文章编号：1006－4362(2023)01－0064－07

基于 Newmark 法对加固边坡安全系数法的对比研究

王本栋[1]，李四全[2]，许万忠[1]，谯立家[1]，谭银龙[1]，周谊[1]
（1. 昆明理工大学国土资源工程学院，昆明 650093；2. 西南有色昆明勘测设计(院)股份有限公司，昆明 650217）

摘要： 工程中地震边坡稳定性分析通常采用的是拟静力法，该方法往往会忽略除震幅外其他地震动参数对边坡稳定性的影响。本文基于安全系数法和永久位移法，将拟静力法和两种动力稳定性评价方法时程分析法和 Newmark 位移法做对比。分析不同的地震波形、地震频率、地震持时、地震震幅对边坡稳定性的影响变化规律。结果表明：边坡的稳定性随着输入的地震幅值增大而降低；随着输入的地震动频率与固有频率越接近，共振现象越明显，稳定性越低；当地震动峰值过后，边坡的安全性随着地震持时的变化不明显。地震波波形对边坡安全性影响很大，不能忽略。拟静力法未考虑地震频率、持时和波形的影响，当地震频率与边坡固有频率相近或地震震级较大时，对边坡的稳定性评价不准确。建议在以后的稳定性分析中，采取最小平均安全系数作为评价标准。当安全性系数小于 1.05 时，结合 Newmark 位移综合评价边坡的地震稳定性。

关键词： 土质边坡；安全系数；Newmark 位移；地震动参数；共振
中图分类号： P642；TU457；P315；TU311.3 **文献标识码：** A

COMPARATIVE STUDY ON THE SAFETY FACTOR METHOD OF REINFORCED SLOPE BASED ON NEWMARK METHOD

WANG Ben-dong[1], LI Si-quan[2], XU Wan-zhong[1], QIAO Li-jia[1], TAN Yin-long[1], ZHOU Yi[1]
(1. School of Land Resources and Engineering, Kunming University of Science and Technology, Kunming 650093, China;
2. Southwest Nonferrous Kunming Survey and Design (Institute) Co., Ltd., Kunming 650217, China)

Abstract: The quasi-tatic method is usually used in the stability analysis of seismic slope in engineering, which often ignores the influence of other ground motion parameters on the slope stability except the seismic amplitude. Based on the safety factor method and the permanent displacement method, this paper compares the quasi-tatic method and two dynamic stability evaluation methods, the time history analysis method and the Newmark displacement method. Analyze the changing law of the influence of different earthquake waveforms, earthquake frequencies, earthquake durations, and earthquake amplitudes on slope stability. The results show that the stability of the slope decreases with the increase of the input earthquake amplitude; as the input ground motion frequency is closer to the natural frequency, the resonance phenomenon is more obvious and the stability is lower; The change in safety with the duration of the earthquake is not obvious. The seismic wave shape has a great influence on the slope safety and cannot be ignored. The quasi-tatic method does not consider the influence of earthquake frequency, duration and waveform. When the earthquake frequency is close to the natural frequency of the slope or the earthquake

收稿日期： 2022-05-24 **改回日期：** 2022-07-17
基金项目： 国家自然科学基金资助项目(41562016)

magnitude is large, the stability evaluation of the slope is not accurate. It is suggested to take the minimum average safety factor as the evaluation standard in the future stability analysis. When the safety factor is less than 1.05, the seismic stability of the slope is comprehensively evaluated in combination with the Newmark displacement.

Key words: soil slope; safety factor; Newmark displacement; ground motion parameters; resonance

1　引言

地震往往造成大量的人员伤亡和财产损失，而地震滑坡是地震常见的次生灾害之一[1,2]。随着我国经济的高速发展，西南山区的重大项目也相继投入建设，同时西南山区也是我国的主要地震区[3]。如何确保生命线工程和重大民生工程中的地震边坡稳定是目前工程界亟待解决的问题之一[4]。

在我国现行的《建筑边坡工程技术规范》[5]中，地震工况稳定性分析采用的是拟静力法。该方法将地震动态力对结构的作用等效为惯性力直接静态地加载在结构体上。但由于其没有考虑到地震动参数和岩土体动力性质对边坡稳定性的影响，需要引入其他方法综合考虑边坡稳定性问题。

