

基于矢量和方法的边坡动力稳定性分析

郭明伟¹, 葛修润¹, 王水林¹, 王欢²

(1. 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实验室, 湖北 武汉 430071;

2. 上海交通大学 船舶海洋与建筑工程学院, 上海 200240)

摘要: 边坡矢量和方法是基于力的矢量特性和边坡体真实应力场的分析方法, 动力有限元法可模拟得到边坡体在天然地震动荷载作用下每一时刻的应力状态, 在此基础上采用边坡矢量和法进行动力稳定性分析, 可得到边坡体在地震动过程中的安全系数时程曲线, 进而对其动力稳定性进行评价。针对一高陡边坡, 在静力稳定性分析的基础上, 针对软弱结构面控制的深层滑移面采用矢量和法进行动力稳定性分析, 计算中考虑小震(50 a超越概率 63%)和大震(50 a超越概率 2%)作用下的动力响应。计算结果表明, 在小震和大震作用下的动力安全系数分别为 1.86, 1.66。矢量和法能够较真实地模拟边坡在地震动过程中的动力特征和稳定性状态, 为边坡动力稳定性分析提供一种切实可行的分析途径。

关键词: 边坡工程; 矢量和方法; 地震荷载; 动力有限元法; 边坡稳定

中图分类号: P 642

文献标识码: A

文章编号: 1000 - 6915(2011)03 - 0572 - 08

DYNAMIC STABILITY ANALYSIS OF SLOPE BASED ON VECTOR SUM ANALYSIS METHOD

GUO Mingwei¹, GE Xiurun¹, WANG Shuilin¹, WANG Huan²

(1. State Key Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan, Hubei 430071, China; 2. School of Naval Architecture, Ocean and Civil Engineering, Shanghai Jiaotong University, Shanghai 200240, China)

Abstract: Combining with the dynamic finite element method, the vector sum analysis method(VSAM) which is based on the vector characteristic of force and true stress field, is used in seismic stability analysis of slope; and the dynamic stress field at any moment under seismic loads are obtained; so the time-history curves of safety factors of slope can be obtained easily; and the whole stability state of slope can be evaluated. And then, the method is applied to a high steep rock slope; and based on the static stability analysis of slope, the deep slip surface governed by the weak discontinuities is analyzed under seismic loads. Seismic responses of 63 % and 2 % probability of overloads in 50 a are taken into account in dynamic stability analysis of the slope. The calculating results show that the dynamic safety factors are 1.86 and 1.66 under small and big seismic loads, respectively. The seismic characteristics and dynamic stability of slope can be well simulated with VSAM, so as to provide a practical approach for dynamic stability analysis of slope.

Key words: slope engineering; vector sum analysis method(VSAM); seismic load; dynamic finite element method; slope stability

收稿日期: 2010 - 10 - 22; **修回日期:** 2011 - 01 - 12

基金项目: “十一五”国家科技支撑计划项目(2008BAB29B03); 中国科学院知识创新工程重要方向资助项目(kzcx2 - yw - 151)

作者简介: 郭明伟(1981 -), 男, 博士, 2005年毕业于华北水利水电学院岩土工程专业, 现任助理研究员, 主要从事边坡稳定性分析等方面的研究工作。E-mail: guomingwei2001@163.com

1 引言

边坡在动力荷载作用下的稳定性问题历来是岩土工程和地震工程关心的重要问题之一。在岩土工程领域,边坡的动力荷载包括天然动力荷载和人工动力荷载,天然动荷载主要是指天然地震荷载,而在地震荷载作用下的边坡稳定问题是边坡动力分析研究的主要问题。

天然地震作用下边坡稳定分析远比静力分析复杂,因为边坡地震反应不仅与输入地震动的特性有关,而且与岩土体的动力特性密切相关。目前常用的边坡动力分析方法主要有:拟静力法^[1]、滑块分析法^[2]、数值分析方法^[3~5]和试验法。拟静力法在边坡动力稳定性分析中是应用最早也是最简单的方法,该方法实际上是将地震力等效为水平方向和竖直方向不变的加速度力,并施加在潜在滑体的重心上,加速度的方向取为对边坡稳定不利的方向,至今,该方法仍被工程界广泛应用。国内外学者对该方法进行了大量的研究^[6~9],这些研究大多是根据地震破坏程度及边坡体的重要性等级分别给出具有经验性质的地震加速度系数值;有关拟静力分析的方法很多,都是由静力稳定分析推广而来。滑块分析法是在拟静力方法的基础上提出的,考虑了滑块的有限滑动位移,该方法是由 N. M. Newmark^[2]于1965年在第5届朗肯(Rankin)讲座上针对坝坡提出的,他指出坝坡稳定与否取决于地震时引起的变形,并非最小安全系数。这2类分析方法都是在静力学的基础上去研究边坡动力失稳问题,假设与实际相差较大,难以真实反映地震动作用下边坡岩土体的动力特征和破坏机制。试验法,虽然在基本满足相似律的条件下,能够较真实直观地反映岩土边坡的薄弱部位及渐进破坏机制和稳定性程度,便于直接判断边坡的地震稳定性,但该方法目前基本以振动台的物理模拟试验为主^[10],仅限于单一频率的地震动输入、单一平直滑动面及小尺度的边坡,而采用真实地震动输入的、具有复杂滑动面及大尺度边坡的大型振动台和离心机试验尚未见报道。数值分析法与试验法不同,可真实模拟在地震动作用下岩土体动力反应和破坏特征。目前,数值分析方法与边坡静力分析相同,主要有有限元法^[3]、有限差分法^[4]、快速拉格朗日元法、边界元法、离散元法^[5]等。在这些方法中,有限元法最早应用于边坡地震分析,尽管有限元法由于自身的局限性对地震过程中可能

