

DOI: 10.11835/j.issn.2096-6717.2024.065



开放科学(资源服务)标识码 OSID:



主余震序列作用下考虑材料参数空间变异性的 边坡动力可靠度分析

徐斌^{a,b}, 王淦^a, 庞锐^{a,b}

(大连理工大学 a. 建设工程学院; b. 海岸和近海工程国家重点实验室, 辽宁 大连 116024)

摘 要: 边坡在地震作用下的动力响应研究目前主要关注单一主震作用, 而没有考虑余震的影响, 且材料参数的空间变异性往往被忽略。考虑土体强度参数的空间变异性, 提出一种基于 Newmark 方法和概率密度演化方法(PDEM)的可靠度分析框架来量化余震及空间变异性对边坡动力可靠度的影响。首先, 将物理随机函数模型、Copula 函数和窄带谐波群叠加方法相结合, 生成主余震序列。此外, 基于谱表示法生成随机场, 并根据对应坐标将参数赋值到有限元模型中。然后, 采用 Newmark 位移法批量计算主余震序列作用下考虑材料参数空间变异性的边坡永久位移, 并通过位移均值分析黏聚力和摩擦角的变异系数(COV_c 和 COV_f)、余震和峰值加速度(PGA)对边坡永久位移的影响。最后, 基于 PDEM, 从概率的角度解释变异系数(COV)和余震对边坡动力可靠度的影响。结果表明: 随着 COV 的增大, 边坡的永久位移均值呈逐渐增大趋势, 相比之下, COV_f 对边坡的永久位移影响更明显; 与单一主震相比, 地震序列作用下边坡的位移均值更大; 若忽略材料参数的空间变异性和余震的影响, 将明显高估边坡的抗震性能。

关键词: 边坡可靠度; 主余震序列; 空间变异性; Newmark 位移法; 概率密度演化方法

中图分类号: P642.22 **文献标志码:** A **文章编号:** 2096-6717(2025)06-0001-12

Dynamic slope reliability analysis considering spatial variability of material parameters under action of mainshock-aftershock sequences

XU Bin^{a,b}, WANG Gan^a, PANG Rui^{a,b}

(a. School of Infrastructure Engineering; b. State Key Laboratory of Coastal and Offshore Engineering, Dalian University of Technology, Dalian 116024, Liaoning, P. R. China)

Abstract: The research on the dynamic response of slopes under seismic action currently focuses on a single mainshock without considering the effect of aftershocks, and the spatial variability of material parameters is

收稿日期: 2024-05-11

基金项目: 国家重点研发计划(2023YFC3011400); 国家自然科学基金(52379117、52279096、52279125); 水利工程仿真与安全国家重点实验室开放基金(HESS-2302); 海岸和近海工程国家重点实验室青年学者创新基金(LY2301)

作者简介: 徐斌(1981-), 男, 博士, 教授, 博士生导师, 主要从事土动力学与高土石坝抗震研究, E-mail: xubin@dlut.edu.cn.
庞锐(通信作者), 男, 博士, 副教授, E-mail: pangrui@dlut.edu.cn.

Received: 2024-05-11

Foundation items: National Key R & D Program of China (No. 2023YFC3011400); National Natural Science Foundation of China (Nos. 52379117, 52279096, 52279125); State Key Laboratory of Hydraulic Engineering Simulation and Safety Open Fund (No. HESS-2302); State Key Laboratory of Coastal and Offshore Engineering Young Scholars Innovation Fund (No. LY2301).

Author brief: XU Bin (1981-), PhD, professor, doctoral supervisor, main research interests: soil dynamics and seismic performance of high earth rock dams, E-mail: xubin@dlut.edu.cn.

PANG Rui (corresponding author), PhD, associate professor, E-mail: pangrui@dlut.edu.cn.

generally ignored. In this paper, the spatial variability of parameters is fully considered, and a reliability analysis framework based on the Newmark method and probability density evolution method (PDEM) is proposed to quantify the effects of aftershocks and spatial variability on the dynamic reliability. First, the physical random function model, Copula function and the narrowband harmonic group superposition method are combined to generate the mainshock-aftershock sequence (MAS). In addition, the random field is generated based on the spectral representation and parameters are assigned to the finite element model based on the corresponding coordinates. Then, the permanent displacement of the slope considering the spatial variability of parameters subjected to the MAS was batch calculated based on the Newmark method, and the effects of the coefficient of variation of cohesion and friction angle (COV_c and COV_f), aftershock, and peak ground acceleration (PGA) on the permanent displacement of the slope were analyzed by the mean of the displacement. Finally, based on PDEM, the effects of COV and aftershocks on the dynamic reliability of the slope are explained from a probabilistic point of view. The results of the study show that the mean of displacements shows a gradual increase with an increase of coefficient of variation (COV). In contrast, the COV_f has a more pronounced effect on the slope displacement. In addition, the mean of displacement of the slope subjected to the MAS is greater compared to that of the single mainshock. If the spatial variability of parameters and the influence of aftershocks are ignored, the seismic performance of the slope would be overestimated.

Keywords: slope reliability; mainshock-aftershock sequences; spatial variability; Newmark displacement method; probability density evolution method

地震引起的边坡不稳定是造成地质灾害的主要因素之一。由于强地震的影响,边坡不稳定造成的滑坡、泥石流等大规模地质灾害往往会造成毁灭性的损失。据报道,2008年5月,四川省汶川发生8.0级地震后,大量滑坡灾害造成的经济损失近6 920亿元,死伤和失踪人数达到46万^[1]。2013年4月,四川省芦山县发生的7.0级地震,导致196人死亡、11 470人受伤^[2]。地震引起的滑坡已成为世界各国共同面临的最严峻的地质灾害之一,严重制约着灾害地区的交通运输和经济发展,且直接威胁当地人民的生命财产安全。因此,合理评估边坡在强震作用下的动力响应,对预测地震的潜在破坏十分重要。

大量地震资料表明,一次强地震的发生往往伴随多次余震的出现,且余震经常成为地震中出现重大损失的主要原因^[3-5]。2008年汶川地震发生后的两个月内,共发生了298次4.0级以上的余震,其中有8次余震超过了6.0级,最大的余震震级为6.4级,余震导致了青川县7万多座房屋倒塌^[6]。因此,研究主余震序列对结构抗震性能的影响对性能设计和安全评价具有重大意义。对主余震序列的模拟,早期的研究主要将若干主震在时间轴上拼凑并进行一定的缩放,形成一组地震序列^[7],或将实测的主余震记录进行随机组合来实现地震序列的模拟^[8]。从时程的角度来看,该方法描述了主震和余震的前后关系,但从地震发生的机理来考虑,上述研究将主震和余震视为两个独立事件,将其组成一

个地震事件,忽略了序列性的本质,无异于发生了两次主震,从而过高地估计结构响应。

鉴于主余震序列模拟方法的缺陷,诸多学者提出了不同的方法来构造主余震序列。Das等^[9]利用回归分析,从反应谱的角度提出了条件尺度模型,建立了主震和余震的关系。Goda等^[10]基于PGA等强度参数对实测地震序列进行关联性探索,并将关联性用于对主震的延伸,以生成地震序列。朱瑞广等^[11]基于Copula理论建立了主震和余震强度参数以及谱形参数之间的联合分布,并基于条件均值谱挑选余震地震动。但以上方法产生的余震是由主余震之间的确定性关系而唯一确定的,实质上仍是基于平稳性假定的主震随机模型,并没有很好地体现余震的随机性。事实上,主震和余震有相似的产生和传播机制,在地震强度、频谱甚至是持时等方面均具有随机相关性,通过调整主震的某种特定强度参数生成的主余震地震显然不能全面刻画出余震的特征^[12]。刘子心等^[13]分析了实际记录的主余震间的相关性以及功率谱模型的参数关系,建立了地震序列降维模拟方法。但功率谱模型难以反映地震动非平稳、非均匀的特性^[14]。模拟随机主余震地震动的关键不仅在于随机性和非平稳性的合理表征,更要关注主震和余震间的相关性。此外,目前的研究主要集中在单自由度系统、木结构、钢筋混凝土框架结构和土石坝等,关于边坡在主余震序列下的动力响应特征少有报道。