本文结合具体工程案例，考虑地震动参数对边坡稳定性的影响，构建合理的有限元模型，将稳定系数法和 Newmark 位移法结合，从而提出合理的稳定性评价体系，为以后边坡地震工况下的稳定性分析提供借鉴依据。

2　边坡稳定性评价方法

2.1　安全系数法

安全性系数作为我国规范中使用最多的方法，因其计算简单，意义明确被广泛的应用在边坡稳定性分析中。在地震动条件下，不考虑时间因素时为拟静力法，考虑时间因素时为时程分析法。

《建筑边坡工程技术规范》中，边坡地震工况稳定性的验算通常采用拟静力法实现。所得安全系数为拟静力法安全性系数(F_s)。该方法是将地震力的动态过程等效为一个惯性力施加在岩土体上，不考虑时间过程，只考虑该状态下的安全性系数，并作为地震工况的稳定性系数[6]。

当考虑时间因素时，最常用的即为时程分析法，该方法把抗滑力和下滑力视为一个关于时间的函数，则安全性系数也成为了一个关于时间的函数，这样相较于拟静力法，我们可以更好地考虑到地震动的特征和岩土体的动力特征。但这种方法得到的安全性系数较多，没有明确的相关规范和建议采用哪一个安全性系数来描述地震过程中的边坡稳定性。所以本实验选取以下 3 个安全性系数与静力安全系数进行对比：①以安全性系数曲线上的平均值作为边坡安全性的评价标准，即平均安全系数。②以安全性系数曲线的最小值作为边坡安全性的评价标准，即最小安全系数 F_{smin}。③由于在地震过程中，动剪应力是不断变化的，取($F_{s0}-F_{smin}$)的 0.65 倍作为安全系数的平均振幅来反映安全系数因地震作用而偏离的幅度则最小平均安全系数[7]。

$$\bar{F}_{smin}=F_{s0}-0.65(F_{s0}-F_{smin}) \tag{1}$$

式中，$\bar{F}_{smin}$为最小平均安全系数；F_{s0}为边坡在静力条件下的安全性系数；F_{smin}为边坡动力时程中的最小安全性系数。

在《建筑边坡工程技术规范》中，以边坡稳定系数将边坡的状态划分为不稳定，欠稳定，基本稳定和稳定。如表 1 所示。

表 1　边坡稳定状态划分

F_s	$F_s<1.00$	$1.00\leqslant F_s<1.05$	$1.05\leqslant F_s<F_{st}$	$F_s\geqslant F_{st}$
稳定状态	不稳定	欠稳定	基本稳定	稳定

F_{st}为地震工况下的边坡稳定系数

对于永久边坡的 F_{st}取值则可以根据边坡工程安全等级来确定，见表 2。

表 2　边坡稳定安全系数

边坡安全等级	一级	二级	三级
稳定安全系数 F_{st}	1.15	1.1	1.05

国内规范只规定了静力安全系数的规范值，本文采用三级边坡安全等级的稳定安全系数 $F_{st}=1.05$。对于时程分析法的其他安全系数没有相关的规定，本文暂以 1.05 作为安全性系数的规定值。