出现的某些破坏现象(如液化大变形、大滑移、滚落、大应变等)难以作出精确合理的估计,但从小变形的角度能够深入分析岩土体的自振特性及岩土体各部分的动力反应,并且已积累了丰富的应用经验,因此有限元法已成为岩土工程动力分析中最重要的分析方法之一。

在边坡静力分析中,应用较广泛的方法主要有极限平衡法和有限元强度折减法,边坡动力稳定性分析中的拟静力法是极限平衡法在动力分析中的扩展;而对应于静力分析中常用的有限元强度折减法因为要反复进行折减有限元计算,在动力分析中则受到限制无法得到应用。矢量和法是依据边坡体当前应力状态的分析方法,其安全系数定义物理力学意义明确。在边坡静力或动力分析中,只要已知边坡体在当前荷载作用下的应力状态,矢量和法都可迅速的求解得到其稳定性安全系数。在边坡动力分析中,将动力有限元法和矢量和法相结合可快速得到边坡动力矢量和法安全系数时程曲线,从而对边坡在地震荷载作用下的稳定性进行评价。在边坡静力矢量和分析的基础上,本文针对一高陡边坡工程实例,对其在天然地震动荷载作用下的稳定性进行矢量和法分析,体现了该方法在边坡动力分析方面的优越性,为边坡动力稳定性分析提供一种切实可行的分析途径。

2 地震荷载作用下边坡矢量和分析

2.1 矢量和法安全系数表达式

矢量和法是在边坡真实应力场的基础上来评估其稳定性,其对应的安全系数称之为矢量和法安全系数,定义为:在边坡潜在滑动面上,总抗滑力矢在整体下滑趋势方向上投影的代数和与总下滑力矢在此方向上投影代数和的比值^[1]。从原则上讲,从边坡的真实状态出发得到的结果应更为合理,也更为直接。

边坡整体下滑趋势方向示意图见图1,图中: σ_s , σ_r , σ_n 为滑体上点A对基岩的一组作用力,分别对应为潜在滑面上点A的应力矢量、剪应力、法向应力; \hat{d} 为整体下滑趋势方向; s 为潜在滑面;则矢量和法安全系数可表达为

$$K = \frac{R}{T} \quad (1)$$

其中,

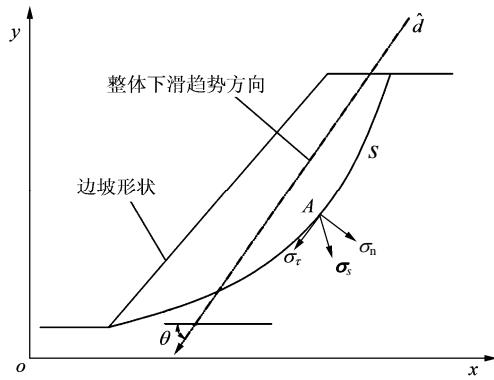


图1 边坡整体下滑趋势方向示意图

Fig.1 Sketch of potential slip direction of whole slope

$$T = \int_s (\sigma_s \hat{d}) ds \quad (2)$$

$$R = \int_s \sigma'_s (-\hat{d}) ds \quad (3)$$

$$\hat{d} = - \frac{\int_s (c - \sigma_n \tan \phi) \hat{d}_r ds}{\left\| \int_s (c - \sigma_n \tan \phi) \hat{d}_r ds \right\|} \quad (4)$$

式中： σ'_s 为滑面上任一点的抗滑应力矢量， \hat{d}_r 为滑面上单位极限抗滑剪应力方向(单位矢量)。上述各公式的详细推导过程详见郭明伟等^[11]的研究。

2.2 地震荷载作用下边坡矢量和法分析过程

由于动力有限元法不但可以应用总应力法，而且还是有效应力法的基础，可以考虑复杂地形、岩土体的非线性、非均质性、弹塑性及土中孔隙水等因素的影响，能够深入分析岩土体的自振特性及各部分的动力反应，因此在地震荷载作用下，采用动力有限元法可求解得到地震动每一时刻边坡体的动应力状态。针对每一时刻的动应力状态，采用矢量和法进行稳定性分析，可得到边坡体在地震荷载作用过程中的安全系数时程曲线，进而对边坡体在地震荷载作用下的安全性进行评价。地震荷载作用下边坡体矢量和法分析过程见图2。

