

DOI: 10.16285/j.rsm.2020.0104

地震作用下预应力锚索边坡的稳定性分析

贾志波, 陶连金, 史 明

(北京工业大学 城市与工程安全减灾教育部重点实验室, 北京 100124)

摘 要: 稳定性分析对边坡工程具有重要的意义。为探究地震对预应力锚固边坡的影响, 基于预应力锚索具有安全储备的特点, 分析了地震作用下边坡的分阶段模型。在传统 Newmark 法的基础上, 采用拟动力计算, 推导了顺层岩质边坡的位移、锚固力和安全系数计算公式。结合工程两个算例, 探究了不同锚索模型和地震累积作用下的边坡变形规律。由结果可知, 当锚索锚固力取固定值时, 边坡计算位移偏大, 随时间呈线性增长。当考虑锚索的安全储备时, 位移增长速率随时间逐渐减小, 最后趋近于定值。不同锚索模型对位移影响较大, 锚索储备作用不可忽略。同时地震会对预应力锚固边坡产生永久性影响。当再次发生扰动时, 其表现为临界滑动阈值的提升, 位移增长率与受震经历的加速度幅值呈反指数变化。以露天矿区边坡为背景, 在抗震设防标准下确定最佳支护方案。

关 键 词: 预应力锚索; 边坡; 地震; Newmark 法

中图分类号: TU 457

文献标识码: A

文章编号: 1000-7598 (2020) 11-3604-10

Stability analysis of prestressed anchor cable slope under seismic loads

JIA Zhi-bo, TAO Lian-jin, SHI Ming

(Key Laboratory of Urban Security and Disaster Engineering of Ministry of Education, Beijing University of Technology, Beijing 100124, China)

Abstract: Stability analysis is of great significance to the safety of slope engineering. In order to study the influence of seismic loads on slopes strengthened by prestressed anchor cables, firstly, the staged model of slope stability under seismic loads is analyzed based on the safety reserve characteristics of prestressed anchor cable, and secondly, the formulas of displacement, anchoring force and safety factor of bedding rock slope are derived by using the traditional Newmark's displacement calculation method. At last, two examples are used to study the displacement behavior of prestressed slope under different cable models and seismic accumulations. It can be seen from the results that when the anchoring force is taken as a constant value, the calculated seismic slope displacement is larger and increases linearly with time. When considering the safety reserves of anchor cables, the growth rate of displacement gradually decreases with time and finally reaches a constant value. Different cable models have great influence on the calculated displacement, and the reserve effect of cable cannot be ignored. Seismic loads, meanwhile, have a permanent effect on the prestressed anchor slope. The critical threshold of slope sliding increases if the slope is re-disturbed seismically. Displacement growth rate is inversely exponential with the acceleration intensity of the last shaking. Finally, taking the slope of an open pit mining area as a case study, the optimum supporting scheme is determined under the seismic fortification standard.

Keywords: prestressed anchor cable; slope stability; seismic loads; Newmark method

1 引 言

边坡稳定性分析是岩土工程领域的经典问题。近些年随着基础建设的大力发展, 受场地、施工条件等因素的限制, 高大陡坡工程屡见不鲜^[1]。边坡的稳定性评价方法主要有极限平衡法, 极限分析法和强度折减法等。以上方法均基于一种共识, 认为

边坡产生滑动即破坏。在实际工程中存在部分边坡虽然在震动中产生了较小的滑动, 但是因其具有自我调节的能力, 当地震结束或减小后会恢复稳定。基于此, Newmark 法在 1965 年被提出^[2], 其认为边坡破坏不是瞬时产生的, 而是永久位移不断累积造成的。该方法将滑移土体看成刚性体, 土体强度不随震动发生变化。当地震加速度超过屈服加速度时,

收稿日期: 2020-01-09

修回日期: 2020-04-13

基金项目: 国家重点研发计划项目 (No. 2017YFC0805403)。

This work was supported by the National Key R&D Program of China (2017YFC0805403).

第一作者简介: 贾志波, 男, 1990 年生, 博士, 主要从事岩土工程防灾减灾的研究工作。E-mail: jia2979424@126.com

通讯作者: 陶连金, 男, 1964 年生, 博士, 教授, 主要从事岩土工程防灾减灾的研究工作。E-mail: ljtao@bjut.edu.cn

滑移体发生滑动。由加速度对时间积分可以得到边坡位移, 若地震后总的位移量在允许范围内, 则认为边坡是稳定的, 反之则认为存在安全隐患。随后有学者对 Newmark 法做了改进^[3]。秦雨樵等^[4]提出了适用于非直线的永久位移法, 并采用振动台试验进行了验证。Bandini 等^[5]提出了一种新的分析模型, 该模型考虑了边坡的抗剪强度退化和结构的变化。当边坡处于非稳定状态时, 我们常需要采取加固措施。锚索具有简单、经济的特点, 应用最为广泛。随着锚固边坡的增多, 锚索在边坡中的作用越加的为人们所重视。Li 等^[6]基于极限上限法建立了功率方程, 探究了锚索对边坡稳定性的影响。蒋泽锋等^[7]将边坡看为半无限体, 通过弹性力学求解锚索作用于滑移面的力。叶帅华等^[8]通过试验得到了框架性锚索在地震作用下的响应规律。虽然目前已有较多研究成果, 但是对于地震下的预应力锚固边坡仍有待更深地研究。传统的 Newmark 法只考虑了水平地震波, 未考虑竖直方向地震波对边坡的影响。现有研究中常把锚索作用力简化为定值, 这同样与现场监测结果有较大出入^[9]。

本文在边坡分析中考虑了锚索的安全储备作用。从永久位移和锚固力的角度分析了边坡的分阶段变化。汲取前人的研究成果, 通过拟动力计算推导了边坡的位移、锚固力和安全系数计算公式。最后通过两个算例探究了地震作用对预应力边坡的影响。