2.2　永久位移法

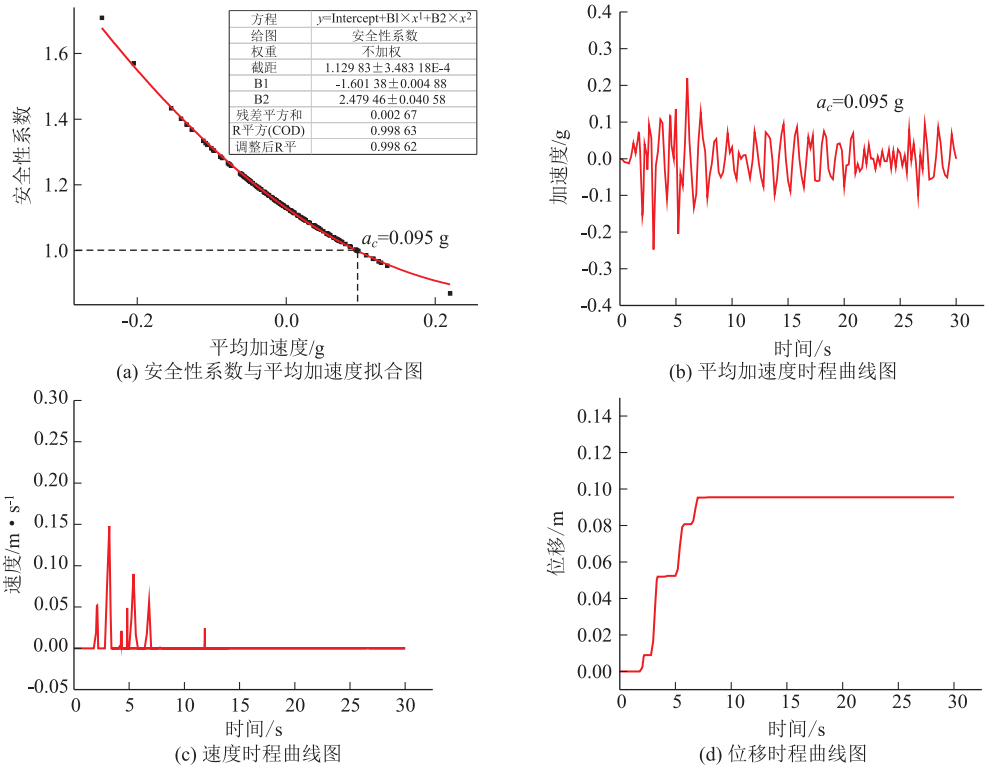
Newmark 位移分析法是基于 Newmark 于 1965 年提出的概念。当地震产生的实际加速度大于该边坡的屈服加速度时，该边坡就会产生永久位

移。通过计算该永久位移的值，可以定量地分析边坡的稳定性。

平均加速度即最危险滑块的下滑力和重量的比值。通过统计拟合平均加速度和安全性系数的关系，求出滑块的安全性系数等于 1 时的平均加速度即为屈服加速度 a_c。当最危险滑块上的地震加速度超过屈服加速度时，块体沿滑动面滑动产生永久位移。该永久位移可以通过地震动时程曲线与屈服加速度的差值进行时间的二次积分求得：

$$D=\iint_t[a(t)-a_c]\mathrm{d}t\mathrm{d}t \tag{2}$$

式中，D 为永久位移；$a(t)$为地震波加速度。



(a) 安全性系数与平均加速度拟合图

(b) 平均加速度时程曲线图

(c) 速度时程曲线图

(d) 位移时程曲线图

图 1 Newmark 位移计算

图 1 为本算例 El Centro 波峰值加速度 $a_{peak}=0.2$ g 时，Newmark 位移的计算过程。经以往 Newmark 法使用后发现 Newmark 位移不一定能准确地反应现场发生的滑坡位移大小。但经过大量的数据统计，jibson 等人提出了以边坡失稳概率为预测的 Newmark 位移函数[8]。

$$P(f)=0.335[1-\exp(-0.048D_n^{1.565})] \tag{3}$$

其中，$P(f)$为边坡失稳的概率；D_n 为 Newmark 位移，单位是 cm。jibson 等人通过该式给出了边坡失稳概率的估算：

(1) 当 Newmark 位移在 0～1 cm 时，边坡失稳的概率低(0%～2%)。

(2) 当 Newmark 位移在 1～5 cm 时，边坡失稳的概率中等(2%～15%)。

(3) 当 Newmark 位移在 5～15 cm 时，边坡失稳的概率高(15%～32%)。

(4) 当 Newmark 位移大于 15 cm 时，边坡失稳的概率极高(>32%)。

国内关于 Newmark 法的研究较少，还没有相关的规范准则规定最大位移的允许值。本文以类似工程案例[9,10]做参考：

(1) Wieczoreketal 等采用 5 cm 作为加利福尼亚州 Sanmateo 地区一滑坡灾害的最大位移。

(2) jibson 和 keefer 在密西西比河流域的滑坡，认为允许位移在 5～10 cm 区间是可接受的。

基于以上案例本文偏安全的采用 Newmark 位移 5 cm 作为最大位移允许值来界定各边坡失稳与否。

3 地震动参数影响分析

3.1 计算模型与参数

本文模型基于澄江化石地博物馆项目永久边坡治理工程。土质边坡高为 11 m，上覆人工填土，下层为粘土地层，其土体的物理力学参数根据《澄江化石地博物馆项目永久边坡治理工程岩土工程勘察报告》所得，见表 3。当采用 GEOStudio 计算静力安