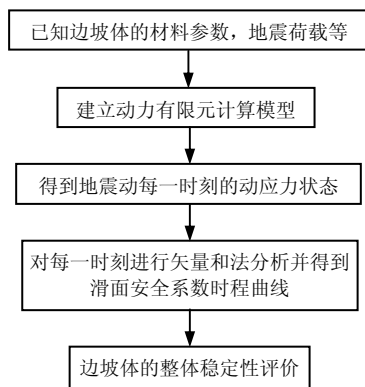


图2 地震荷载作用下边坡体矢量和法分析过程

Fig.2 Process of seismic stability analysis of slope with VSAM

3 工程实例

该主体建筑设计于采石深坑内，依崖壁建造，采石坑中边坡陡峭，坡度较陡，坡角约为 80°，高边坡均为人工开挖形成。工程所处地区历史上曾经发生过多起地震，根据设计和施工安全的需要，对该边坡进行动力稳定性分析。

3.1 计算模型和条件

根据实际的工程地质情况和岩质高边坡坡内主要的结构面分布情况，二维有限元模型如图3所示。在网格划分中，采用平面应变单元模拟岩土体及结构面，为了和动力有限元分析中的模型一致，这里边界条件采用无限元边界。整体模型共有 4 198 个单元，4 330 个节点。计算中采用的岩土体材料参数见表1。

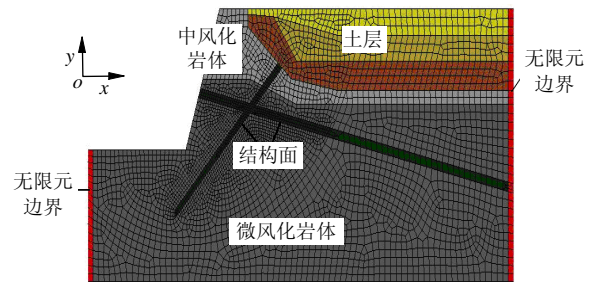


图3 二维有限元模型

Fig.3 2D calculating model with FEM

表1 岩土体材料参数

Table 1 Material parameters of rocks and soils

介质	泊松比 μ	容重 $\rho(\text{kN} \cdot \text{m}^{-3})$	弹性模量 E/GPa	黏聚力 c/MPa	内摩擦角 $\phi(^{\circ})$
杂填土	0.47	19.2	0.088	0.018	16.0
灰色黏土	0.47	19.0	0.119	0.015	15.0
暗绿色黏土	0.47	18.8	0.351	0.045	18.5
中风化基岩	0.32	28.0	4.350	0.750	21.0
弱风化基岩	0.32	28.0	5.500	1.120	21.0
结构面	0.30	25.6	0.500	0.200	35.0

该高边坡在自然状态下，所受的载荷包括结构自重、各种上部结构超载等。除建筑物以外的区域，场地地面超载取 30 kPa；主体建筑地下室底板底面绝对标高为 -2.95 m，建筑基底荷载为 130 kPa；坑底结构超载为 390 kPa；在坑口位置设置基础梁支承坑内主体结构的跨越钢桁架，基础梁底面绝对标高按 -2.0 m 考虑，作用在基础梁上的竖向荷载及水平荷载即二维有限元计算模型加载及约束条件

见图 4。其中, 竖向荷载为 3 500 kPa, 方向垂直向下; x 及 y 向水平荷载根据坑口边线均按朝向坑内定位, 取 1 300 kPa。自然状态下有限元计算的边界条件为: 水平向两侧均为无限元边界, 底面固定。动力有限元计算时, 根据主体结构设计及岩体边坡设计相关资料的要求, 计算中考虑小震(50 a 超越概率 63%)和大震(50 a 超越概率 2%)作用下的动力响应(见图 5)。

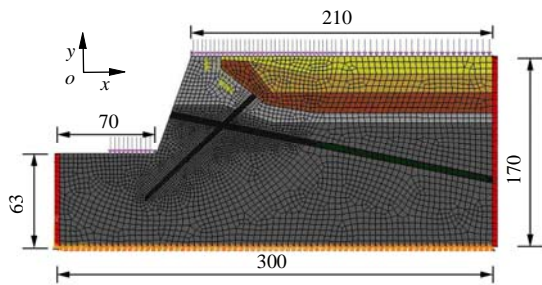


图 4 二维有限元几何模型加载及约束条件(单位: m)
Fig.4 Loading and constraint conditions of 2D geometric model with FEM(unit: m)

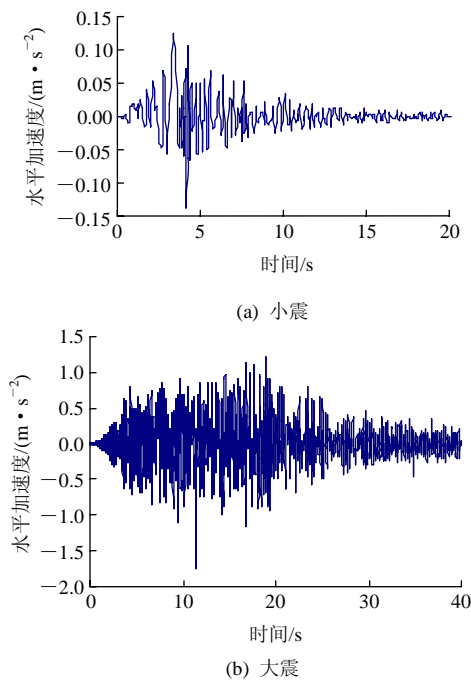
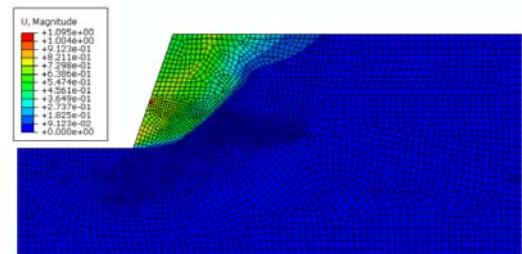