2 地震作用下预应力锚索边坡模型

2.1 预应力锚索模型

锚索模型在边坡分析中具有重要的地位。很多研究中都將施工中的锚索的预张拉力作为锚固力。这种做法的优点是简化了计算, 缺点是较为粗犷, 不能考虑锚索的安全储备。图 1 为锚索位移 S 与锚固力 T 的曲线。目前有 3 种 T - S 模型为大家所认可^[10-11]。第 1 种是一段式, 作用点位移与锚索拉力近似呈线性增长。第 2 种模型为二段式, 第 1 阶段 $A'B'$ 为线弹性阶段, 第 2 阶段 $B'C'$ 为屈服阶段。在 $B'C'$ 阶段中, 当 S 增加, T 值趋近于定值。当锚固长度较大时, 常采用此模型。第 3 种为三段式, 在线性阶段的基础上增加了破坏阶段 $B''C''$ 和拔出阶段 $C''D''$ 。当锚固力达到最大值后, 随着位移的增加, 锚固力迅速衰减, 最后只残余部分锚固力。图中 A 点处对应的拉力为预张拉的锚固力。由于边坡的锚固深度较大, 二段式模型较为吻合。因此, 本文以二段式模型为例, 分析地震对预应力锚固边坡的影响。

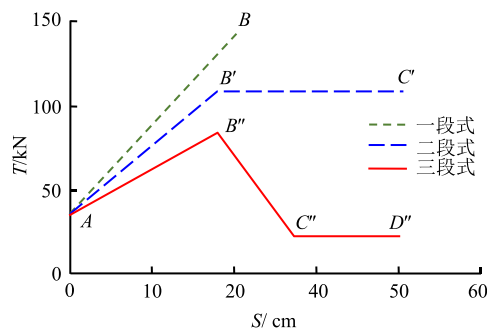


图 1 锚索 T - S 曲线

Fig.1 T - S curves of anchor cable

2.2 预应力锚索加固边坡模型

地震对预应力锚索边坡的作用主要表现在上部岩体位移的增加和锚索锚固力的变化。为了说明边坡的变化, 文中采用两个安全系数描述边坡稳定性。 F_{s1} 为锚索作用力取预应力 T_m 下的安全系数。 F_{s2} 为锚索力取失效时最大锚固力 T_{mmax} 下的安全系数。在预应力锚索施工中, T_m 常取为 T_{mmax} 的 60%~80%, 剩余的锚固力以安全储备的形式存在^[12]。这里须要注意, F_{s1} 、 F_{s2} 均为无地震荷载下的静安全系数, $F_s(t)$ 为地震荷载下边坡的动安全系数。

当考虑锚索的安全储备时, 地震作用下的预应力边坡有 3 个阶段, 见图 2。第 1 阶段, F_{s1} 、 F_{s2} 均大于等于 1。此种情况下虽然边坡受震动作用, 但地震力较小, 滑体不会发生位移, 不会产生累积作用。第 2 阶段, $F_{s1} < 1$ 、 $F_{s2} \geq 1$, 边坡产生了位移, 锚杆进入弹性阶段。锚杆拉力 T_m 增长会促使 F_{s1} 随之增大。第 3 阶段 F_{s1} 、 F_{s2} 均小于 1, 边坡在地震力的作用下产生下滑, 此时锚杆进入屈服阶段。锚杆拉力 T_m 逐渐增大, 最后趋近于 T_{mmax} , F_{s1} 近似等于 F_{s2} 。

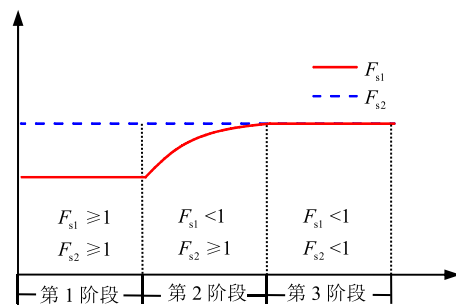


图 2 安全系数累积曲线

Fig.2 Cumulative curves of safety factor

此过程也可以用下滑力和抗滑力表示, 图 3 为震动过程中的 3 个阶段。假设 F_{k1} 为锚索力取预应力 T_m 下的抗滑力。 F_{k2} 为锚索力取失效时的最大锚

固力 $T_{m\max}$ 下的抗滑力。 $F_x(t)$ 为地震过程中的下滑力。图 3(a) 为第 1 阶段，下滑力小于抗滑力，边坡不发生滑动。图 3(b) 为第 2 阶段，下滑力 $F_x(t)$ 大于抗滑力 F_{k1} ，小于最大抗滑力 F_{k2} 。在此阶段抗滑力 F_{k1} 随滑移体位移增加而增大。图 3(c) 为第 3 阶段，下滑力超过最大抗滑力，锚索发挥最大作用， F_{k1} 近似等于 F_{k2} 。图中阴影部分为下滑力做功，引发边坡失稳滑动。