作为边坡防护与加固的重要理论依据,边坡动

力稳定性评价可以分为两种方法:安全系数法和永久位移法。相比之下,由地震作用引起的永久位移能更合理地评估边坡的抗震性能和破坏状态,且物理意义明确^[15]。此外,传统的边坡稳定性分析方法大多基于确定性分析,将影响边坡稳定性的许多因素视为确定性因素。事实上,大量的试验和工程实践已经证明,许多影响边坡稳定性的因素具有很大的随机性,如外部荷载、岩土材料性能和模型几何尺寸^[16]。通过确定性的方法计算和分析边坡稳定性可能会存在一定。近年来,可靠性理论的引入为在边坡工程中定量考虑不确定性因素提供了可能性。传统的概率分析方法包括一次二阶矩法、蒙特卡洛法、响应面法等。这些方法对强非线性、计算规模大的边坡地震随机动力响应和概率分析难以适用。概率密度演化方法是最近提出的一种新方法^[17],目前该方法已被用于边坡、土石坝等结构的动力可靠度评估,且通过与MCS的计算结果进行比较,验证了其准确性和高效性^[18-19]。

沉积环境、历史载荷和其他地质因素的差异显著影响土体参数的空间变异性,这些参数在不同位置间展现出一定的相关性而非完全独立,为边坡稳定性研究增添了复杂性^[20-22]。在边坡可靠度分析中,目前常用两种模型来模拟土体强度参数的变异性,即随机变量模型和随机场模型。相比之下,随机场模型更符合岩土工程的实际情况,能满足对岩土体参数空间变异特征做出客观分析与评价的需要,其核心理念是将特定位置的土体参数视作遵循特定统计分布的随机变量,通过引入方差折减函数、相关距离和相关函数等工具,能精确地刻画不同位置土体参数之间的空间变异性^[23]。目前,有关材料参数空间变异性对边坡可靠度的影响研究主要集中在静力条件下^[24-25],而地震条件下,尤其是主余震序列作用下材料参数空间变异性对边坡动力可靠度的影响仍需进一步探究。

笔者提出一种基于概率密度演化方法(PDEM)和Newmark位移法的边坡可靠度分析方法,以量化材料参数的空间变异性和余震对边坡动力可靠度的影响。通过基于震源-途径-场地机制的主余震序列的随机模拟方法和谱表示法分别生成地震序列和参数随机场,并利用有限元非侵入式分析方法批量计算得到边坡的永久位移。首先,从永久位移的均值角度研究黏聚力和摩擦角的变异系数(COV_c和COV_f)及余震对边坡动力稳定性的影响;然后,结合PDEM从概率的角度解释变异系数(COV)和峰值加速度(PGA)对边坡动力可靠度的影响。研究框架如图1所示。



图1 研究框架

Fig. 1 Research framework

1 边坡动力可靠度分析方法

1.1 主余震序列随机模拟方法

主震和余震在震源、传播途径和局部场地影响方面均有关联,即二者在地震动强度、频谱特性和持续时间上密切相关。笔者采用一种基于Copula函数的考虑主震与余震相关性的随机地震序列模拟方法来生成主余震序列^[26]。其主要步骤如下:

1) 建立具有随机参数的随机地震序列模型,将影响地震动随机性的关键物理因素抽象为随机变量,并基于震源-传输途径-场地机制推导其生成方法。

基于震源-传播途径-局部场地的建模思路,随机地震动加速度模型的表达式为^[14]

$$a(t) = -\frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} F(\lambda, \omega) \cdot \cos[\omega t + X(\lambda, \omega)] d\omega \quad (1)$$

式中: $F(\lambda, \omega)$ 和 $X(\lambda, \omega)$ 分别为Fourier幅值谱和相位谱,表达式为

$$F(\lambda, \omega) = \frac{A_0 \omega \cdot e^{-KR\omega}}{\sqrt{\omega^2 + (1/\tau)^2}} \cdot \sqrt{\frac{1 + 4\lambda_g^2 (\omega/\omega_g)^2}{[1 - (\omega/\omega_g)^2]^2 + 4\lambda_g^2 (\omega/\omega_g)^2}} \quad (2)$$

$$X(\lambda, \omega) = \arctan\left(\frac{1}{\tau\omega}\right) - R \cdot \ln[a\omega + 1000b + 0.1323\sin(3.78\omega) + c \cos(d\omega)] \quad (3)$$

式中: A_0 为震源幅值系数; τ 为Brune震源系数; λ_g 为场地等效阻尼比; ω_g 为场地等效卓越圆频率; K 为传播衰减系数; R 为震中距; a, b, c, d 为描述波数和频率关系的经验系数。

主余震随机地震动加速度模型表达式为

$$a(t) = \begin{bmatrix} a_M(t_1) \\ a_A(t_2) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -\frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} F(\lambda_M, \omega) \cdot \cos[\omega t_1 + X(\lambda_M, \omega)] d\omega \\ -\frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} F(\lambda_A, \omega) \cdot \cos[\omega t_2 + X(\lambda_A, \omega)] d\omega \end{bmatrix} \quad (4)$$

式中: t_1 、 t_2 分别为主震和余震的时间矢量; λ_M 和 λ_A 分别是主震和余震模型中的随机变量。因此, 描述主余震序列的随机因素来源为

$$\lambda = [\lambda_M, \lambda_A] = [A_{0M}, \tau_M, a_M, b_M, c_M, d_M, \tau_A, a_A, b_A, c_A, d_A, \lambda_g, \omega_g] \quad (5)$$

2) 从 PEER 地震动数据库中收集真实主余震序列, 通过最小二乘法和遗传算法来识别主余震序列物理随机函数模型中的参数。该过程以贝叶斯信息准则(BIC)为指标, 将 BIC 值最小的分布函数确定为该参数的最优分布。

3) 基于 Copula 函数理论建立余震和主震参数之间的相关性。然后, 通过 GF 偏差优化选点法生成一组具有代表性的参数点集, 并基于建立的相关性关系模拟生成随机主余震参数。

4) 在随机生成的主余震参数基础上, 采用窄带谐波叠加方法模拟生成随机主余震序列。

1.2 主余震序列的验证

采用随机模拟方法生成 86 条随机地震序列, 典型主余震序列如图 2 所示。从图 2 可以看出, 随机生成的地震序列具有非平稳特性。

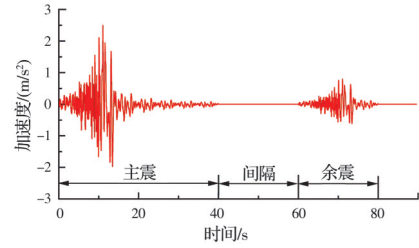
随机生成的主余震序列加速度时程的平均值和标准差如图 3 所示。由图 3 可以看出, 生成的随机主余震序列的平均值接近 0 并在 0 附近波动, 这符合实际地震动的特征。标准差解释了随机地震动的统计特征, 随机生成的地震序列具有较小的离散性, 使概率分析更加准确。