图 5 基岩水平加速度时程曲线
Fig.5 Time-history curves of horizontal acceleration of bedrock

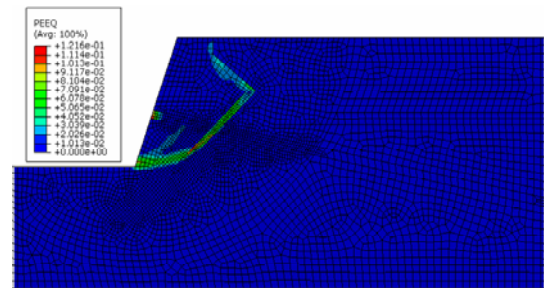
3.2 静力稳定性分析

为了更好地对比和分析, 本文分别采用有限元强度折减法和矢量和法对该边坡进行静力稳定性分析, 若边坡覆盖层处采用弹塑性本构模型, 则有限元强度折减计算时, 模型会因为覆盖层强度过低而不能收敛, 这样的结果明显与实际不符。为了得到合理的结果, 对于覆盖层采用弹性模型, 而岩体和

结构面采用理想弹塑性的本构模型和莫尔 - 库仑强度准则。依据 ABAQUS 软件默认的计算收敛准则(力和位移不收敛), 得到的强度折减安全系数为 2.09。极限平衡状态下变形分布见图 6, 由图可知, 该高边坡主要的破坏模式为沿倾向坑底结构面的剪切滑动, 塑性区沿该结构面从上到下基本贯通, 总位移也主要发生在该结构面控制的滑移通道内。有限元强度折减法虽然能给出塑性区贯通带, 但通常无法给出一个确定的滑面。同时可知, 该边坡的稳定性主要由 2 个结构面控制。为此, 采用矢量和法以沿倾向坑底的结构面为控制线进行临界滑面的简单搜索, 即以坡顶上的剪入点、软弱结构面上的剪入和剪出点为变量进行搜索, 得到的临界滑面见图 7, 矢量和法安全系数为 1.887, 整体下滑趋势方向与 x 轴之间的夹角 $\theta = 27.25^\circ$ 。



(a) 总位移云图(单位: m)



(b) 等效塑性应变分布图

图 6 极限平衡状态下变形分布
Fig.6 Deformation distributions in limit equilibrium state

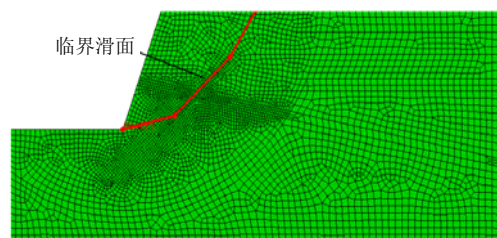


图 7 矢量和法搜索得到的临界滑面
Fig.7 Critical slip surface searched by VSAM

3.3 小震作用下的动力稳定性分析

动力有限元法可计算得到边坡体在震动荷载作用下的应力、变形等响应过程。图 8(a)为小震作

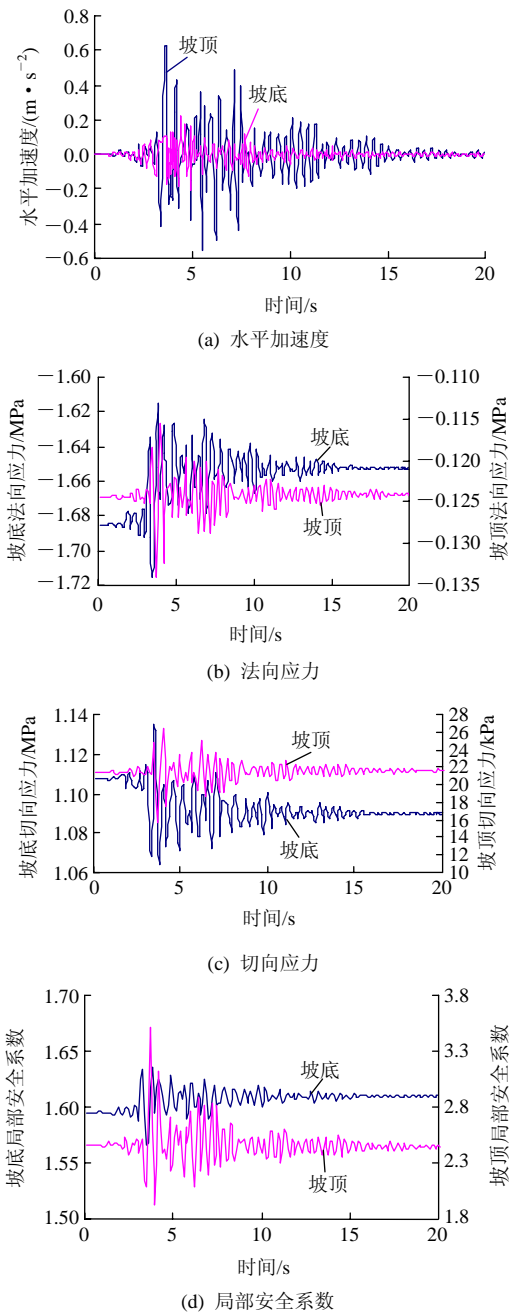


图 8 小震作用下边坡滑面坡顶和坡底端点处的时程曲线
Fig.8 Time-history curves at the top and bottom points of slip surface under small seismic load