全系数时调用 SLOPE/W 模块，岩土体本构采用 Mohr-Coulomb 本构，当采用动力时程分析法时，调用 QUAKE/W 模块，岩土体采用等效线性模型。此处分析的是加固后的边坡，加固方式为一排桩长 17 m、埋深 6 m、截面积 4 m^2 的方桩，并在距离其桩顶 2 m 处设置一根 9.4 m 的预应力锚索，锚固段长 3 m，锚固角度为 30°。建立的模型共有 928 个节点，681 个单元，见图 2。

表 3　边坡土体物理力学参数

	重度 /kN·m^{-3}	粘聚力 /kPa	内摩擦角 /°	泊松比	最大剪切模量/MPa
人工填土	17.6	22.5	9.6	0.3	27.5
粘土	18.4	44.5	12.8	0.25	30

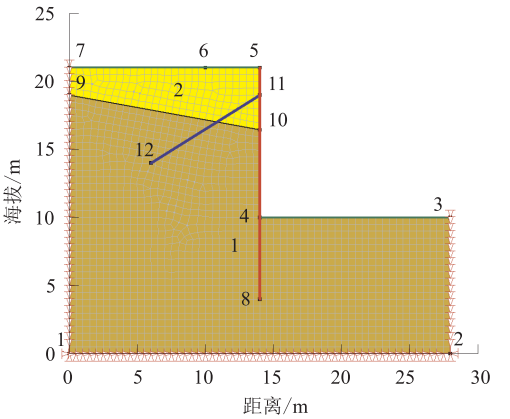


图 2　计算模型

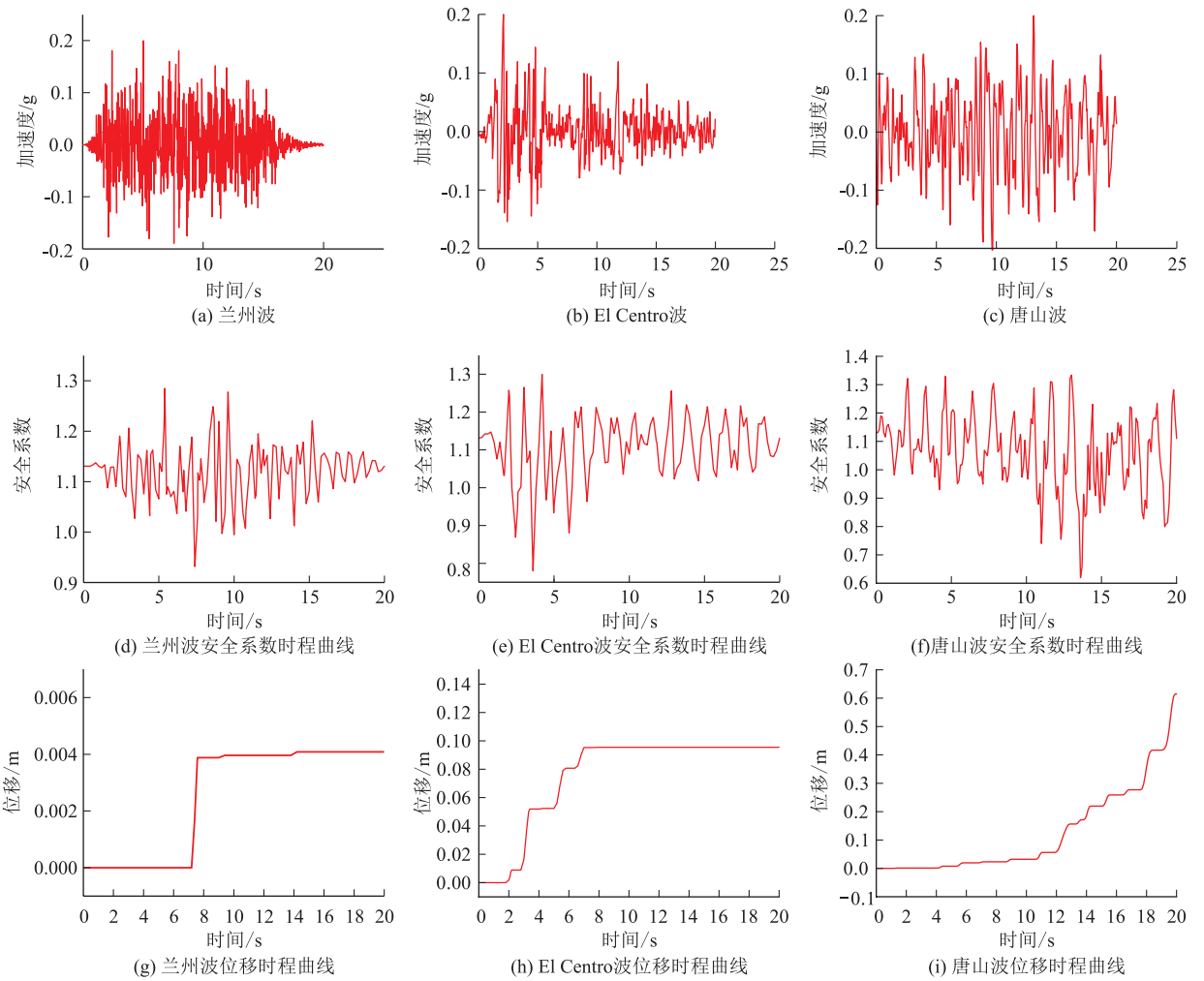


图 3　地震波加速度时程、安全系数时程

3.2　地震波类型的影响

本次试验选取的 3 种输入 3 种地震波：兰州波（6.6 级）、El Centro 波（7.0 级）、唐山波（7.8 级）进行试验。将 3 条地震波的峰值加速度 a_{peak} 调整至 0.2 g，同时因为地震的持续时间不同，为减小其他因素对实验结果的影响。我们截取地震中振动最剧烈的 20 s 作为实验输入的地震波。