1.3 谱表示法

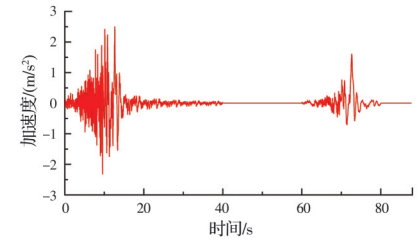
Shinozuka 等^[27]首次引入了谱表示法来模拟随机场, 该方法因其高效的速度和准确的精度, 在收敛至目标函数方面表现出色。此外, 其生成的样本函数具备各态遍历性, 这一特性使其在随机场模拟领域得到了广泛应用。在边坡抗剪强度参数的模

$$\omega(x, z) = \exp \left(\xi_{\ln} \cdot \sum_{i=0}^{M-1} \sum_{j=0}^{N-1} \sigma_{ij} [V_{ij}(\theta) \cos(\omega_{1i}x + \omega_{2i}z) + W_{ij}(\theta) \sin(\omega_{1i}x + \omega_{1j}z) + \lambda_{\ln}] \right) \quad (6)$$

式中: 两个随机变量 $V_{ij}(\theta)$ 与 $W_{ij}(\theta)$ 之间相互独立, 且均遵循标准正态分布; ω_{1i} 和 ω_{2j} 为频率坐标值; x 和 z 被用来标识空间中的横向和竖向坐标点; ξ_{\ln} 为参数的对数标准差; λ_{\ln} 为参数的对数均值; σ_{ij} 为第



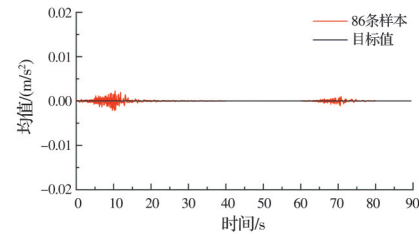
(a) No. 4



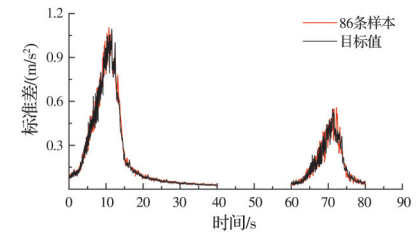
(b) No. 74

图 2 典型的主余震序列加速度时程曲线

Fig. 2 Typical acceleration time history curves of mainshock-aftershock sequences



(a) 均值



(b) 标准差

图 3 随机生成的主余震序列样本和目标值的对比

Fig. 3 Comparison of randomly generated samples of mainshock-aftershock sequences and target values

拟中, 鉴于强度参数的正值特性, 研究者们倾向于选择对数正态随机场来模拟参数的空间差异性和关联性, 从而更准确地反映实际边坡的力学行为。对数正态分布下的参数随机场可表示为

$i \cdot M + j + 1$ 项的标准差。

$$\begin{cases} \lambda_{\ln} = \ln \mu - 0.5 \cdot \ln(1 + C_v^2) \\ \xi_{\ln} = \sqrt{\ln(1 + C_v^2)} \end{cases} \quad (7)$$

$$\sigma_{ij} = \sqrt{4S_{\omega\omega}(\omega_{1i}, \omega_{2j}) \cdot \Delta\omega_1 \cdot \Delta\omega_2} \quad (8)$$

式中: $\Delta\omega_1$ 和 $\Delta\omega_2$ 分别为频率坐标轴 ω_1 和 ω_2 上的离散区间; C_v 为变异系数。 $S_{\omega\omega}$ 为相关函数对应的功率谱密度函数, 通过对自相关函数 $\rho(x, z)$ 进行傅里叶变换可以得到

$$S_{\omega\omega}(\omega_1, \omega_2) = \frac{1}{(2\pi)^2} \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} \rho(x, z) e^{-i(\omega_1 x + \omega_2 z)} dx dz \quad (9)$$

式中: $\rho(x, z)$ 为自相关函数, 高斯型自相关函数因卓越的稳定性和连续性, 在描述土体参数空间中的相关性时表现出色, 故选用此类型作为自相关函数。

1.4 概率密度演化方法(PDEM)

边坡土体的参数变化具有固有的随机性, 这种随机性直接影响了边坡在动力作用下的响应, 使其呈现出某种程度的随机特性。因此, 从可靠度分析的角度出发, 为边坡的动力响应评估提供了新的思路。通过引入概率密度演化方法, 能够构建一个描述边坡复杂非线性结构随机动力过程的框架, 进而求解出相关的概率信息。该方法为边坡的抗震性能分析提供了新的视角和工具, 使评估结果更加全面和准确。以下是概率密度演化方法的具体理论概述^[18]。

在结构动力学的理论框架内, 当地震荷载施加在一个特定的结构上时, 该结构的动态响应可以通过一个明确的运动方程来描述。

$$\bar{M}(\Theta) \ddot{X}(t) + C(\Theta) \dot{X}(t) + K(\Theta) X(t) = -\bar{M} \ddot{X}_g(\Theta, t) \quad (10)$$

式中: \bar{M} 、 C 和 K 分别为结构的有效质量、阻尼和刚度矩阵; $\ddot{X}(t)$ 、 $\dot{X}(t)$ 和 $X(t)$ 分别为结构的加速度、速度和位移; $\ddot{X}_g(\Theta, t)$ 为随机动力激励过程(加速度), Θ 中包含着荷载的随机性质, 式(10)的求解唯一且连续地依赖于 Θ 。

基于概率守恒定律, 该随机过程的概率密度演化方程可推导为

$$\frac{\partial p_{z\Theta}(z, \theta, t)}{\partial t} + \sum_{i=1}^m \dot{Z}_i(\theta, t) \frac{\partial p_{z\Theta}(z, \theta, t)}{\partial z_i} = 0 \quad (11)$$

式中: $p_{z\Theta}(z, \theta, t)$ 为系统 (Z, Θ) 的联合概率密度函数, 其维数由 m 决定, 与系统的自由度数量 n 没有直接关联。当只专注于单一物理量的分析时, 式(11)可以简化为形式更为简洁的式(12)。

$$\frac{\partial p_{z\Theta}(Z, \theta, t)}{\partial t} + \dot{Z}(\theta, t) \frac{\partial p_{z\Theta}(Z, \theta, t)}{\partial z_i} = 0 \quad (12)$$

结合给定的初始条件(式(13))以及设定的边界条件(式(14)), 经过一系列数学推导和计算, 最

终确定结构的可靠度。

$$p_{z\Theta}(z, \theta, t)|_{t=t_0} = \delta(z - z_0) p_{\Theta} \quad (13)$$

$$p_{z\Theta}(z, \theta, t)|_{z_j \rightarrow \pm\infty} = 0, j = 1, 2, 3 \dots m \quad (14)$$

对于较为简单的问题, 通常可以直接求得精确的解析解。然而, 面对更为复杂的问题, 例如庞大且复杂的非线性系统, 往往无法直接得出解析解, 需要依赖数学方法来获得近似的数值解。具体的求解步骤为:

- 1) 确定随机变量的代表点及其相应的概率;
- 2) 根据生成的随机样本, 使用数值方法进行确定性求解;
- 3) 用有限差分法求解 PDEM 方程;
- 4) 对概率密度函数进行积分, 得到动力可靠度。

2 有限元模型及计算参数

2.1 有限元模型

有限元模型为根据川藏公路 G317 沿线的地质勘察资料和现场调查简化的成层土边坡模型。成层土边坡模型长 40 m、高 24 m, 坡体的高度为 20 m, 如图 4 所示。通过现场勘察资料, 沿线的高陡边坡居多, 在简化成层土边坡模型时拟取边坡的坡脚为 50° , 其余土层之间的夹角如图 4 所示^[28]。