用下边坡的坡顶及坡底端点处的水平加速度时程曲线；以整个边坡滑体为研究对象，坡顶和坡底端点处法向应力和切向应力的时程曲线分别如图 8(b)，(c)所示，其中法向应力正负号按照弹性力学的规定，即拉正压负；切向应力以沿滑面向上为正，向下为负；边坡体滑面顶部和底部端点处局部安全系数时程曲线如图 8(d)所示，端点局部安全系数的求解是按照点安全系数的定义，即抗滑剪应力与下滑剪应力的代数和比值来计算的。以静力分析时得到的临界滑体为研究对象，则整个边坡体抗滑合力矢 $\int_s \sigma_s' ds$ 和

下滑合力矢 $\int_s \sigma_s ds$ 的大小随地震动的响应规律如图 9 所示；小震作用下边坡动力矢量和法计算结果如图 10 所示。

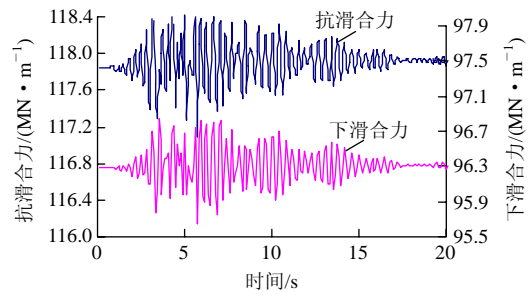


图 9 小震作用下边坡体的动态响应规律

Fig.9 Dynamic response of whole sliding mass under small seismic load

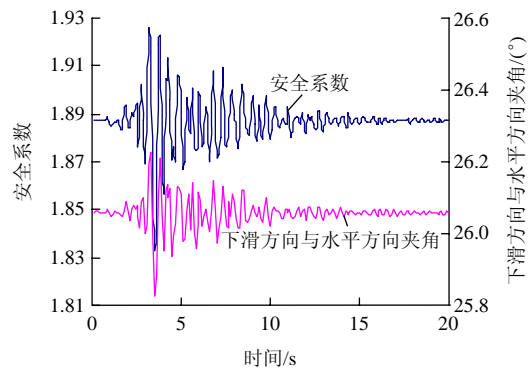


图 10 小震作用下边坡动力矢量和法计算结果

Fig.10 Calculating results of slope with VSAM under small seismic load

由图 8 可知，坡顶和坡底在地震动荷载作用下的动力响应状态是不同的。其中加速度响应与地震加速度相比呈放大趋势，在顶边处放大约 4 倍，在坡底处放大约 1.5 倍；坡顶端点处的法向应力、切向应力与坡底端点处的法向应力、切向应力均不是同步变化；且不同应力响应状态下的局部安全系数也明显不同(见图 8(d))。由此可见，在边坡静力分析的基础上，对边坡滑体施加同一方向的加速度分量进行动力稳定性分析明显是不合适的。

矢量和法在整体地震动过程中安全系数最小值为 1.832，对应的地震动时刻为 3.5 s，下滑趋势方向与水平方向的夹角为 25.83°；安全系数最大值为 1.926，对应的地震动时刻为 3.2 s，下滑趋势方向与水平方向的夹角为 26.19°。小震作用下在不同时刻边坡滑体附近加速度矢量图见图 11。在地震动 3.5 s 时刻，边坡体附近加速度矢量方向均朝基坑内侧，且基本为水平方向，这正是对坡体稳定最不利的情况，由边坡体加速度曲线可以看出，在下一时刻加速度方向明显改变，朝着基坑外侧方向发展，又有利于边坡体的稳定，因此此时计算得到的矢量和安

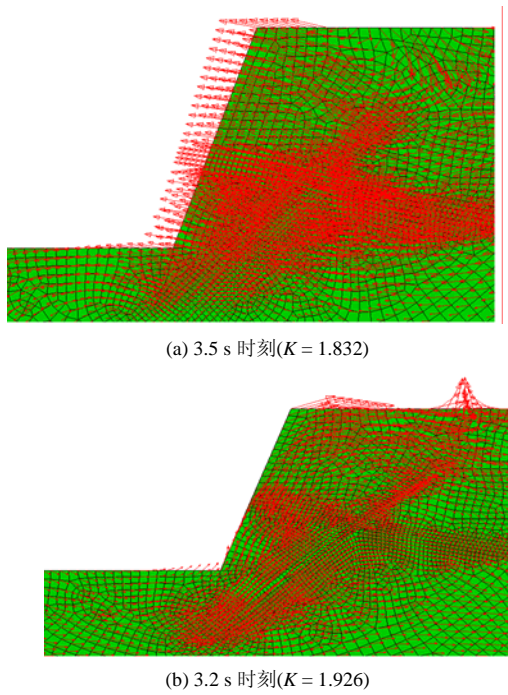


图 11 小震作用下不同时刻边坡滑体附近加速度矢量图
Fig.11 Acceleration vector diagrams near sliding mass at different moments under small seismic load