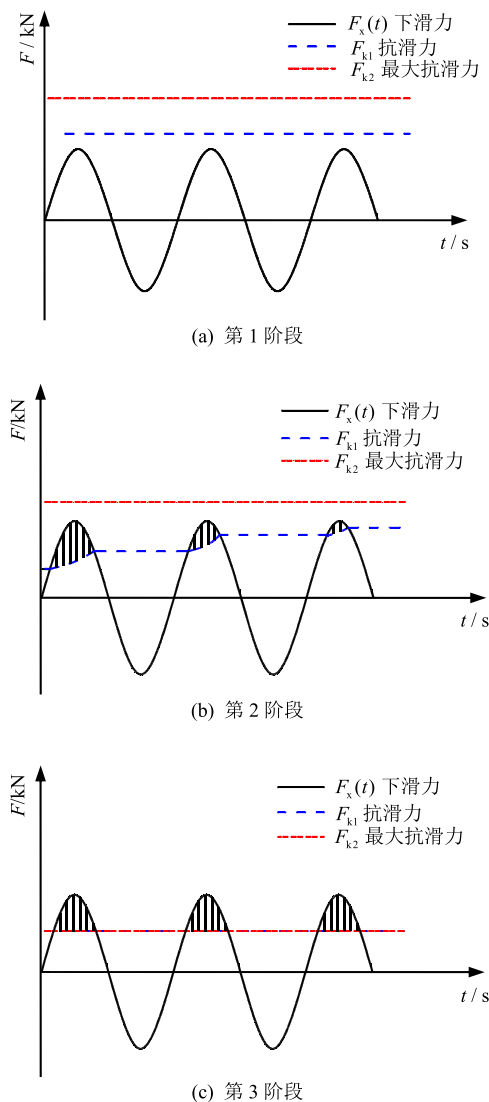


图 3 抗滑力累积曲线
Fig.3 Cumulative curves of resistant force

3 安全系数计算

3.1 地震力

采用二维斜坡滑动失稳模型，边坡高为 h ，滑动面夹角为 α ，边坡坡角为 β ，上部滑移体重力为 W ，密度为 ρ 。假设滑移体为刚体，滑动趋势面沿软弱夹层 OB ，边坡在地震和重力荷载的共同作用下产生牵引式滑动。 U 为滑移体沿滑动趋势面产生

的位移。

边坡在地震作用下可能出现两种破坏形式，一是沿滑移面的剪切破坏，二是拉裂破坏。拉力破坏一般是由地震波形反射所造成的，在本文中暂不讨论。本文主要讨论边坡岩体沿滑移面的剪切破坏。为简化计算，不考虑边界条件引起的多次透反射，忽略阻尼效应及滑动面厚度对波传播的影响。地震过程中，一部分入射地震波会透过夹层形成透射 P 波 (TP) 和透射 S 波 (TS)，透射角度分别为 α_1 和 β_1 ，另一部分地震波会在夹层处形成反射 P 波 (RP) 和反射 S 波 (RS)，反射角度分别为 α_2 和 β_2 。P 波运动方向沿波的传播方向，S 波的运动方向垂直于传播方向，见图 4。

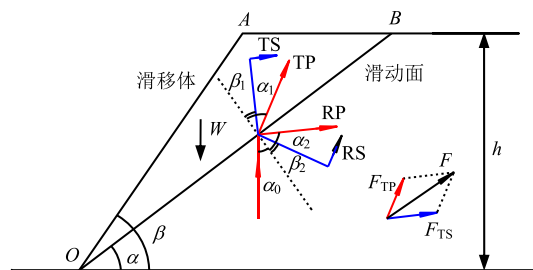


图 4 斜坡滑动失稳模型
Fig.4 Mechanics model of slope instability

多项研究[13-15]表明，可将地震过程简化为幅值为 A_0 、周期为 T_0 的正弦加速度波 $a(t)$ ，表达式为

$$a(t) = A_0 \frac{\pi}{T_0} \sin\left(\frac{2\pi t}{T_0}\right) \quad (1)$$

透射 P 波和透射 S 波的加速度方程可以表示为入射波的加速度方程 $a(t)$ 与透射系数 T_p 、 T_s 的乘积[15]：

$$a_{T(p,s)}(t) = T_{(p,s)} a(t) \quad (2)$$

透射波对上部岩体的作用力分别为 F_{TP} 和 F_{TS} ，公式为

$$F_{T(p,s)}(t) = m a_{T(p,s)} = m T_{(p,s)} a(t) \quad (3)$$

式中： m 为边坡上部岩体的质量。

根据文献[16]可知，透射应力波的位移、速度、加速度具有相同的透射系数。因此透射系数可用速度来表示为

$$T_p = \frac{\max |v_{TP}|}{\max |v_{IP}|} \quad (4)$$

$$T_s = \frac{\max |v_{TS}|}{\max |v_{IS}|} \quad (5)$$

式中： v_{TP} 为透射 P 波速度； v_{TS} 为透射 S 波速度； v_{IP} 为入射 P 波的速度。

透射波波速 $v_{TP(i)}$ 、 $v_{TS(i)}$ ，反射波波速度 $v_{RP(i)}$ 、 $v_{RS(i)}$ 可通过迭代得到^[17]：

$$\begin{bmatrix} v_{RP(i)} \\ v_{RS(i)} \end{bmatrix} = -\mathbf{B}^{-1} \mathbf{A} v_{IP(i)} + \mathbf{B}^{-1} \mathbf{C} \begin{bmatrix} v_{TP(i)} \\ v_{TS(i)} \end{bmatrix} \quad (6)$$

$$\begin{bmatrix} v_{TP(i+1)} \\ v_{TS(i+1)} \end{bmatrix} = \mathbf{G}^{-1} \mathbf{D} v_{IP(i)} + \mathbf{G}^{-1} \mathbf{E} \begin{bmatrix} v_{RP(i)} \\ v_{RS(i)} \end{bmatrix} + \mathbf{G}^{-1} \mathbf{F} \begin{bmatrix} v_{TP(i)} \\ v_{TS(i)} \end{bmatrix} \quad (7)$$