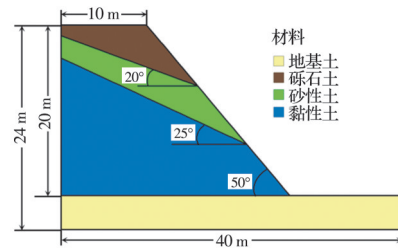


图4 有限元模型

Fig. 4 Finite element model

有限元模型网格划分情况以及边界条件如图 5 所示。网格尺寸为 1 m, 有限元网格由 793 个节点和 740 个单元组成, 单元形状为四边形和三角形^[5]。产生的有效滑动面数量为 2 250 个, 滑动面范围可满足计算要求。在 SIGMA/W 和 QUAKE/W 模块中, 有限元模型底部节点在垂直和水平方向均被固定。此外, 在 SIGMA/W 模块中, 有限元模型左右边缘节点的水平向运动受到限制, 而在 QUAKE/W 模块中左右节点在水平方向不被限制。

2.2 计算参数

考虑边坡土体材料的黏弹性特性, 选择等效线性模型作为上层土体的动态本构模型。土体的剪切模量、阻尼比和剪切应变关系如图 6 所示。考虑到地基土被压实处理, 选用线性弹性模型作为地基土的本构模型。土体材料的计算参数见表 1。其

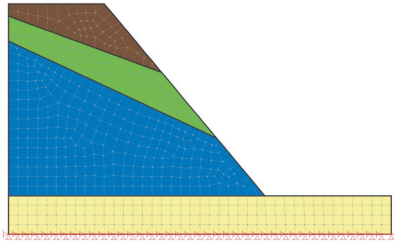


图 5 网格划分及边界条件

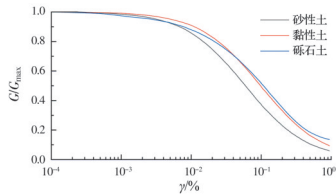
Fig. 5 Grid division and boundary conditions

中, γ 为重度; E 为弹性模量; ν 为泊松比; c 为黏聚力; ϕ 为摩擦角。

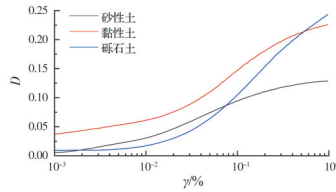
表 1 材料计算参数

Table 1 Calculation parameters of materials

材料	$\gamma / (\text{kN}/\text{m}^3)$	E / MPa	ν	c / kPa	$\phi / (^\circ)$
砂性土	17.23	60	0.32	13.65	32.50
砾石土	19.55	73	0.3	18.23	38.50
黏性土	22.16	86	0.35	70.24	24.00
地基土	25.14	800	0.25	200	35.02



(a) 剪切模量与剪切应变的关系



(b) 阻尼比与剪切应变的关系

图 6 材料的剪切模量、阻尼比与剪切应变的关系

Fig. 6 Relationship between shear modulus, damping ratio, and shear strain of materials

在 QUAKE/W 模块中, 将主余震序列随机模拟方法生成的一条地震动输入到有限元模型中, 其水平加速度见图 2(b), 竖向加速度取水平向加速度的 2/3。

2.3 Newmark 方法

通过 Newmark 方法得到的滑体加速度并非某单一滑块的加速度, 而是由整个滑体沿滑动面产生的总的动剪应力除以滑体重量得到的平均加速度值。将滑体平均加速度时程曲线与安全系数时程曲线相结合, 统计安全系数与平均加速度的对应关系, 结果如图 7(b) 所示。从图 7(b) 中可以确定, 安全系数等于 1 时所对应的滑体平均加速度即屈服加速度。将滑体加速度时程曲线中超过屈服加速度的部分按式 (15) 进行两次积分, 得到滑体的位移时

程曲线, 如图 7(c) 所示。经计算得到边坡在主余震序列下的永久位移为 0.508 m, 而边坡在单一主震作用下的永久位移为 0.462 m。与单一主震相比, 主余震序列作用下边坡的永久位移增加了 0.046 m。因此, 主余震序列引起的滑坡危险性高于单一主震。

$$U = \iint [a(t) - a_y] dt dt \quad (15)$$

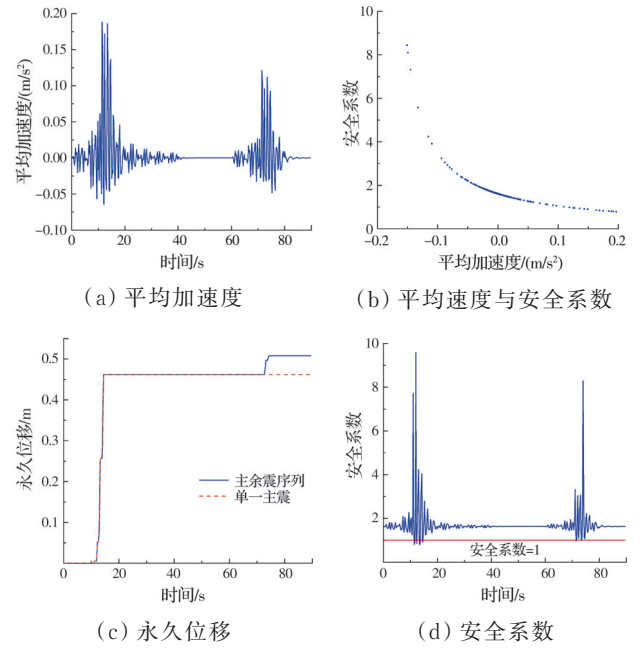


图 7 Newmark 方法计算边坡永久位移

Fig. 7 Calculation of permanent displacements of the slope based on Newmark method

2.4 参数随机场

假设每个土层的参数彼此独立, COV_c 和 COV_ϕ 分别都设置为 0.1、0.2 和 0.3。基于 GF 偏差优化选点法生成 $86 \times 6 = 516$ 组具有不同统计特征的参数随机场。随机场的水平向自相关距离 $l_h = 20$ m, 竖向自相关距离 $l_v = 2$ m。随机场单元的水平尺寸为 $l_x = 2$ m, 竖向尺寸为 $l_y = 0.5$ m。垂直和水平波动范围与随机场的垂直和水平尺寸之比分别为 $\delta_h/l_x = 20\sqrt{\pi}/2 = 17.7$ 和 $\delta_v/l_y = 2\sqrt{\pi}/0.5 = 7.08$, 满足甚至大于精度要求^[29]。

图 8 以砾石土为例展示了 COV 为 0.1 时 c 和 ϕ 参数随机场的一次典型实现。在一次随机场的实现中, 材料参数在垂直和水平方向均有差异和变化, 并且在不同参数随机场的实现中变化模式和趋势也不相同。图 9 展示了 COV 为 0.3 时 c 和 ϕ 参数随机场的一次实现, 与图 7 相比, 较大的 COV 增加了不同位置的参数可变性。

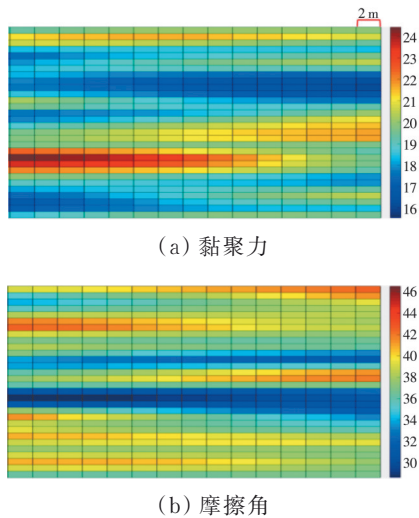


图8 随机场的典型实现(COV为0.1)

Fig. 8 Typical realization of a random field (COV is 0.1)

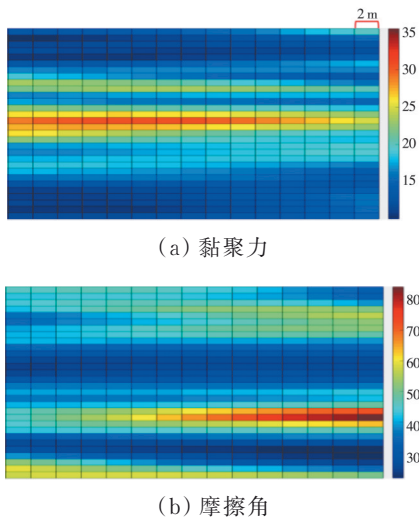


图9 随机场的典型实现(COV为0.3)