表 4　安全系数及 Newmark 位移汇总表

	静力安全系数	平均安全系数	最小安全系数	最小平均安全系数	Newmark 位移/m
兰州波	1.031	1.101	0.932	1.002	0.004
El Centro 波	1.031	1.1	0.780	0.903	0.095
唐山波	1.031	1.069	0.619	0.798	0.615

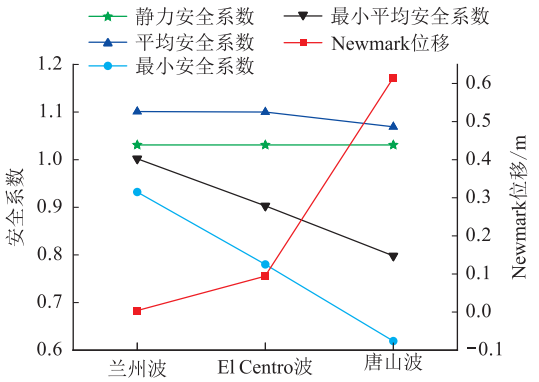


图 4 不同波型的安全系数和 Newmark 位移

由图 3、图 4、表 4 可以看出：

(1) 在相同峰值加速度 $a_{peak}=0.2g$ 时，随着地震震级的增大，平均安全系数、最小安全系数和最小平均安全系数均在减小。

(2) 对比图 3(d)和图 3(e)、图 3(f)可以看出随着地震震级的上升，安全性系数波动也在增大。

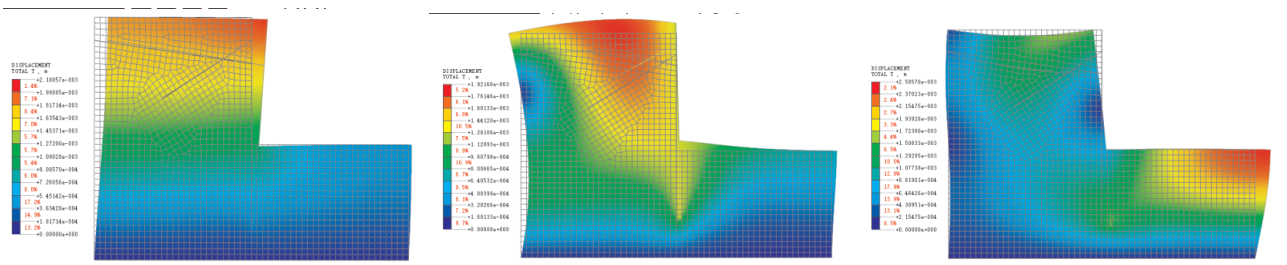
(3) 从图 3(g)和图 3(h)、图 3(i)可以看出随着地震震级增大，即使在相同的峰值加速度和持续时间内，Newmark 位移依旧相差较大。

