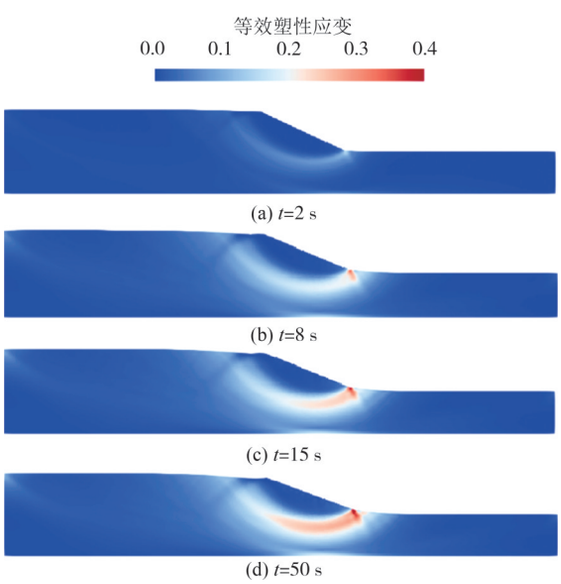


图13 边坡模型2的等效塑性应变(0.2g)

Fig.13 Equivalent plastic strain of slope model 2 (0.2g)

50 s时,不同峰值地震加速度下(图14),随着地震荷载的增强,边坡模型2左边缘出现了一定的塑性变形,并不断扩展,最终与边坡模型2右边缘产生的塑性变形相连通.

3.1.3 边坡模型3破坏分析

不考虑土体应变软化时,在0.2g加速度地震荷

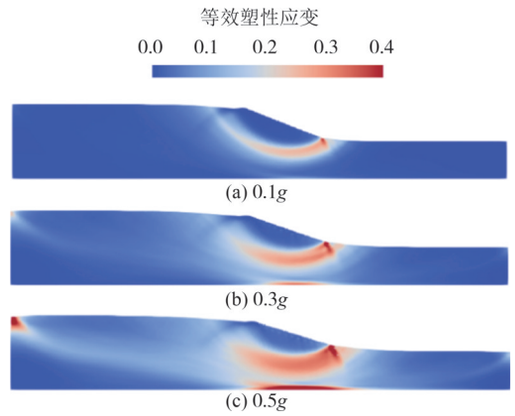


图 14　50 s 时边坡模型 2 的等效塑性应变

Fig.14　Equivalent plastic strain of slope model 2 at 50 s

载下(图 15),边坡模型 3 的初期发育形式仍与静态破坏过程相似,在 2 s 左右边坡形成贯通滑面,随后滑面等效塑性应变从底部开始进一步增大,滑面变宽,并沿贯通滑面扩展.边坡边缘出现了一定的塑性变形,随着时间的增长向边坡内部发育扩展.与静态计算相比,施加地震荷载后边坡最终状态滑面更宽且不如静态计算清晰,边坡等效塑性应变增大.

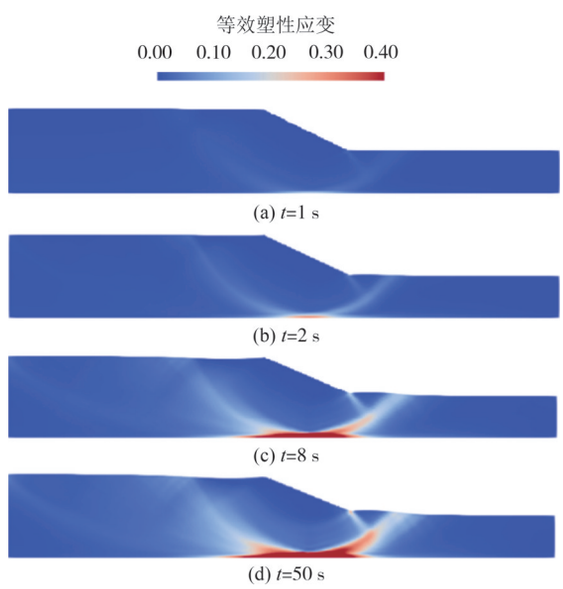


图 15　边坡模型 3 的等效塑性应变(0.2g)

Fig.15　Equivalent plastic strain of slope model 3 (0.2g)

结合图 11、图 13、图 15 可以看出,在相同的地震荷载下,三种破坏模型破坏发育速度不同,浅层、中层、深层破坏模式边坡分别在 20 s、15 s、8 s 达到最终状态,说明地震荷载导致土体力学参数降低,致使土体对抗破坏的能力降低.