Fig. 9 Typical realization of a random field (COV is 0.3)

3 非侵入式分析

考虑到要对边坡开展大量动力时程有限元分析,借鉴文献[24]的思路,建立了主余震序列作用下考虑材料参数空间变异性的边坡动力可靠度分析与Geostudio有限元软件的接口程序,具体步骤为:

1)在SIGMA/W模块中以参数均值建立边坡有限元模型,定义材料属性,划分有限元网格,设置边界条件,并将其另存为扩展名为“.xml”的源文件。然后,在子模块QUAKE/W中开展成层土边坡静、动力分析。将QUAKE/W模块中的结果导入到SLOPE/W模块,进行边坡稳定性分析,通过滑入滑出方法搜索最危险滑移面,利用Newmark方法计算边坡的永久位移。

2)利用谱表示法对边坡的抗剪强度参数进行

随机场模拟,通过MATLAB编程批量将源文件中的材料参数用新产生的 n 组数据进行替换,得到 n 个新的扩展名为“.xml”的文件。将生成的一条主余震序列作为地震动输入到有限元模型中。

3)在DOS环境下调用Geostudio软件对步骤2)中得到 n 个新的“.xml”文件进行批量计算。

4)批量提取不同组的材料参数对应的计算结果,基于PDEM,对永久位移进行概率分析,研究材料参数空间变异性对成层土边坡动力可靠度的影响。

4 边坡随机动力响应与可靠度分析

对于累积滑移量,Yener Ozkan^[30]建议地震滑移变形控制标准为1 m;美国规定采用Newmark方法计算时边坡沿滑动面的变形不能超过0.6 m。针对主余震序列作用下边坡的永久位移,其可能大于之前定义的控制标准。因此,在前人研究的基础上,选取滑移量为0.05、0.5、1 m的3个阈值。

4.1 边坡随机动力响应

图10对比了3种计算条件下边坡的永久位移,即:不考虑材料参数的空间变异性、仅考虑 COV_c 为0.1的一个典型随机场以及仅考虑 COV_F 为0.1的一个典型随机场。相比之下,当考虑材料参数空间变异性时,边坡的永久位移较大,且主余震序列作用下边坡的永久位移大于单一主震。若只考虑单一主震或者忽略材料参数空间变异性的影响,将显著低估边坡的响应。在材料参数随机场的不同实现情况下,主余震序列作用下边坡的永久位移也存在明显差异,如图11所示。因此,有必要从随机的角度来研究地震序列作用下边坡的动力响应。

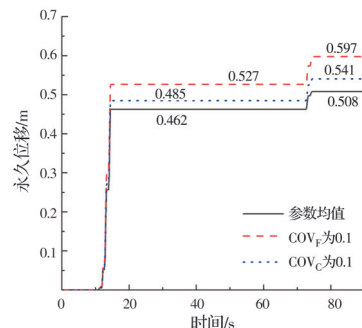


图10 边坡永久位移的对比情况

Fig. 10 Comparison of permanent displacements of the slope

图12为 COV_c 分别为0.1、0.2、0.3时边坡的永久位移离散点分布图。当 COV_c 较小时,边坡永久位移较小,且相对比较集中。随着 COV_c 的增大,土体黏聚力的变化范围增大,坡体内部会出现软弱

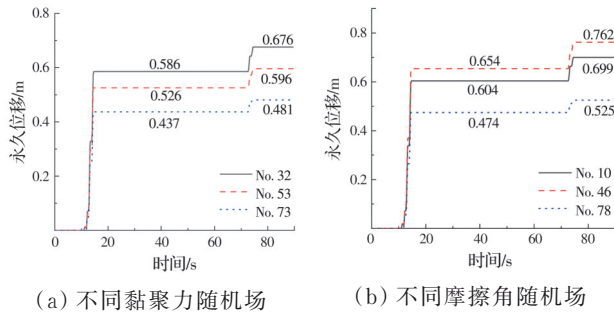


图 11 典型的参数随机场下边坡的永久位移

Fig. 11 Permanent displacements of the slope under typical parameter random fields

区,以至于边坡的永久位移分布更加离散,均值逐渐增大。当 COV_c 为 0.1 时,主余震序列作用下边坡的永久位移平均值为 0.615 m,而单一主震作用下边坡的永久位移平均值为 0.514 41 m。当 COV_c 为 0.2 和 0.3 时,主余震序列作用下边坡的永久位移均值分别为 0.653、0.675 m。此时单一主震作用下边坡的永久位移均值分别为 0.569、0.585 m。主余震序列作用下边坡的永久位移均值比单一主震作用下大,且随着 COV_c 的增大,边坡的永久位移均值不断增大。

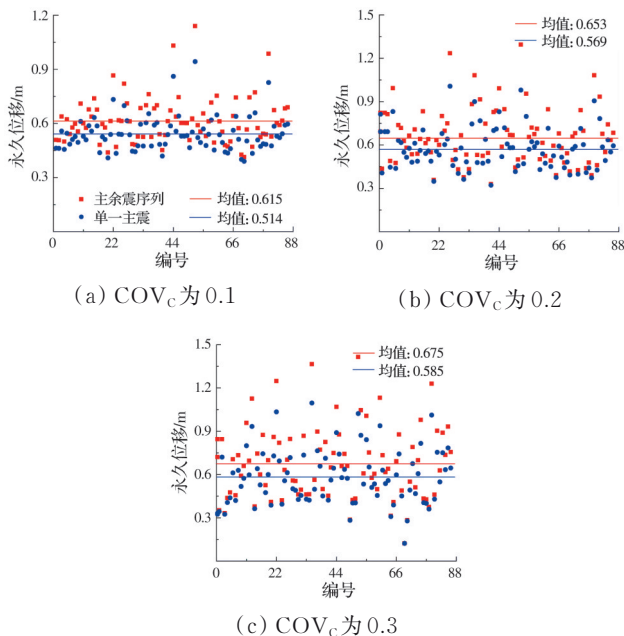
图 12 不同 COV_c 下永久位移离散点分布图Fig. 12 Discrete point distribution of permanent displacements under different COV_c

图 13 为当 COV_c 为 0.3 时不同 PGA 下边坡的永久位移离散点分布图。当 PGA 为 0.4g 和 0.6g 时,主余震序列作用下边坡的位移均值分别为 0.405、0.877 m。而单一主震作用下边坡的位移均值分别为 0.351、0.732 m。随着 PGA 的增大,边坡

的永久位移不断增大,相比 COV_c ,PGA 对永久位移的影响更明显。

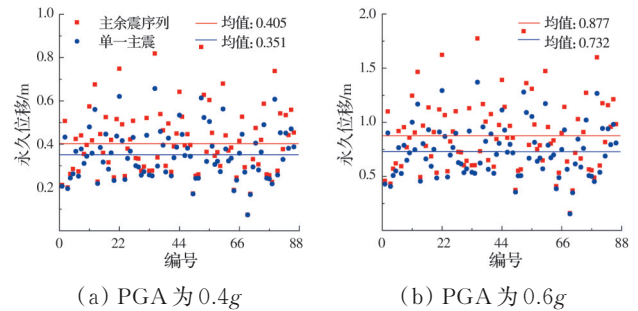
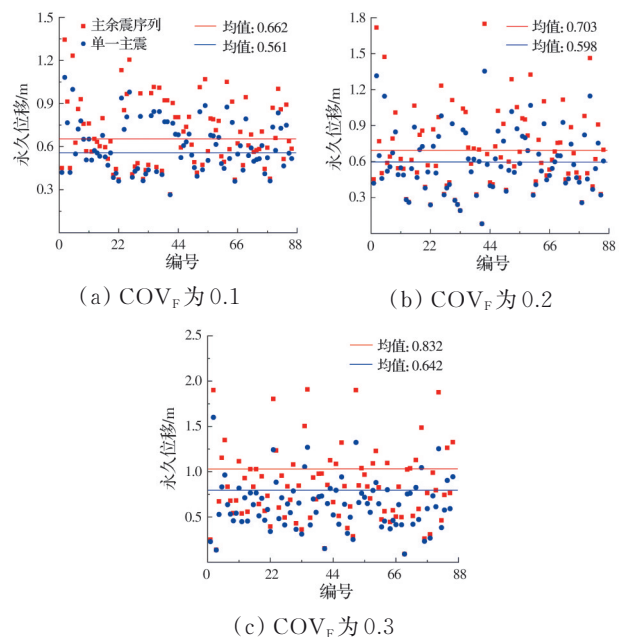