全系数最小; 同样, 在地震动 3.2 s 时刻, 坡体附近加速度矢量为朝向基坑外侧, 与 3.5 s 时刻基本相反的方向, 这有利于边坡体的稳定, 而在紧接着的下一时刻, 随着边坡体附近加速度方向的改变, 安全系数又得以恢复, 因此在 3.2 s 时刻得到的矢量和安全系数最大。

3.4 大震作用下的动力稳定性分析

与小震作用下的动力分析相似, 图 12(a)为大震作用下坡顶及坡底处的水平加速度时程曲线; 以整个边坡滑体为研究对象, 滑面顶端和底端法向应力和切向应力的时程曲线见图 12(b), (c); 坡体滑面顶点和底部端点处局部安全系数时程曲线如图 12(d)所示。同样, 在大震荷载作用下以整个滑体为研究对象, 整个滑体抗滑合力值和下滑合力值的动态响应规律见图 13; 大震作用下动力矢量和法计算结果见图 14。

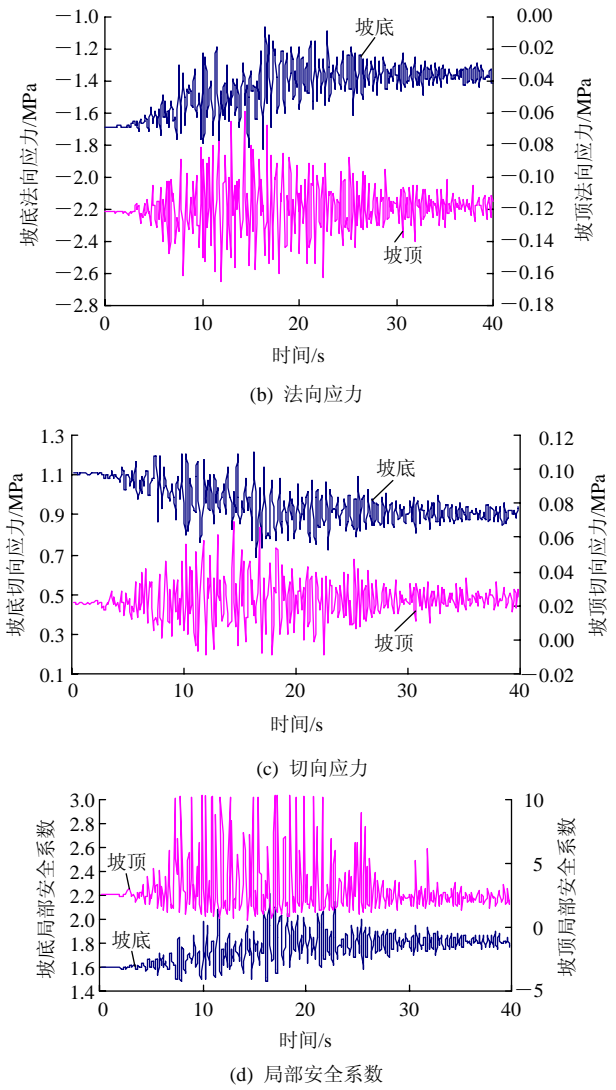
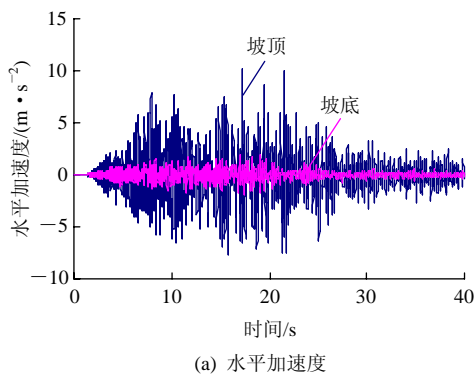


图 12 大震作用下边坡滑面坡顶和坡底处时程曲线
Fig.12 Time-history curves at the top and bottom points of slip surface under big seismic load

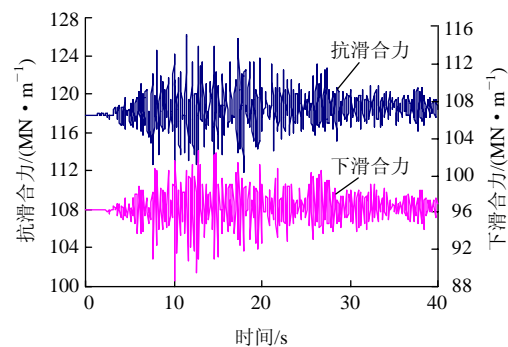


图 13 大震作用下边坡体动态响应规律
Fig.13 Dynamic response of whole sliding mass under big seismic load