式中： $v_{IP(i)}$ 为 i 时刻入射 P 波速度。 $\mathbf{A}$ 、 $\mathbf{B}$ 、 $\mathbf{C}$ 、 $\mathbf{D}$ 、 $\mathbf{E}$ 、 $\mathbf{F}$ 、 $\mathbf{G}$ 均为系数矩阵。当采用 P 波为入射波时，各矩阵表达式为

$$\mathbf{F} = \begin{bmatrix} -\Delta t K_n \cos \alpha_1 + Z_p \cos 2\beta_1 & -\Delta t K_n \sin \beta_1 + Z_s \sin 2\beta_1 \\ -\Delta t K_s \sin \alpha_1 + Z_p \sin 2\beta_1 \tan \beta_1 \cot \alpha_1 & \Delta t K_s \cos \beta_1 - Z_s \cos 2\beta_1 \end{bmatrix} \quad (13)$$

$$\mathbf{G} = \begin{bmatrix} Z_p \cos 2\beta_1 & Z_s \sin 2\beta_1 \\ Z_p \sin 2\beta_1 \tan \beta_1 \cot \alpha_1 & -Z_s \cos 2\beta_1 \end{bmatrix} \quad (14)$$

$$Z_p = \rho C_p \quad (15)$$

$$Z_s = \rho C_s \quad (16)$$

式中： Z_p 、 Z_s 分别为 P 波、S 波的波阻抗； K_n 、 K_s 分别为岩体的法向与切向刚度； Δt 为迭代时间步距，取 10^{-5} ； C_p 、 C_s 分别为 P 波和 S 波波速，由剪切模量 G_0 可得

$$C_p = \sqrt{\frac{2G_0(1-\mu)}{\rho(1-\mu)}} \quad (17)$$

$$C_s = \sqrt{\frac{G_0}{\rho}} \quad (18)$$

式中： μ 为岩体泊松比。

文中假定 P 波和 S 波在上部岩体和下部基岩中具有相同的传播速度，由 Snell 定理^[18]可求得 P 波和 S 波透射角度 α_1 、 β_1 的反射角度 α_2 、 β_2 。

$$\frac{\sin \alpha_0}{C_p} = \frac{\sin \alpha_1}{C_p} = \frac{\sin \alpha_2}{C_p} = \frac{\sin \beta_1}{C_s} = \frac{\sin \beta_2}{C_s} \quad (19)$$

$$\alpha_0 = \alpha_1 = \alpha_2 \quad (20)$$

$$\beta_1 = \beta_2 = \arcsin\left(\sqrt{\frac{1-2\mu}{2-2\mu}} \sin \alpha_0\right) \quad (21)$$

3.2 锚索作用力

为方便计算，简化锚索的拉伸形式如图 5 所示。

$$\mathbf{A} = \begin{bmatrix} Z_p \cos 2\beta_1 \\ Z_p \sin 2\beta_1 \tan \beta_1 \cot \alpha_1 \end{bmatrix} \quad (8)$$

$$\mathbf{B} = \begin{bmatrix} Z_p \cos 2\beta_1 & -Z_s \sin 2\beta_1 \\ -Z_p \sin 2\beta_1 \tan \beta_1 \cot \alpha_1 & -Z_s \cos 2\beta_1 \end{bmatrix} \quad (9)$$

$$\mathbf{C} = \begin{bmatrix} Z_p \cos 2\beta_1 & Z_s \sin 2\beta_1 \\ Z_p \sin 2\beta_1 \tan \beta_1 \cot \alpha_1 & -Z_s \cos 2\beta_1 \end{bmatrix} \quad (10)$$

$$\mathbf{D} = \begin{bmatrix} \Delta t K_n \cos \alpha_1 \\ \Delta t K_s \sin \alpha_1 \end{bmatrix} \quad (11)$$

$$\mathbf{E} = \begin{bmatrix} -\Delta t K_n \cos \alpha_1 & \Delta t K_n \sin \beta_1 \\ \Delta t K_s \sin \alpha_1 & \Delta t K_s \cos \beta_1 \end{bmatrix} \quad (12)$$

在地震作用下，边坡上、下部岩体间发生一定的错动，滑体各部位产生相同的位移 U 。当锚索的自由端长度均为 L 时，由几何关系可知，各锚索变形伸长量 ΔL 相同。

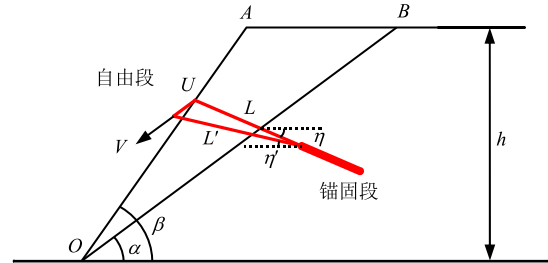


图 5 锚索变形模型

Fig.5 Deformation model of anchor cable

锚索拉伸后长度 L' ：

$$L' = L + \Delta L = \sqrt{U^2 + L^2 - 2UL \cos(\pi - \alpha - \eta)} \quad (22)$$

锚索角度 η' ：

$$\eta' = \eta - \Delta\eta = \eta - \arccos\left[\frac{L'^2 + L^2 - U^2}{2L'L}\right] \quad (23)$$

研究表明，在二阶段模型中指数模型和双曲线模型均对 T - S 曲线均有着较好的拟合效果^[10]。文中取指数模型，公式为

$$T_m = n T_{m \max} (1 - e^{-aL}) \quad (24)$$

式中： $T_{m \max}$ 为锚索的极限承载力； a 为锚索因子，该参数与锚杆的长度，截面面积，材料均有关，可

描述锚固力与锚杆变形之间的关系,两参数均可通过拉拔试验得到,详见文献[10]; n 为截面的锚索数量。

3.3 上部滑移体重力

根据几何关系可得滑体的重力:

$$W = mg = \frac{\rho g \sin(\beta - \alpha)}{2 \sin \alpha \sin \beta} h^2 \quad (25)$$

3.4 滑移体位移

由于锚索拉力非静力,为了计算边坡滑体的位移 U ,需要将时间段离散。当 $\Delta t \rightarrow 0$ 时,则该时间内锚索拉力为定值。计算该时刻剩余下滑力 $F_d(t)$ 、加速度 $a(t)$,速度 $V(t)$ 和位移 $U(t)$,最后迭加得到总位移 U ,见图6。