图 13 不同 PGA 下永久位移离散点分布图

Fig. 13 Discrete point distribution of permanent displacements under different PGA

图 14 为 COV_F 分别为 0.1、0.2 和 0.3 时边坡的永久位移离散点分布图。当 COV_F 较小时,边坡永久位移较小且相对比较集中。随着 COV_F 的增大,边坡的永久位移分布更加离散,均值逐渐增大。当 COV_F 为 0.1 时,主余震序列作用下边坡的永久位移均值为 0.662 m,而单一主震作用下边坡的永久位移平均值为 0.561 m。主余震序列作用下边坡的永久位移均值比单一主震作用下大。当 COV_F 为 0.2 和 0.3 时,主余震序列作用下边坡的永久位移均值分别为 0.703、0.832 m。此时单一主震作用下边坡的永久位移均值分别为 0.598、0.642 m。随着 COV_F 的增大,永久位移均值不断增大,且位移差值呈逐渐增大趋势。

图 15 为当 COV_F 为 0.3 时不同 PGA 下边坡的

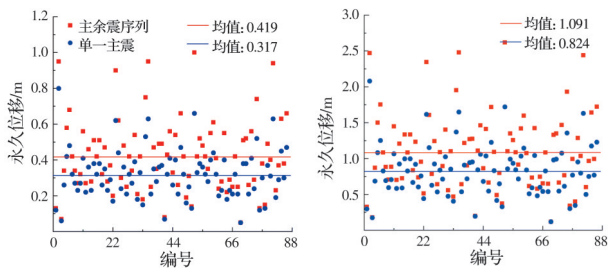
图 14 不同 COV_F 下永久位移离散点分布图Fig. 14 Discrete point distribution of permanent displacements under different COV_F

永久位移离散点分布图。当PGA为0.4g和0.6g时,主余震序列作用下边坡的位移均值分别为0.419、1.091 m。而单一主震作用下边坡的永久位

移均值为0.317、0.824 m。随着PGA的增大,边坡的永久位移不断增大。从永久位移均值以及位移最大值和最小值的差值来看,边坡的永久位移变化对 COV_F 更加敏感。

4.2 可靠度分析

图 16 为不同 COV_c 和 PGA 下边坡的永久位移概率信息。当 COV_c 为 0.1 和 PGA 为 0.5g 时,PDF 最大值为 4.8,永久位移主要集中在 0.5 m 左右。随着 COV_c 的增大,PDF 曲线逐渐下降,永久位移的分布范围更广。永久位移的分布情况和 PDF 峰值随时间的变化反映了土体参数的不确定性对边坡动力响应的影响。同时,边坡永久位移的 PDF 不是标准的对数正态分布,体现了边坡系统的非线性对永久位移的影响。



(a) PGA 为 0.4g (b) PGA 为 0.6g

图 15 不同 PGA 下永久位移离散点分布图
Fig. 15 Discrete point distribution of permanent displacements under different PGA

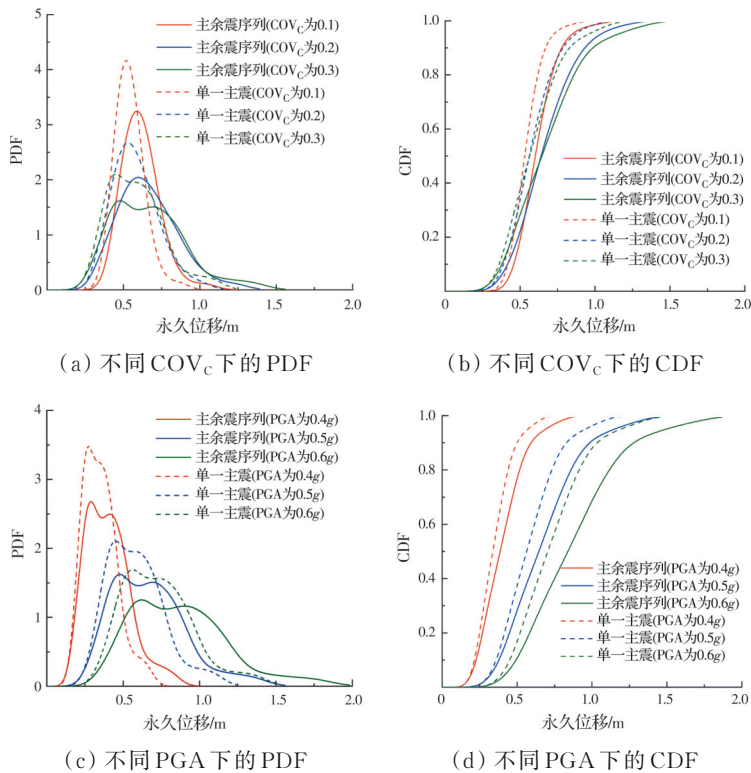


图 16 不同 COV_c 和 PGA 下的边坡永久位移概率信息

Fig. 16 Probability information of permanent displacement of the slope under different COV_c and PGA

表 2 和表 3 为不同 COV_c 和 PGA 条件下位移阈值为 0.05、0.5、1 m 时边坡的动力可靠度。当 PGA 为 0.5g 及位移阈值为 0.05、0.5、1 m 时,随着 COV_c 从 0.1 增大到 0.3,主余震序列作用下边坡的动力可靠度分别增加了 0%、10% 和降低了 8%。对于不同的位移阈值,随着 COV_c 的增大,材料参数的波动范围增大,边坡的动力可靠度会增大或者减小。但整体来看,随着 COV_c 的增大,边坡的破坏概率增大。当 COV_c 为 0.3 及位移阈值为 1 m 时,与单一主震相比,主余震序列作用下边坡的动态可靠度降低了

表 2 不同 COV_c 对应的边坡可靠度 (PGA 为 0.5g)
Table 2 Reliability of the slope corresponding to different COV_c (PGA=0.5g)

地震动	永久位移/m	可靠度		
		COV_c 为 0.1	COV_c 为 0.2	COV_c 为 0.3
主余震序列	0.05	0	0	0
	0.5	0.19	0.23	0.29
	1	0.98	0.93	0.9
单一主震	0.05	0	0	0
	0.5	0.38	0.34	0.37
	1	0.99	0.99	0.96

表 3 不同 PGA 对应的边坡可靠度 (COV_c 为 0.3)

Table 3 Reliability of the slope corresponding to different PGA ($COV_c=0.3$)

地震动	永久 位移/m	可靠度		
		PGA 为 0.4g	PGA 为 0.5g	PGA 为 0.6g
主余震 序列	0.05	0.003	0.000 2	0
	0.5	0.77	0.28	0.11
	1	1	0.9	0.69
单一 主震	0.05	0.003	0.000 2	0
	0.5	0.9	0.37	0.17
	1	1	0.96	0.88