与小震作用下的动态响应规律相似, 矢量和法在整体地震动过程中安全系数最小值为 1.605, 对应的地震动时刻为 16.3 s, 下滑趋势方向与水平方向的夹

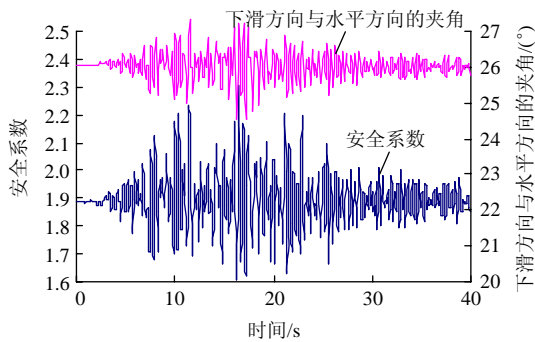


图 14 大震作用下边坡动力矢量和法计算结果

Fig.14 Calculating results of slope with VSAM under big seismic load

角为 24.52°；安全系数最大值为 2.305，对应的地震动时刻为 16.5 s，下滑趋势方向与水平方向的夹角为 27.23°。大震作用下边坡滑体附近加速度矢量图见图 15。

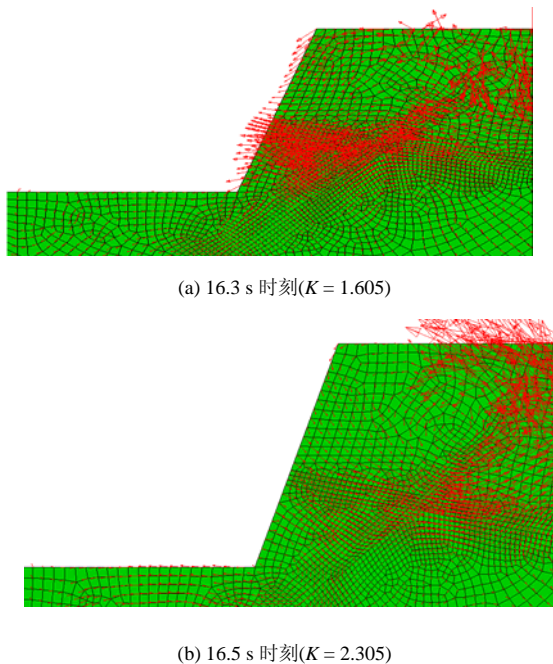


图 15 大震作用下不同时刻边坡滑体附近加速度矢量图
Fig.15 Acceleration vector diagrams near sliding mass at different moments under big seismic load

3.5 边坡动力整体稳定性评价

对于边坡动力稳定性评价指标，国内外目前尚无统一的认识，主要有安全系数和累积变形或永久位移 2 种评价指标。目前，安全系数的评价标准应用比较广泛，根据安全系数时程曲线进行稳定性评价的方法主要有：最小平均安全系数^[12]、最小动力安全系数^[13]、平均安全系数^[14]、基于可靠度理论的动力安全系数^[15]。最小平均安全系数是采用安全系

数曲线最大振幅的 0.65 倍作为平均振幅来反映安全系数随振动变化的过程，将最小平均安全系数定义为静力下安全系数减去平均振幅的影响；最小动力安全系数就是采用安全系数时程曲线中得到的最小安全系数来评价动力边坡的稳定性；平均安全系数是将采用平均或面积等效的方式得到的安全系数作为评价地震边坡的安全指标。基于边坡可靠度理论的动力稳定性评价指标，其动力安全系数 F_R 可根据安全系数时程平均值、标准差和可靠度指标表达为

$$F_R = \mu_F - \beta\sigma_F \quad (5)$$

其中，

$$\left. \begin{aligned} \mu_F &= \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N F(t_i) \\ \sigma_F &= \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N [F(t_i) - \mu_F]^2} \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

式中： N 为边坡安全系数时程离散点总数， $F(t_i)$ 为第 i 个时刻的边坡安全系数， β 为与边坡失效概率相关的可靠度指标。式(5)的推导过程详见刘红帅^[15]的研究成果。

为了安全起见，本文将判断失效概率确定为 0.01，其对应的可靠性指标 $\beta = 2.33$ ，这样就可根据式(5)求解得到边坡动力安全系数。该算例在自重荷载作用下的矢量和法安全系数为 1.89，整体下滑方向与水平方向夹角为 27.25°。依据矢量和法安全系数时程曲线，该算例在动力荷载作用下计算得到的安全系数计算结果见表 2，表中动力安全系数是按照式(5)计算得到的。

表 2 矢量和法动力安全系数计算结果

Table 2 Calculating results of dynamic safety factor with VSAM

荷载类型	最小平均安全系数	平均安全系数	最小动力安全系数	动力安全系数
小震	1.85	1.88	1.83	1.86
大震	1.73	1.89	1.60	1.66

在小震(50 a 超载概率 63%)和大震(50 a 超载概率 2%)的作用下，根据矢量和法安全系数时程曲线，采用边坡动力稳定性评价指标，计算得到的动力安全系数见表 2，其中动力安全系数是根据可靠度理论得到的动力稳定性安全系数值。由表 2 可知，该项目所在的采石坑边坡体在小震作用下的稳定性安全系数约为 1.86，而在大震作用下的稳定性安全系