50 s 时,不同地震荷载下(图 16),边坡 3 失效滑面的等效塑性应变有明显增加,但破坏模式并未发生明显变化.随着地震荷载的增加,边坡模型左边缘出现的塑性变形逐渐增加和扩展,最终与边坡模型右边缘产生的塑性变形相连通.

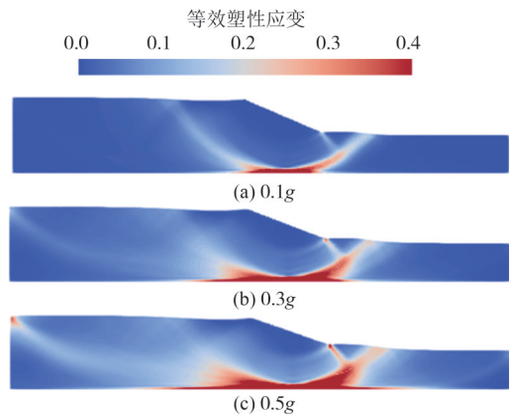


图 16　50 s 时边坡模型 3 的等效塑性应变

Fig.16　Equivalent plastic strain of slope model 3 at 50 s

结合图 12、图 14、图 16 可以看出,随着加速度的增加,破坏区域浅层边坡主要集中于表层,不影响地基,中层边坡主要在边坡一侧扩散,影响地基较少,深层边坡影响较广,整个地基都发生破坏.图 11~图 16 中,边坡模型左侧均出现一定塑性变形,且随着地震荷载作用的增加不断增加,这可能是因为模型左侧采用的是 ROLLER 边界,因边界单元横向移动被限制,在横向地震荷载下产生拉伸变形导致破坏.

不同荷载下,模型最大等效塑性应变和塑性区体积的变化见图 17.随着地震荷载增加,模型塑性区增大,最大等效塑性应变增大,这与已有的研究成果一致[33-34].

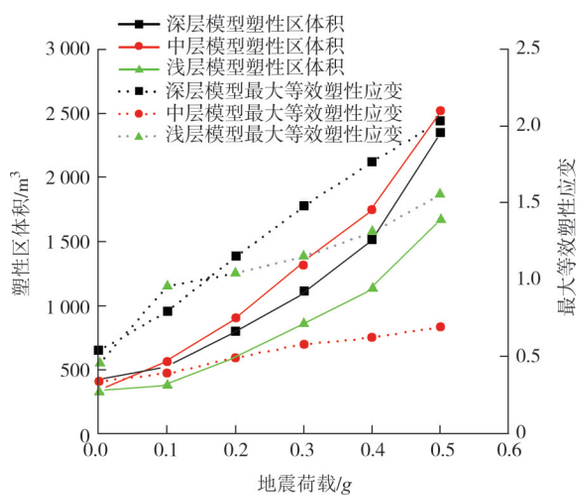


图 17　边坡塑性区体积和最大等效塑性应变

Fig.17　Volume and maximum equivalent plastic strain of slope plastic zone

3.2 考虑应变软化的边坡破坏分析

3.2.1 边坡模型1破坏分析

考虑土体应变软化,50 s时边坡模型1在不同峰值加速度的地震荷载作用下,边坡最终破坏形式(图18)、失效范围以及最终滑距并未因最大加速度的增大而发生明显变化,模型边缘处的塑性破坏区域有一定的扩大,但仍未与失效区域连通.

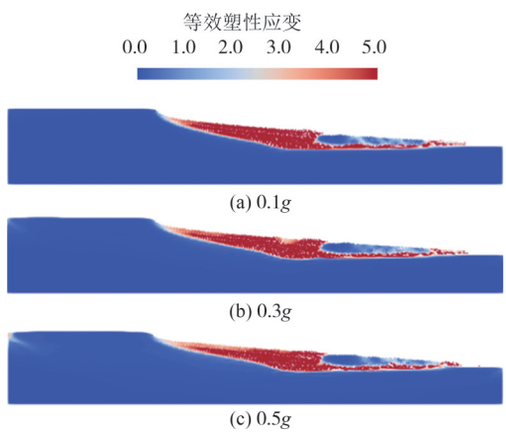


图18 50 s时边坡模型1的等效塑性应变(考虑应变软化)

Fig.18 Equivalent plastic strain of slope model 1 at 50 s (consider strain softening)

3.2.2 边坡模型2破坏分析

考虑土体应变软化,50 s时边坡模型2在不同地震荷载作用下,边坡上缘的渐进式破坏过程停止发育,失效区域的剪切带发育明显减弱,说明强震未能促进失效区域进一步破坏(图19);当最大加速度达到0.5g时,边坡底部出现了较为明显的剪切带但失效区域最终未发生明显的位移.当最大加速度达到0.7g时,边坡形成贯通的失效区域,滑块出现了整体滑移,边坡破坏方式从中层向深层转变.