6%。此外,随着 PGA 从 0.4g 增加到 0.6g,当位移阈值为 0.05、0.5、1 m 时,主余震序列作用下边坡

的动力可靠度分别降低了 0.3%、66% 和 31%。与单一主震相比,当 PGA 为 0.6g、位移阈值为 1 m 时,主余震序列作用下边坡的动力可靠度降低了 19%。

图 17 为不同 COV_F 和 PGA 下边坡永久位移的概率信息。当 COV_F 为 0.1、PGA 为 0.5g 时,PDF 最大值为 2.1,边坡的永久位移主要集中在 0.5 m 左右。随着 COV_F 的增大,PDF 曲线逐渐下降,边坡的永久位移分布范围更广。与图 15(a)相比,PDF 曲线不是规则的正态分布,而是呈单峰或者双峰形式,说明当考虑空间变异性时,概率信息的演化和传递是复杂和不规则的。此外,同样表明边坡永久位移对 COV_F 的变化更加敏感。

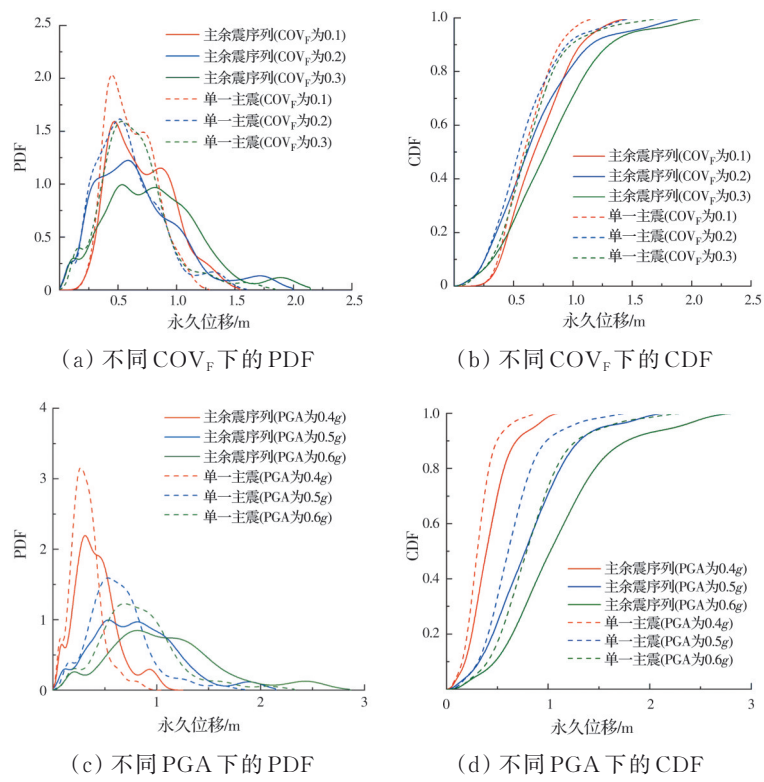


图 17 不同 COV_F 和 PGA 下的边坡永久位移概率信息

Fig. 17 Probability information of permanent displacement of the slope under different COV_F and PGA

表 4 和表 5 为不同 COV_F 和 PGA 条件下、位移阈值分别为 0.05、0.5、1 m 时边坡的动力可靠度。当 PGA 为 0.5g 及位移阈值分别为 0.05、0.5、1 m 时,随着 COV_F 从 0.1 增大到 0.3,主余震序列作用下边坡的动力可靠度分别增加了 0.5%、降低了 2% 和 15%。当 COV_F 为 0.3 及位移阈值为 1 m 时,与单一主震相比,主余震序列作用下边坡的动力可靠度降低了 20%。此外,随着 PGA 从 0.4g 增加到 0.6g,当位移阈值分别为 0.05、0.5、1 m 时,主余震序列作用下边坡的动力可靠度分别降低了 0.9%、60%、50%。与单一主震相比,当 PGA 为 0.6g 和位移阈值为 1 m 时,主余震序列作用下边坡的动力可靠度

降低了 26%。

表 4 不同 COV_F 对应的边坡可靠度 (PGA 为 0.5g)

Table 4 Reliability of the slope corresponding to different COV_F (PGA=0.5g)

地震动	永久 位移/m	可靠度		
		COV_F 为 0.1	COV_F 为 0.2	COV_F 为 0.3
主余震 序列	0.05	0	0.004	0.005
	0.5	0.26	0.36	0.24
	1	0.86	0.83	0.71
单一 主震	0.05	0	0.004	0.001
	0.5	0.35	0.43	0.34
	1	0.96	0.92	0.91

表 5 不同 PGA 对应的边坡可靠度 (COV_F 为 0.3)

Table 5 Reliability of the slope corresponding to different PGA (COV_F=0.3)

地震动	永久 位移/m	可靠度		
		PGA 为 0.4g	PGA 为 0.5g	PGA 为 0.6g
主余震 序列	0.05	0.009	0.005	0
	0.5	0.71	0.24	0.11
	1	0.98	0.71	0.48
单一 主震	0.05	0.01	0.001	0.007
	0.5	0.91	0.34	0.17
	1	1	0.91	0.74

5 结论

基于 PDEM 和 Newmark 位移法,提出了一种高效的基于永久位移的边坡可靠度分析框架。地震序列和材料参数随机场分别由主余震序列随机模拟方法和谱表示法生成。通过非侵入式随机有限元分析,首先从统计角度得到了边坡永久位移的离散分布情况;随后利用提出的可靠度分析方法,量化了材料参数的空间变异性、余震以及 PGA 对边坡动力可靠度的影响。得到的主要结论如下:

1) 基于 PDEM 和 Newmark 方法,建立了基于永久位移的边坡动力可靠度分析框架。结合非侵入式随机有限元分析方法,可以快速获得复杂边坡的失效概率。

2) 随机动力响应分析结果表明,COV_C和 COV_F对主余震序列作用下边坡的永久位移有显著影响。随着 COV_C和 COV_F的增加,边坡的永久位移分布更加离散,且位移均值呈逐渐增大的趋势。相比之下,边坡的永久位移对 COV_F的变化更加敏感。

3) 若忽略余震的影响,将会高估边坡的抗震性能。计算结果表明,主余震序列作用下边坡的永久位移均值大于单一主震作用。随着 PGA 的增加,余震对边坡永久位移的影响更加显著。

4) 受材料随机性和非线性影响,PDF 曲线不是规则的对数正态分布,而是不规则的单峰或双峰形式。随着 COV 的增加,PDF 曲线变得更低、更宽,边坡的破坏概率增加。当位移阈值为 1 m、PGA 为 0.5g 时,随着 COV 从 0.1 增加到 0.3,边坡的动力可靠度不断降低,破坏概率增加 15% 左右。

参考文献

[1] XU C, XU X W, YAO X, et al. Three (nearly) complete inventories of landslides triggered by the May 12, 2008 Wenchuan Mw 7.9 earthquake of China and their spatial distribution statistical analysis [J]. Landslides, 2014, 11(3): 441-461.

[2] 刘杰, 易桂喜, 张致伟, 等. 2013 年 4 月 20 日四川芦山 M7.0 级地震介绍[J]. 地球物理学报, 2013, 56(4): 1404-1407.

LIU J, YI G X, ZHANG Z W, et al. Introduction to the Lushan, Sichuan M7.0 earthquake on 20 April 2013 [J]. Chinese Journal of Geophysics, 2013, 56(4): 1404-1407. (in Chinese)

[3] 殷京科, 李典庆, 杜文琪. 主余震序列作用下边坡位移响应及地震动参数相关性分析[J]. 工程力学, 2023, 40(3): 44-53.