数约为 1.66。

4 结 论

本文详细研究了边坡矢量和法在地震荷载作用下的稳定性分析。根据矢量和法安全系数的定义,在动力有限元计算得到边坡体动应力状态的基础上,给出了边坡动力矢量和法的求解过程。与传统的极限平衡法和有限元强度折减法不同,矢量和法与动力有限元法相结合能够较真实地模拟边坡在地震动作用过程中的动力特征和稳定性状态,且矢量和法安全系数定义物理力学意义明确,为显式表达式,无需迭代,易于进行边坡动力稳定性分析,为边坡动力稳定性分析提供了一种切实可行的分析途径。

采用矢量和法对高陡边坡动力稳定性分析表明:高陡边坡在静力荷载作用下强度折减安全系数为 2.09,以有限元强度折减结果为依据,采用矢量和法进行临界滑面搜索得到的安全系数为 1.89,下滑方向与水平向夹角为 27.25° 。在小震(50 a 超载概率 63%)和大震(50 a 超载概率 2%)作用下,计算得到的整体动力稳定性安全系数分别为 1.86 和 1.66。

参考文献(References):

- [1] SEED H B. Considerations in the earthquake resistant design of earth and rock fill dams[J]. *Geotechnique*, 1979, 29(3): 215 - 263.
- [2] NEWMARK N M. Effects of earthquakes on dams and embankments[J]. *Geotechnique*, 1965, 15(2): 139 - 160.
- [3] 薄景山,徐国栋,景立平. 土边坡地震反应及其动力稳定性分析[J]. *地震工程与工程振动*, 2001, 21(2): 116 - 120.(BO Jingshan, XU Guodong, JING Liping. Seismic response and dynamic stability analysis of soil slopes[J]. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 2001, 21(2): 116 - 120.(in chinese))
- [4] 刘春玲,祁生文,童立强,等. 利用 FLAC^{3D} 分析某边坡地震稳定性[J]. *岩石力学与工程学报*, 2004, 23(16): 2 730 - 2 733.(LIU Chunling, QI Shengwen, TONG Liqiang, et al. Stability analysis of slope under earthquake with FLAC^{3D}[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2004, 23(16): 2 730 - 2 733.(in chinese))
- [5] ZHANG C H, PEKAU O A, JIN F, et al. Application of distinct element method in dynamic analysis of high rock slopes and blocky structures[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 1997, 16(6): 385 - 394.
- [6] SIYABI B J, BILGE G. A pseudo-static stability analysis in normally consolidated soil slopes subjected to earthquakes[J]. *Technical Journal of Turkish Chamber of Civil Engineers*, 1998, 9(1): 1 525 - 1 552.
- [7] BIONDI G, CASCONI E, MAUGERI M. Flow and deformation failure of sandy slopes[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2002, 22(9 - 12): 1 103 - 1 114.
- [8] SIAD L. Seismic stability analysis of fractured rock slopes by yield design theory[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2003, 23(3): 21 - 30.
- [9] 姚爱军,苏永华. 复杂岩质边坡锚固工程地震敏感性分析[J]. *土木工程学报*, 2003, 36(11): 34 - 37.(YAO Aijun, SU Yonghua. A method for stability of slope engineering with complicated rockmass[J]. *China Civil Engineering Journal*, 2003, 36(11): 34 - 37.(in Chinese))
- [10] 王思敬. 岩石边坡动态稳定性的初步探讨[J]. *地质科学*, 1977, (4): 372 - 376.(WANG Sijing. Preliminary notes on the dynamic stability of rock slopes[J]. *Chinese Journal of Geology*, 1977, (4): 372 - 376.(in Chinese))
- [11] 郭明伟,李春光,葛修润,等. 基于矢量和分析方法的边坡滑面搜索[J]. *岩土力学*, 2009, 30(6): 1 775 - 1 781.(GUO Mingwei, LI Chunguang, GE Xiurun, et al. Searching potential slip surface of slopes based on the vector sum analysis method[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2009, 30(6): 1 775 - 1 781.(in Chinese))
- [12] 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.(LIU Hanlong, FEI Kang, GAO Yufeng, et al. Time-history analysis method of slope seismic stability[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2003, 24(4): 553 - 556, 560.(in Chinese))
- [13] 张伯艳,陈厚群,杜修力,等. 拱坝坝肩抗震稳定分析[J]. *水利学报*, 2000, (11): 55 - 59.(ZHANG Boyan, CHEN Houqun, DU Xiuli, et al. Arch dam abutment aseismic stability analysis[J]. *Journal of Hydraulic Engineering*, 2000, (11): 55 - 59.(in Chinese))
- [14] 吴兆营,薄景山,刘红帅,等. 岩体边坡地震稳定性安全系数分析方法[J]. *防灾减灾工程学报*, 2004, 24(3): 237 - 241.(WU Zhaoying, BO Jingshan, LIU Hongshuai, et al. A method for evaluating dynamic safety factor of rock slope seismic stability analysis[J]. *Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering*, 2004, 24(3): 237 - 241.(in Chinese))
- [15] 刘红帅. 岩质边坡地震稳定性分析研究[博士学位论文][D]. 哈尔滨: 中国地震局工程力学研究所, 2006.(LIU Hongshuai. Study on analysis method of rock slope seismic stability[Ph. D. Thesis][D]. Harbin: Institute of Engineering Mechanics, China Earthquake Administration, 2006.(in Chinese))