下滑力:

$$F_d(t) = [W \sin \alpha - T_s(t) \cos \beta_1 - T_p(t) \sin \alpha_1 - T_m(t)' \cdot \cos(\alpha + \eta(t))] - [W \cos \alpha + T_s \sin \beta_1 - T_p(t) \cdot \cos \alpha_1 + T_m(t)' \sin(\alpha + \eta(t))] \tan \varphi - c \frac{h}{\sin \alpha} \quad (26)$$

$$a_j = \frac{F_d(t)}{m} \quad (27)$$

式中: φ 为内摩擦角; c 为黏聚力。

下滑速度为

$$V(t) = V(t - \Delta t) + \frac{F_d(t)}{m} \Delta t \quad (28)$$

位移为

$$U(t) = U(t - \Delta t) + V(t - \Delta t) \Delta t + \frac{F_d(t) \Delta t^2}{2m} \quad (29)$$

3.5 安全系数

采用经典的强度折减法定义安全系数,不断对 c 、 φ 进行折减。当下滑力 $F_x(t)$ 等于抗滑力 $F_k(t)$ 时,

$$\frac{F_k(t)}{F_x(t)} = \frac{W \sin \alpha - T_s(t) \cos \beta_1 - T_p(t) \sin \alpha_1 - T_m(t) \cos(\alpha + \eta_j)}{[M \cos \alpha + T_s(t) \sin \beta_1 - T_p(t) \cos \alpha_1 + T_m(t) \sin(\alpha + \eta_j)] \tan \varphi' - c' \frac{h}{\sin \alpha}} = 1 \quad (32)$$

式中: $F_k(t)$ 、 $F_x(t)$ 分别为 t 时刻抗滑力、下滑力;加速度 W 为边坡上部滑移体重力; $T_s(t)$ 为S波对滑移体的作用力; $T_p(t)$ 为P波对滑移体力的作用力; $T_m(t)$ 锚索锚固力。

4 算例分析

文中通过两个算例来定量分析预应力锚固边坡在地震下的响应。算例1中分别将锚索作用力取为定值和非定值两种工况。对比两种锚索模型在地震过程中对边坡的影响。算例2模拟了预应力锚固边坡经历两次地震动的累积过程。算例中边坡各物

该折减系数即为边坡安全系数^[18]:

$$c' = \frac{c}{F_s} \quad (30)$$

$$\tan \varphi' = \frac{\tan \varphi}{F_s} \quad (31)$$

将式(3)、(24)代入下式可以得到地震作用下预应力锚索边坡的动安全系数 $F_s(t)$ 。根据安全系数的定义,当 $F_s(t) < 1$ 时,可认为边坡的稳定性较差,可能发生滑动;当 $F_s(t) = 1$ 时,边坡处于临界滑动状态;当 $F_s(t) > 1$ 时,边坡稳定性较好,不会发生滑动。

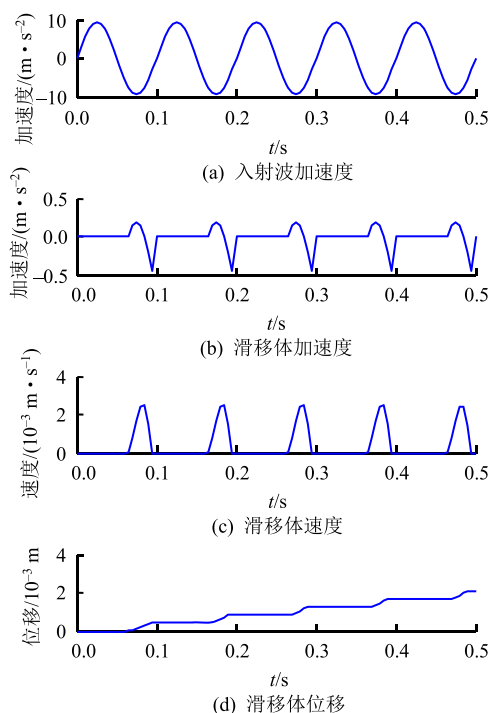


图6 滑移体位移计算

Fig.6 Calculation of sliding body displacement

理参数均取固定值,坡高 $H = 20$ m,坡面角 $\alpha = 70^\circ$,滑动面夹角 $\beta = 45^\circ$,岩体密度 $\rho = 2700$ kg/m³,剪切模量 $G_0 = 15$ GPa,黏聚力 $c = 40$ kPa,内摩擦角 $\varphi = 30^\circ$ 。入射地震波频率 $\omega = 10$ Hz,周期 $T = 0.1$ s。界面内有5根锚索,每根锚索的预应力 $T_m = 30$ kN,最大锚固力为 $T_{m\max} = 40$ kN,长 $L = 12$ m,锚索因子 $a = 50$,滑动软弱层切向刚度和法向刚度 $K_s = K_n = 0.1$ GPa,重力加速度 $g = 10$ m/s²。

4.1 算例1 不同锚索模型对边坡稳定性的影响

入射波加速度幅值 A_0 分别取值0.10、0.25、0.30、0.35、0.40时。对比锚索锚固力取定值和非定

值时对边坡的影响。M1 工况中锚索取值为固定值，M2 工况中锚索力为本文中的两阶段模型。

从图 7 可以看出，在 M1 工况下，锚固力为定值 150 kN。在 M2 工况下，即二阶段模型时，起始锚固力均为 150 kN。 $A_0 = 0.10$ 时，锚固力未发生变化，终止锚固力为 150 kN，增长了 0.00%。 $A_0 = 0.25$ 时，终止锚固力为 165.8 kN，增长了 10.00%。 $A_0 = 0.30$ 时，终止锚固力为 193.57 kN，增长了 29.04%。 $A_0 = 0.40$ 时，终止锚固力为 198.1 kN，增长了 32.06%。随着入射波加速度的增大，锚索力增加速度越快，最终趋近于最大锚固力 200 kN。