(4) 静力安全系数并未考虑地震波的影响，所以安全性系数没有变化且小于 1.05，平均安全系数均大于 1.05，最小安全系数和最小平均安全系数均小于 1.05。通过 Newmark 位移分析，以兰州波模拟时，边坡是稳定的，而以 El Centro 波和唐山波模拟时边坡是不稳定的。

3.3 地震波波频的影响

地震波为多条简谐波组成的随机波，其中包含了不同的频率。每种频率的占比不同使得地震波的振动特性也不同。在以往发生的震害当中，人们发现由于地震动的卓越周期和结构的自振周期相近时，往往峰值加速度并不大却对建筑物造成了不可估量的破坏。在结构设计中，共振的现象已经得到了充分的重视，但在岩土工程中却甚少提及。本节通过 GTS NX 进行加固边坡的模态分析，并计算出边坡的固有频率。再通过输入 10 s 单一振幅，频率 1～7 Hz 的正弦波 $a=0.1\ g\ \sin(2\pi ft)$ 来计算验证频率的变化对边坡稳定性的影响。

GTS NX 软件采用分块法(Block Lanczos)进行的模态分析，确定模型的固有频率[11]，见图 5。



(a) 模态 1(FREQ=1.613 Hz) (b) 模态 2(FREQ=3.451 Hz) (c) 模态 3(FREQ=4.162 Hz)

图 5 模态分析

(1) 分析该边坡的前 3 个模态，图 5(a)模态 1 边坡的变形主要表现为横向变形，图 5(b)模态 2 表现为竖向变形，图 5(c)模态 3 主要表现为整体模型的变形。将 3 个模态对应的频率正弦波模拟到 Geostudio 中得到结果，如图 6。

(2) 对比图 6 中的安全性系数曲线发现边坡的最小安全性系数变化最大，最小时 $F_{min}=0.673$ 且均小于 1.05，显示边坡是不稳定的；平均安全系数变化较小，但在接近固有频率的时候安全性系数也会小于 1.05；静力安全系数由于未考虑频率的影响，没有变化，且大于 1.05；除静力安全性系数外所有安全性系数随着频率的增大而增大。

(3) Newmark 位移总体随着频率的增大而减小，当频率 FERQ=5 Hz 时，永久位移已经等于 0。在频率小于 4.162 Hz 之前，永久位移均大于 5 cm。

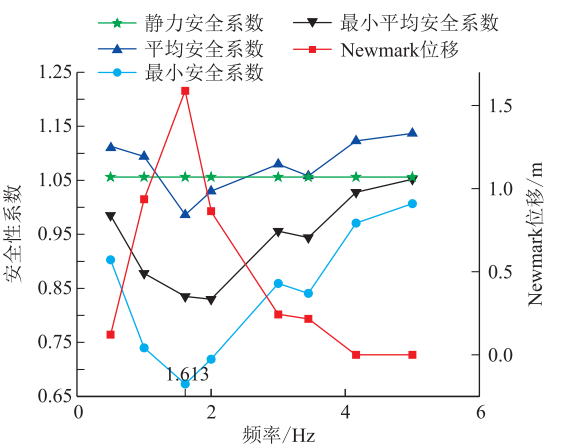


图 6 安全系数和 Newmark 位移随频率变化图

(4) 从图 6 中明显看出当频率趋近 1.613 Hz 时，安全性系数均急剧减小，Newmark 位移迅速增

大。由于本次模拟采用的地震波为横向施加，所以也是与模态 1 岩土体横向变形时的固有频率引起共振。这也证明了当地震波趋近于边坡的固有频率时，同频率的地震波会引起边坡的共振，从而影响边坡的稳定性。