3.2.3 边坡模型3破坏分析

考虑土体应变软化,随着地震荷载的增加,50 s时边坡模型3失效区域发生二次破坏(图20),形成数个滑块.当地震荷载足够大时,会触发边坡再次发生深层破坏,破坏区域连通边坡的左右边界,整个边坡被剪切带分割为多个三角形或四边形块体,形成类似地垒地堑的分布形式,荷载越大,其破坏区域越大.

综上,考虑土体软化后,地震荷载对三种边坡模型的破坏过程影响不同:浅层边坡影响不明显;中层边坡随着荷载的增加会转化为深层破坏,这一现象

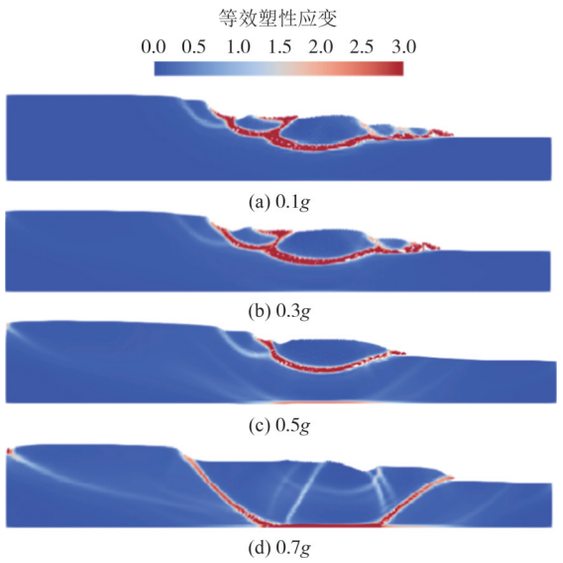


图19 50 s时边坡模型2的等效塑性应变(考虑应变软化)

Fig.19 Equivalent plastic strain of slope model 2 at 50 s (consider strain softening)

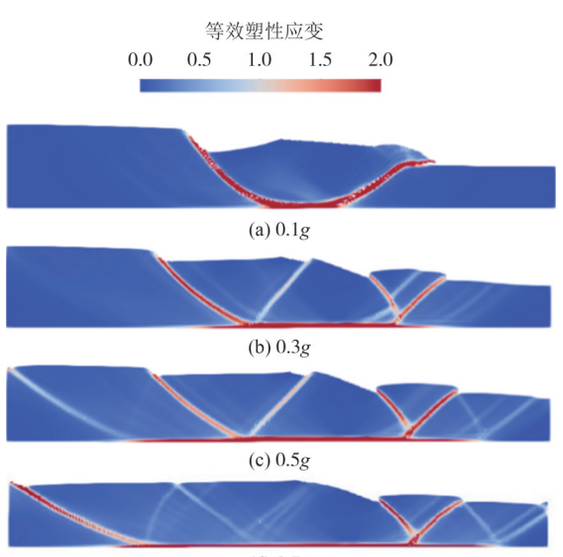


图20 50 s时边坡模型3的等效塑性应变(考虑应变软化)

Fig.20 Equivalent plastic strain of slope model 3 at 50 s (consider strain softening)

与Wang等[20]、Zhang等[32]和Islam等[35]的研究结果相同:双层黏土边坡中,当下层黏土强度为上层强度的1.6倍时,静态计算出现浅层破坏,施加地震荷载后为深层破坏,出现地垒地堑状分布.

并且,地震荷载下摩擦角对边坡破坏方式的影响明显,当摩擦角接近于0时,土体为深层破坏;随着摩擦角增加,破坏由深层逐渐过渡到中层乃至浅层.土体应变软化模型和地震荷载均会减小摩擦角,在一定条件下导致边坡破坏模式发生改变.

4 结 论

采用物质点法分析了不同地震荷载、土体应变软化行为对边坡破坏模式以及破坏过程的影响.研究结果表明:在不考虑软化作用下,地震荷载不改变边坡破坏模式,但会显著增加滑面塑性应变,扩展失效区域;考虑土体应变软化作用时,随着地震荷载峰值加速度的增加,边坡的位移与滑动显著加剧.对于浅层破坏边坡,地震荷载对滑块破坏方式改变不明显;对于中层破坏边坡,地震荷载的增大会在滑床深部形成新的失效区,在达到一定程度后,中层破坏转变为深层破坏;对于深层破坏边坡,地震荷载增加会加大破坏区域,使边坡形成三角形或四边形块体,并最终形成地垒地堑的分布形式.