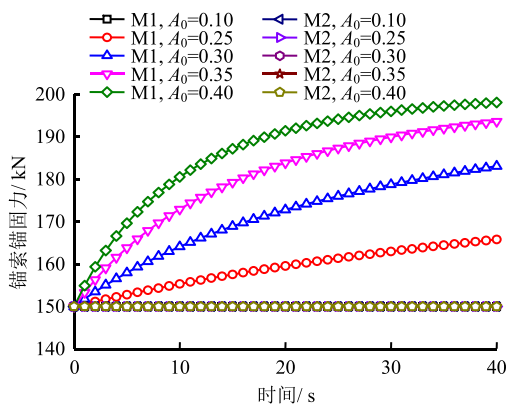


图 7 不同锚索模型下锚固力

Fig.7 Anchor force of different anchor models

图 8 为滑移体位移，当 $A_0 = 0.10$ 时，两种工况下的位移均为 0。当 $A_0 = 0.25$ 时，M1 工况下位移为 2.28 cm，M2 工况下位移为 1.80 cm，二者差值率达到了 27%。当 $A_0 = 0.30$ 时，M1 工况下位移为 7.03 cm，M2 工况下位移为 5.10 cm，二者差值率达到了 37.8%。当 $A_0 = 0.35$ 时，M1 工况下位移为 13.29 cm，M2 工况下位移为 9.64 cm，二者差值率达到了 38%。当 $A_0 = 0.40$ 时，M1 工况下位移为 20.46 cm，M2 工况下位移为 15.29 cm，二者差值率

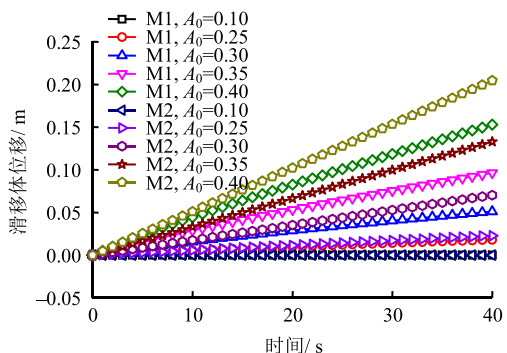


图 8 不同锚索模型下滑移体位移

Fig.8 Sliding displacement of different cable models

达到了 33.8%。差值率呈现先增大，再减小的过程。

图 9 为 $A_0 = 0.30$ 时边坡动态安全系数。由于震动持续时间较长，不便于观察，文中只截取震动开始和震动结束两个周期做对比。可以看出，M1 工况下，动态安全系数呈现周期变化。在 M2 工况下，近似呈现周期性，并不完全相同。因为边坡失稳滑动只取决于最小安全系数，可以绘制地震过程中最小安全系数的极小值来观察边坡的变化，见图 10，入射波强度对边坡安全性有较大的影响。边坡稳定性随入射波强度增大而降低。同时在 M2 工况中随着地震时间的增加，安全系数极小值会出现小幅度提高。0 s 和 40 s 是地震波初始和结束时刻的安全系数，由于此时地震波的作用力为 0，所以可以理解为静安全系数。在 M2 工况中， $A_0 = 0.10$ 时地震对边坡状态无影响，地震前后静安全系数均为 1.104，增长了 0.00%。 $A_0 = 0.25$ 时，地震前后的静安全系数分别为 1.104 和 1.111，增长了 0.63%。 $A_0 = 0.30$ 时，地震前后的静安全系数分别为 1.104 和 1.118，增长了 1.27%。 $A_0 = 0.35$ 时，地震前后的静安全系数分别为 1.104 和 1.123，增长了 1.72%。 $A_0 = 0.40$ 时，地震前后的静安全系数分别为 1.104

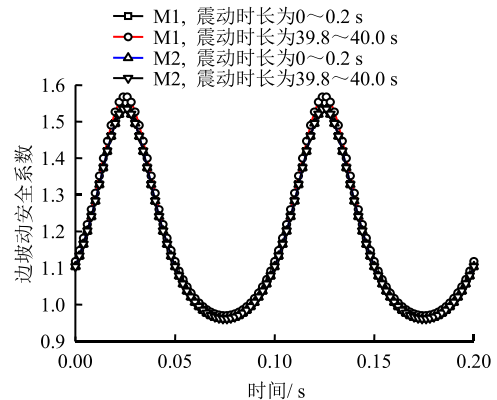


图 9 不同锚索模型下边坡的动态安全系数

Fig.9 Dynamic safety factors of the slope with different cable models

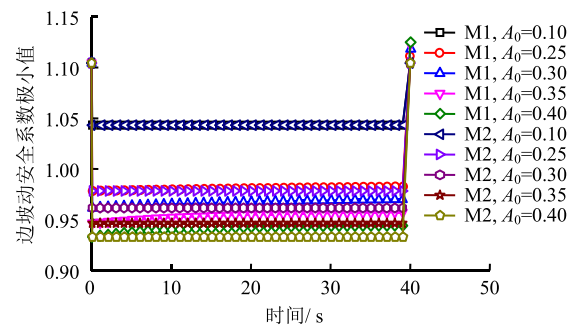


图 10 不同锚索模型下边坡动态安全系数极小值

Fig.10 The minimum values of dynamic safety factor of the slope under different anchor cable models