3.4　地震波幅值的影响

为了研究不同地震波幅值对边坡稳定性系数的影响。拟采用 1940 年发生的帝谷地震中被记录的完整 El Centro 波[12]（图 7）。将 El Centro 波幅值分别调整为我国的《建筑边坡工程技术规范》中不同设防烈度规定的峰值加速度 0.05 g、0.1 g、0.15 g、0.2 g、0.3 g 和 0.4 g，其他参数均为实测数据。地震波震幅对边坡稳定性影响的变化见表 5。

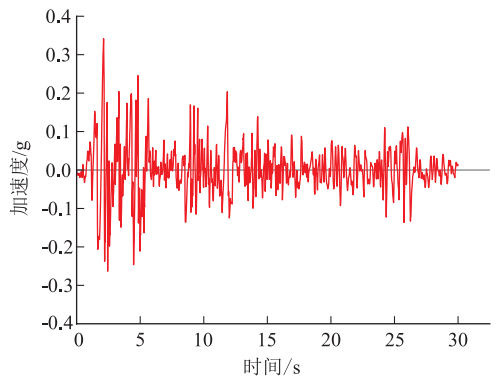


图 7　El Centro 波

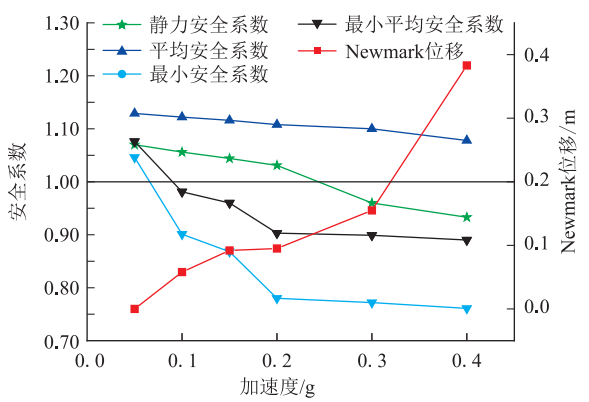


图 8　地震动幅值与安全系数和 Newmark 位移关系图

由图 8 可知，边坡的稳定性系数随着地震峰值加速度的增加而减小。平均安全系数随着加速度增加变化不大，且均大于 1.05。最小安全系数均小于 1.05。但在 $a_{peak}=0.1$ g 时，静力安全性系数大于 1.05，最小平均安全系数小于 1.05，通过对比观察 Newmark 位移曲线发现当 $a_{peak}=0.1$ g，永久位移为 0.058 m，根据本文失稳判别条件，该边坡在 $a_{peak}=0.1$ g 的峰值加速度下，为失稳状态，这与静力安全系数得到的结果相反。而与最小平均安全性系数相同。

3.5　地震波持时的影响

地震持续时间作为描述地震特点的 3 个要素之一，也是影响边坡稳定的关键要素。为研究不同地震持时下的安全性系数变化，本实验采用 El Centro 波作为输入波，波形见图 7。将 El Centro 波的幅值调整为 0.2 g，分别记录 2.5 s、5 s、7.5 s、10 s、12.5 s、15 s、17.5 s、20 s、22.5 s、25 s、27.5 s、30 s 的各个安全系数进行比较（图 9）。

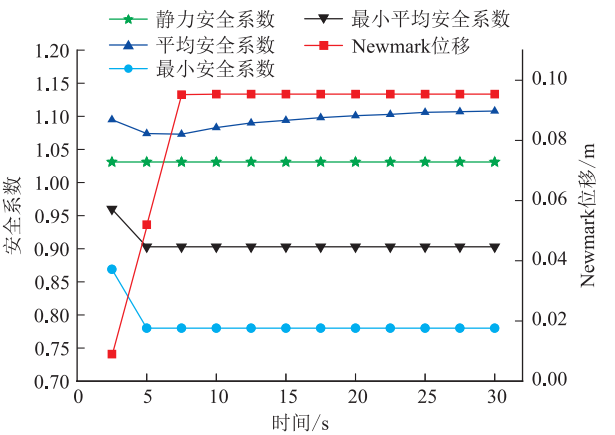


图 9　地震动持时与安全系数关系图

表 5　不同幅值安全系数及 Newmark 位移汇总表

地震峰值加速度/g	静力安全系数	最小安全系数	平均安全系数	最小平均安全系数	Newmark 位移/m
0.05	1.07	1.046	1.129	1.076	0
0.1	1.056	0.901	1.122	0.981	0.058
0.15	1.044	0.868	1.116	0.96	0.092
0.2	1.031	0.78	1.108	0.903	0.095
0.3	0.96	0.772	1.1	0.899	0.155
0.4	0.933	0.761	1.078	0.89	0.383