YIN J K, LI D Q, DU W Q. Correlation analysis of slope displacement response and seismic parameters due to main-aftershock sequences [J]. Engineering Mechanics, 2023, 40(3): 44-53. (in Chinese)

[4] 李超, 管龙华, 何健健, 等. 边坡主震响应方向性及余震效应的离心模型试验[J]. 岩土工程学报, 2023, 45(6): 1285-1293.

LI C, GUAN L H, HE J J, et al. Centrifugal model tests on mainshock response directionality and aftershock effect of slopes [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2023, 45(6): 1285-1293. (in Chinese)

[5] WANG G, PANG R, YU X, et al. Permanent displacement reliability analysis of soil slopes subjected to mainshock-aftershock sequences [J]. Computers and Geotechnics, 2023, 153: 105069.

[6] 郑勇, 马宏生, 吕坚, 等. 汶川地震强余震(M_s≥5.6)的震源机制解及其与发震构造的关系[J]. 中国科学 D 辑, 2009, 39(4): 413-426.

ZHENG Y, MA H S, LV J, et al. Focal mechanism solution of strong aftershock (M_s≥5.6) of Wenchuan earthquake and its relationship with seismogenic structure [J]. Scientia Sinica (Terrae), 2009, 39(4): 413-426. (in Chinese)

[7] LI Q W, ELLINGWOOD B R. Performance evaluation and damage assessment of steel frame buildings under main shock-aftershock earthquake sequences [J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2007, 36(3): 405-427.

[8] 韩建平, 李军. 考虑主余震序列影响的低延性钢筋混凝土框架易损性分析[J]. 工程力学, 2020, 37(2): 124-133.

HAN J P, LI J. Seismic fragility analysis of low-ductile RC frame accounting for the influence of mainshock-aftershock sequences [J]. Engineering Mechanics, 2020, 37(2): 124-133. (in Chinese)

[9] DAS S, GUPTA V K. Scaling of response spectrum and duration for aftershocks [J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2010, 30(8): 724-735.

[10] GODA K, TAYLOR C A. Effects of aftershocks on peak ductility demand due to strong ground motion records from shallow crustal earthquakes [J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2012, 41(15): 2311-2330.

[11] 朱瑞广, 吕大刚. 基于 Copula 函数的主余震地震动强度参数相关性分析[J]. 工程力学, 2019, 36(2): 114-123.

ZHU R G, LV D G. Copula-based correlation analysis of intensity measures of mainshock-aftershock ground motions [J]. Engineering Mechanics, 2019, 36(2): 114-123. (in Chinese)

- [12] 申家旭, 陈隽, 丁国. 基于 Copula 理论的序列型地震动随机模型[J]. 工程力学, 2021, 38(1): 27-39.
SHEN J X, CHEN J, DING G. A stochastic model for sequential ground motions based on the copula theory [J]. Engineering Mechanics, 2021, 38(1): 27-39. (in Chinese)
- [13] 刘子心, 姜云木, 刘章军, 等. 基于实测强震记录的主余震向量过程降维模拟[J]. 地震工程与工程振动, 2022, 42(4): 179-190.
LIU Z X, JIANG Y M, LIU Z J, et al. Dimension-reduction simulation of main-aftershock type vector process based on strong motion records [J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2022, 42(4): 179-190. (in Chinese)
- [14] 王鼎, 李杰. 工程场地地震动随机场的物理模型[J]. 中国科学: 技术科学, 2012, 42(7): 798-807.
WANG D, LI J. A random physical model of seismic ground motion field on local engineering site [J]. Scientia Sinica (Technologica), 2012, 42(7): 798-807. (in Chinese)
- [15] DU W Q, WANG G. A one-step Newmark displacement model for probabilistic seismic slope displacement hazard analysis [J]. Engineering Geology, 2016, 205: 12-23.
- [16] 赵留园, 黄雨. 地震作用下边坡随机动力分析方法的若干进展[J]. 工程地质学报, 2020, 28(3): 584-596.
ZHAO L Y, HUANG Y. Advances in stochastic dynamic analysis of slopes under earthquakes [J]. Journal of Engineering Geology, 2020, 28(3): 584-596. (in Chinese)
- [17] 李杰, 陈建兵. 概率密度演化理论的若干研究进展[J]. 应用数学和力学, 2017, 38(1): 32-43.
LI J, CHEN J B. Some new advances in the probability density evolution method [J]. Applied Mathematics and Mechanics, 2017, 38(1): 32-43. (in Chinese)
- [18] PANG R, XU B, ZOU D G, et al. Stochastic seismic performance assessment of high CFRDs based on generalized probability density evolution method [J]. Computers and Geotechnics, 2018, 97: 233-245.
- [19] HUANG Y, XIONG M. Dynamic reliability analysis of slopes based on the probability density evolution method [J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2017, 94: 1-6.
- [20] 易顺, 岳克栋, 陈健, 等. 考虑抗剪强度空间变异性的双层黏土边坡风险分析[J]. 岩土工程学报, 2021, 43(增刊 2): 112-116.
YI S, YUE K D, CHEN J, et al. Risk analysis of two-layer clay slopes considering spatial variability of shear strength [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2021, 43(Sup 2): 112-116. (in Chinese)
- [21] 仇文岗, 王琦, 陈福勇, 等. 考虑岩体空间变异性的边坡可靠度分析及抗滑桩随机响应研究[J]. 岩土力学, 2021, 42(11): 3157-3168.
ZHANG W G, WANG Q, CHEN F Y, et al. Reliability analysis of slope and random response of anti-sliding pile considering spatial variability of rock mass properties [J]. Rock and Soil Mechanics, 2021, 42(11): 3157-3168. (in Chinese)
- [22] HU H Q, HUANG Y, ZHAO L Y. Probabilistic seismic-stability analysis of slopes considering the coupling effect of random ground motions and spatially-variable soil properties [J]. Natural Hazards Review, 2020, 21(3): 4020028.
- [23] VANMARCKE E H. Reliability of earth slopes [J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 1977, 103(11): 1247-1265.
- [24] 李典庆, 蒋水华, 周创兵, 等. 考虑参数空间变异性的边坡可靠度分析非侵入式随机有限元法[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(8): 1413-1422.
LI D Q, JIANG S H, ZHOU C B, et al. Reliability analysis of slopes considering spatial variability of soil parameters using non-intrusive stochastic finite element method [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, 35(8): 1413-1422. (in Chinese)
- [25] 蒋水华, 刘贤, 黄发明, 等. 考虑多参数空间变异性的降雨入渗边坡失稳机理及可靠度分析[J]. 岩土工程学报, 2020, 42(5): 900-907.
JIANG S H, LIU X, HUANG F M, et al. Failure mechanism and reliability analysis of soil slopes under rainfall infiltration considering spatial variability of multiple soil parameters [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2020, 42(5): 900-907. (in Chinese)
- [26] PANG R, ZHOU Y, CHEN G H, et al. Stochastic mainshock-aftershock simulation and its applications in dynamic reliability of structural systems via DPIM [J]. Journal of Engineering Mechanics, 2023, 149(1): 04022096.
- [27] SHINOZUKA M, DEODATIS G. Simulation of multi-dimensional Gaussian stochastic fields by spectral representation [J]. Applied Mechanics Reviews, 1996, 49(1): 29.
- [28] 唐浩. 层状土质边坡的地震响应与动力破坏机理研究[D]. 成都: 西南交通大学, 2016.
TANG H. Study on seismic response and dynamic failure mechanism of layered soil slope [D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2016. (in Chinese)
- [29] CHING J, PHOON K K. Effect of element sizes in random field finite element simulations of soil shear strength [J]. Computers & Structures, 2013, 126: 120-134.
- [30] YENER OZKAN M. A review of considerations on seismic safety of embankments and earth and rock-fill dams [J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 1998, 17(7/8): 439-458.

(编辑 胡英奎)