和 1.125, 增长了 1.90%。很明显地震改变了边坡的状态。这种改变是永久性的, 所以锚索的安全储备与释放作用在边坡分析中不可忽视。

4.2 算例2 地震对预应力锚索锚固边坡累积影响分析

在算例 1 中, 当考虑锚索安全储备时, 地震作用对锚固边坡产生了永久性的影响。为了探究这种影响的累积过程, 本算例模拟边坡经受两次地震扰动。第 1 次幅值 A_0 分别为 0.10、0.25、0.30、0.35、0.40 这 5 种工况。第 2 次震动幅值相同, A_0 均为 0.30。两次持时均为 30 s。以下为边坡经历 5 种工况后再次经受震动的结果对比。

从图 11 中可以看出第 1 次震动改变了锚索的锚固力。第 1 次受震震动幅值 $A_0 = 0.10$ 时, 第 2 次震动初始锚固力为 150 kN, 终止锚固力为 178.80 kN, 增长了 19.20%。 $A_0 = 0.25$ 时, 第 2 次震动索锚固力起始值为 163.10 kN, 终止锚固力为 182.72 kN, 增长了 12.02%。 $A_0 = 0.30$ 时, 第 2 次震动索锚固力起始值为 178.82 kN, 终止锚固力为 188.76 kN, 增长了 5.56%。 $A_0 = 0.35$ 时, 第 2 次震动锚索锚固力起始值为 189.94 kN, 终止锚固力为 194.16 kN, 增长了 2.22%。 $A_0 = 0.40$ 时, 第 2 次震动锚索锚固力起始值为 195.99 kN, 终止锚固力为 194.15 kN, 只增长了 0.80%, 这时候的锚固力已经达到极限锚固力。

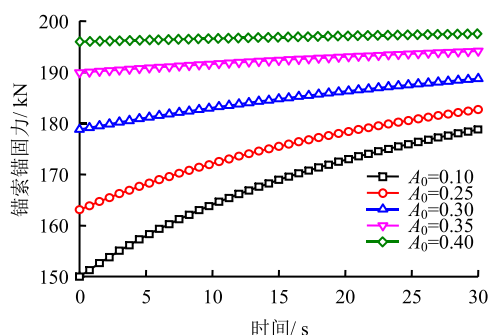


图 11 不同地震多次累积下的锚固力

Fig.11 Anchoring forces under multiple accumulations of different earthquakes

由图 12 可知, 当第 1 次地震结束后, 再次扰动产生的位移分别为 4.048、3.573、2.975、2.535、2.286 cm。可以看出, 随第 1 次入射波强度的增大, 第 2 次震动发生的滑动位移随之减小, 趋势呈现反指数变化。

由图 13 可知, 第 1 次震动结束, 边坡的静安全系数发生改变。再次受到震动后, 静安全系数会在第 1 次的基础上继续的增大, 但不会超过最大锚固力下的静安全系数。第 1 次受震震动幅值 $A_0 =$

0.10 时, 第 2 次震动初始静安全系数为 1.104 3, 结束静安全系数为 1.116 5, 增长了 1.11%。第 1 次受震震动幅值 $A_0 = 0.25$ 时, 第 2 次震动初始静安全系数为 1.109 9, 结束静安全系数为 1.118 2, 增长了 0.75%。第 1 次受震震动幅值 $A_0 = 0.30$ 时, 第 2 次震动初始静安全系数为 1.116 6, 结束静安全系数为 1.120 9, 增长了 0.39%。第 1 次受震震动幅值 $A_0 = 0.35$ 时, 第 2 次震动初始静安全系数为 1.121 5, 结束静安全系数为 1.123 3, 增长了 0.16%。第 1 次受震震动幅值 $A_0 = 0.40$ 时, 第 2 次震动初始静安全系数为 1.124 3, 结束静安全系数为 1.125 0, 增长了 0%。增长率与第 1 次震动的幅值同样呈反指数增长。

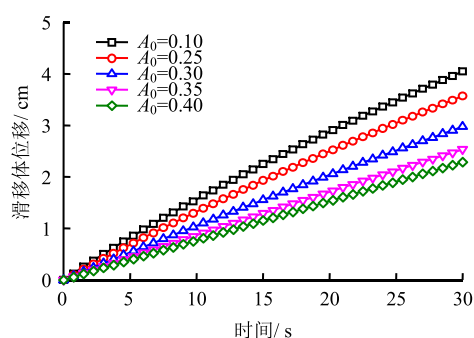


图 12 不同地震多次累积下的位移

Fig.12 Displacement under multiple accumulations of different earthquakes

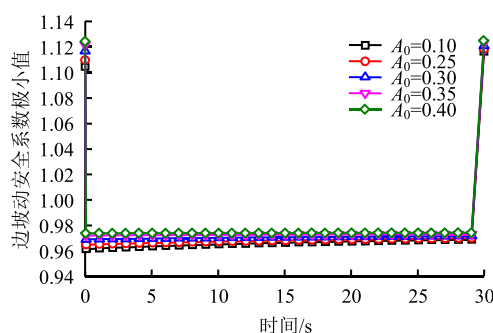


图 13 不同地震多次累积下的安全系数极小值

Fig.13 The minimum safety factor under multiple accumulations of different earthquakes

分析以上现象, 主要是因为边坡上部岩体因地震作用发生滑动, 锚索安全储备得到释放, 再次发生滑动的临界阈值提高。这里的阈值是指发生滑动的临界地震作用力, 在文中也可以理解为临界震动幅值 A_0 。本文结果与文献[9]监测数据对比, 变化趋势一致。值得注意的是, 在某些特殊工况中还可能出现三阶段模型, 小幅度增长后会迅速减小。

5 工程案例

取矿区边坡工程为案例，该矿区为露天矿区，最高海拔为 100.2 m。整体形式呈现为椭圆形，阶梯式向下开挖。因生产活动影响，已有边坡在扰动下出现失稳迹象^[15]。以西北侧边坡为例，拟采用锚索加固，方案见表 1。