（1）从数值上看，只有平均安全系数大于 1.05。其他安全系数在地震峰值 $T=2.12$ s 之后均小于 1.05，且变化趋于平稳。

（2）Newmark 位移在 2.5 s 后均大于 5 cm。证明边坡为不稳定边坡与除平均安全系数以外的其他系数所得到的结论一致。

4　结论

通过采用安全系数法和永久位移法对加固后的土质边坡不同地震动参数的评价对比研究得到如下结论：

（1）拟静力法未考虑地震波的随机性、地震参数、地震持时和地震频率等影响因素，尤其是当地震波波形和地震波频率发生变化，很可能造成边坡稳定性的误判。

(2) 本文模拟了时程分析法中比较有代表性的3个安全性系数,通过与静力安全系数和 Newmark 位移的对比发现:平均安全系数过大在所有模型中均大于其他安全性系数,平均安全系数高估了边坡的稳定性。最小安全性系数作为边坡安全性评价标准是最安全的,但最小安全系数往往时间很短,岩土体出现瞬态失稳,但很快又消失,并没有出现完全破坏的滑裂面。所以按最小安全系数取值过于保守,造价成本过高。最小平均安全系数对边坡稳定性的评价与 Newmark 位移法得出的结果相同且较为准确。

(3) 通过不同频率简谐波模拟发现,地震波可能引起边坡的共振现象。在较小的地震震级情况下,同样可以引起岩土体的失稳,这与传统的地震破坏观念不同。

(4) 建议在以后的稳定性分析中,采取最小平均安全系数作为评价标准。当安全性系数小于1.05时,结合 Newmark 位移综合评价边坡的稳定性,而不仅仅依靠静力安全系数判定边坡的稳定性。

参考文献

[1] 张兆鹏. 边坡地震稳定性的数值模拟研究[D]. 中国地震局工程力学研究所,2018.

[2] 曾惜. 地震荷载作用下抗滑桩加固边坡动力稳定性分析[D]. 西南交通大学,2017.

[3] 蒋朝兴,许万忠. 玉溪师范学院边坡稳定性分析及治理技术[J]. 地质灾害与环境保护,2020,31(2):40-45.

[4] 张乐,冯君,武小菲,等. 基于变形控制的含软弱夹层顺层边坡治理[J]. 地质灾害与环境保护,2021,32(4):94-101.

[5] 中华人民共和国建设部. 建筑边坡工程技术规范(GB 50330-2002)[S]. 2002.

[6] 杨昕光,李永录. 中美边坡拟静力稳定分析方法的对比研究[J]. 工业建筑,2019,49(2):98-102.

[7] 刘汉龙,费康,高玉峰. 边坡地震稳定性时程分析方法[J]. 岩土力学,2003,24(4):553-556+560.

[8] Jibson R W,Harp,E L,Michael J A. A method for producing digital probabilistic seismic landslide hazard maps: An example from the Los Angeles[M]. California,area: U. S. Geological Survey Open-File report. 1998:98-113.

[9] 褚宏宪,方中华,史慧杰,等. Newmark 位移分析方法在海底斜坡斜坡地震稳定性评价中的应用[J]. 海洋地质前沿,2017,33(6):53-58.

[10] Xu X,Huang Y. Parametric study of structural parameters affecting seismic stability in slopes reinforced by pile-anchor structures[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering,2021,147:106789.

[11] 言志信,张学东,张森,等. 地震作用下边坡的共振响应研究[J]. 工程抗震与加固改造,2011,33(1):6-11.

[12] 陈建永. 排桩支护基坑地震响应的稳定性分析[J]. 地质灾害与环境保护,2019,30(4):50-53.

作者简介: 王本栋(1995—),男,2018 年本科毕业于西南交通大学土木工程专业,现为昆明理工大学国土资源工程学院资源与环境-地质工程硕士研究生,主要从事边坡稳定性的研究。E-mail:940001225@qq.com

通讯作者: 许万忠(1965—)男,博士,现任昆明理工大学教授,主要从事岩土工程专业研究工作。E-mail:582647881@qq.com