参考文献

[1] HARP E, JIBSON R. Inventory of landslides triggered by the 1994 Northridge, California earthquake [R]. Restown : US Geological Survey, 1995.

[2] HUANG R Q, PEI X J, FAN X M, et al. The characteristics and failure mechanism of the largest landslide triggered by the Wenchuan earthquake, May 12, 2008, China [J]. Landslides, 2012, 9(1): 131-142.

[3] CUI P, ZHU Y Y, HAN Y S, et al. The 12 May Wenchuan earthquake-induced landslide lakes: distribution and preliminary risk evaluation[J]. Landslides, 2009, 6(3): 209-223.

[4] XU C, XU X W, SHYU J B H, et al. Landslides triggered by the 22 July 2013 Minxian-Zhangxian, China, Mw 5.9 earthquake: inventory compiling and spatial distribution analysis[J]. Journal of Asian Earth Sciences, 2014, 92: 125-142.

[5] 张平,吴德伦. 动荷载下边坡滑动的试验研究[J]. 重庆建筑大学学报,1997,19(2):80-86.
ZHANG P, WU D L. A shaking-table test research on rock slope [J]. Journal of Chongqing Jianzhou University, 1997, 19(2): 80-86.(in Chinese)

[6] 冯文凯,许强,黄润秋. 斜坡震裂变形力学机制初探[J]. 岩石力学与工程学报,2009,28(增刊1):3124-3130.
FENG W K, XU Q, HUANG R Q. Preliminary study on mechanical mechanism of slope earthquake-induced deformation [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2009, 28(Sup.1): 3124-3130.(in Chinese)

[7] 黄治文. 地震作用下凹凸坡的稳定性分析[D]. 重庆:重庆大学,2016.
HUANG Z W. The stability of concave and convex slope under seismic excitations[D]. Chongqing: Chongqing University, 2016.(in Chinese)

[8] NEWMARK N M. Effects of earthquakes on dams and embankments[J]. Géotechnique, 1965, 15(2): 139-160.

[9] 张巍,史卜涛,施斌,等. 土质滑坡运动全过程物质点法模拟及其应用[J]. 工程地质学报,2017,25(3):815-823.
ZHANG W, SHI B T, SHI B, et al. Material point method for run-out process simulation of soil landslides and application[J]. Journal of Engineering Geology, 2017, 25 (3) : 815-823.(in Chinese)

[10] 梁力,王伟,李明. 某露天矿岩质高边坡地震动力响应及稳定性分析[J]. 金属矿山,2008, 38(8):21-25.
LIANG L, WANG W, LI M. Analysis of the seismic dynamic response and stability of the high rocky slope at an opencast mine [J]. Metal Mine, 2008, 38(8): 21-25.(in Chinese)

[11] 肖克强,李海波,刘亚群,等. 地震荷载作用下顺层岩体边坡变形特征分析[J]. 岩土力学,2007,28(8):1557-1564.
XIAO K Q, LI H B, LIU Y Q, et al. Study on deformation characteristics of bedding slopes under earthquake[J]. Rock and Soil Mechanics, 2007, 28(8): 1557-1564.(in Chinese)

[12] 付宏渊,吕东滨,刘建华. 震区岩质边坡地震稳定性影响因素敏感性分析[J]. 交通科学与工程,2010,26(3):14-19.
FU H Y, LÜ D B, LIU J H. Sensitivity analysis on factors of seismic stability of rock slope in the earthquake zone[J]. Journal of Transport Science and Engineering, 2010, 26(3) : 14-19.(in Chinese)

[13] JIBSON R W. Methods for assessing the stability of slopes during earthquakes—a retrospective [J]. Engineering Geology, 2011, 122(1/2): 43-50.

[14] SULSKY D, CHEN Z, SCHREYER H L. A particle method for history-dependent materials[J]. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 1994, 118(1/2): 179-196.

[15] ABE K, SHINODA M, MURATA M, et al. Simulation of landslides after slope failure using the material point method in shaking table tests[C]// The 5th Civil Engineering Conference in the Asian Region and Australasian Structural Engineering Conference. Sydney: Engineers Australia, 2010.

[16] 张雄, 廉艳平, 刘岩, 等. 物质点法[M]. 北京:清华大学出版社,2013.
ZHANG X, LIAN Y P, LIU Y, et al. Material point method[M]. Beijing: Tsinghua University Press, 2013.(in Chinese)

[17] MEUNIER P, HOVIUS N, HAINES J A. Topographic site effects and the location of earthquake induced landslides[J]. Earth and Planetary Science Letters, 2008, 275(3/4): 221-232.

[18] ASSIMAKI D, GAZETAS G, KAUSEL E. Effects of local soil conditions on the topographic aggravation of seismic motion: parametric investigation and recorded field evidence from the 1999 Athens earthquake[J]. Bulletin of the Seismological Society of America, 2005, 95(3): 1059-1089.

[19] DEL GAUDIO V, COCCIA S, WASOWSKI J, et al. Detection of directivity in seismic site response from microtremor spectral analysis[J]. Natural Hazards and Earth System Sciences, 2008, 8(4): 751-762.

[20] WANG L, ZHANG X, TINTI S. Large deformation dynamic

analysis of progressive failure in layered clayey slopes under seismic loading using the particle finite element method[J]. Acta Geotechnica,2021,16(8):2435-2448.

[21] 张卉,吴祖咸,徐帅,等. 基于Hoek-Brown准则的爆破损伤对边坡稳定性的影响[J]. 爆破,2022,39(1):134-139.
ZHANG H, WU Z X, XU S, et al. Influence of blasting damage zone on slope stability based on Hoek-Brown criterion [J]. Blasting,2022,39(1):134-139.(in Chinese)

[22] POTTS D M, DOUNIAS G T, VAUGHAN P R. Finite element analysis of progressive failure of Carsington embankment [J]. Géotechnique,1990,40(1):79-101.

[23] BUI H H, FUKAGAWA R, SAKO K, et al. Lagrangian meshfree particles method (SPH) for large deformation and failure flows of geomaterial using elastic-plastic soil constitutive model [J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics,2008,32(12):1537-1570.

[24] DE VAUCORBEIL A, NGUYEN V P, SINAIE S, et al. Material point method after 25 years: theory, implementation, and applications[M]//Advances in Applied Mechanics. Amsterdam: Elsevier,2020:185-398.

[25] SAHOO P P, SHUKLA S K. Taylor's slope stability chart for combined effects of horizontal and vertical seismic coefficients[J]. Géotechnique, 2018, 69(4): 344-354.

[26] LIU X, WANG Y, LI D Q. Investigation of slope failure mode evolution during large deformation in spatially variable soils by random limit equilibrium and material point methods [J]. Computers and Geotechnics,2019,111:301-312.

[27] SHI B T,ZHANG Y,ZHANG W. Run-out of the 2015 Shenzhen landslide using the material point method with the softening model [J]. Bulletin of Engineering Geology and the Environment,2019, 78(2):1225-1236.

[28] TANG G P, ZHAO L H, LI L, et al. Stability charts of slopes under typical conditions developed by upper bound limit analysis [J]. Computers and Geotechnics,2015,65:233-240.

[29] STEWARD T, SIVAKUGAN N, SHUKLA S K, et al. Taylor's slope stability charts revisited [J]. International Journal of Geomechanics,2011,11(4):348-352.

[30] LOCAT A, LOCAT P, DEMERS D, et al. The Saint-Jude landslide of 10 May 2010, Quebec, Canada: investigation and characterization of the landslide and its failure mechanism [J]. Canadian Geotechnical Journal,2017,54(10):1357-1374.

[31] TRONCONE A, PUGLIESE L, PARISE A, et al. Analysis of a landslide in sensitive clays using the material point method [J]. Geotechnical Research,2023,10(2):67-77.

[32] ZHANG X, WANG L, KRABBENHOFT K, et al. A case study and implication: particle finite element modelling of the 2010 Saint-Jude sensitive clay landslide[J]. Landslides,2020,17(5): 1117-1127.

[33] 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(2): 296-305.
SONG J, LU Z X, XIE H W, et al. Numerical study of the deformation and failure of layered soil slopes with multiple sliding surfaces under earthquakes [J]. China Earthquake Engineering Journal,2023,45(2):296-305.(in Chinese)

[34] 汪旭涛,李恒,王平. 不同地震荷载作用下边坡稳定性研究[J]. 大地测量与地球动力学,2013,33(增刊2):45-48.
WANG X T, LI H, WANG P. Study of slope stability under different seismic load[J]. Journal of Geodesy and Geodynamics, 2013,33(Sup.2):45-48.(in Chinese)

[35] ISLAM N, HAWLADER B, WANG C, et al. Large-deformation finite-element modelling of earthquake-induced landslides considering strain-softening behaviour of sensitive clay [J]. Canadian Geotechnical Journal,2019,56(7):1003-1018.