表 1 边坡加固方案

Table 1 Reinforcement schemes of the example slope

工况 编号	锚索 /排	T_m / kN	$T_{m \max}$ / kN	L / m	α	锚索编号
1	0	—	—	—	—	—
2	2	150	200	20	55	2, 4
3	3	150	200	20	55	1, 3, 5
4	5	150	200	20	55	1, 2, 3, 4, 5

边坡模型简化为图 14，锚索间隔 8 m。其中坡高 $H=48$ m、坡面角 $\alpha=55^\circ$ 、滑动面夹角 $\beta=40^\circ$ 、密度 $\rho=2\,460\text{ kg/m}^3$ 、剪切模量 $G_0=15.4\text{ GPa}$ 、泊松比 $\mu=0.25$ 。软弱夹层黏聚力 $c=40\text{ kPa}$ 、内摩擦角 $\varphi=30^\circ$ ，切向和法向刚度 $K_s=K_n=0.1\text{ GPa}$ 。参考抗震设防标准，入射波 $A_0=0.2$ 、频率 $\omega=10\text{ Hz}$ ，重力加速度 $g=10\text{ m/s}^2$ 。

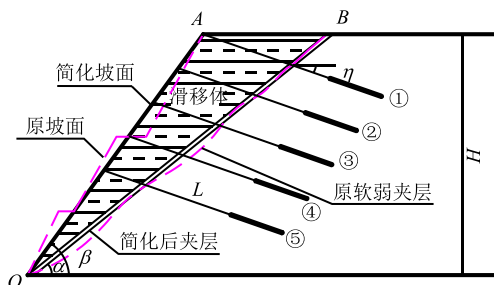


图 14 二维边坡简化模型
Fig.14 Two-dimensional simplified model of the example slope

M1 为传统方法不考虑锚索安全储备，M2 为本文方法。由图 15、16 可知，两种方法计算结果有一定差异，方法 2 (M2) 更符合实际。工况 1 无锚索支护时，两种方法位移均为 21 cm。由于位移较大，可认为已经失稳破坏。工况 2 最大位移分别为 7.90、6.33 cm。锚索力分别为 150.00、191.255 kN。工况 3 最大位移分别为 4.00、2.91 cm。锚索力分别为 150.00、178.112 kN。工况 4 两者位移均为 0，未产生滑动，锚索力为 150.00 kN。

考虑到震后可修的原则，充分发挥锚索安全储备，边坡允许产生一定变形。工况 3 中，地震作用下抗滑力逐渐逼近于最大下滑力，滑移体速度迅速

减小。地震终止时刻位移 0.029 1 cm，下滑速度仅为 0.000 86 m/s，可认为已达到稳定。锚固力为 178.112 kN，为最大锚固力的 89%，依然存有较大的安全冗余。综上，工况 3、4 均可满足设计要求。

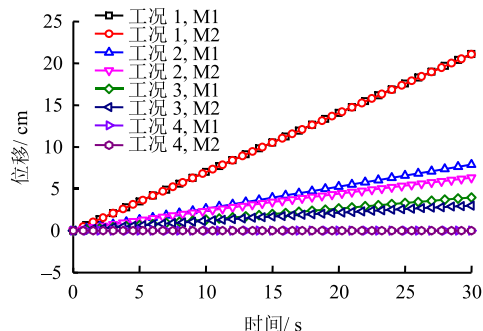


图 15 滑移体位移
Fig.15 Displacement of slip body

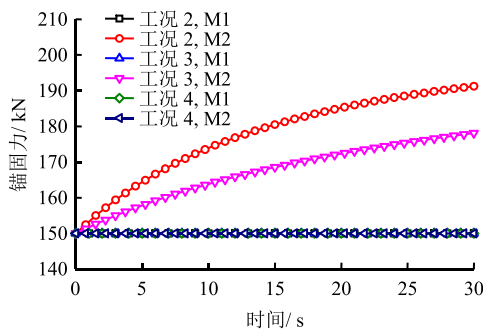


图 16 锚索锚固力
Fig. 16 Anchoring force of anchor cable

6 结 论

(1) 考虑到顺层岩质边坡在震动作用下产生的滑动不可忽略，且预应力锚索在边坡加固中表现为非定值，本文建立了一种可以反映锚索安全储备边坡模型。从安全系数和抗滑力两个方面对模型的进行分阶段阐述。

(2) 简化边坡结构，假定上部滑移体为刚体，基于传统的永久位移法和指数锚索模型，通过拟动力的方式，推导了地震作用下边坡的位移、锚固力和安全系数计算公式。

(3) 通过两个算例对地震作用下的预应力锚索边坡进行研究。算例 1 分析了不同锚索模型对边坡的影响。可知，当锚索锚固力取定值时，由于其不能反映预应力锚索的安全储存效应，计算结果存在一定误差。算例 2 分析了不同受震经历的边坡再次受到扰动时的变化。可知，当边坡经受地震扰动，地震促使上部岩体发生位移，锚索随之变形，锚固力增大。地震结束后，边坡在自稳作用下恢复稳定。

这种变化表现为再次经受震动时下滑临界阈值的提高。对矿区边坡工程加固方案评估,确定支护方案。考虑到震后可修的设计理念,允许边坡产生一定变形,充分发挥锚索安全储备,这与工程现场情况相符。

参考文献

- [1] 李剑, 陈善雄, 余飞, 等. 预应力锚索加固高陡边坡机制探讨[J]. 岩土力学, 2020, 41(2): 707-713.
LI Jian, CHEN Shan-xiong, YU Fei, et al. Discussion on mechanism of reinforcing high and steep slope with prestressed anchor cable[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2020, 41(2): 707-713.
- [2] NEWMARK N M. Effects of earthquakes on dams and embankments[J]. **Geotechnique**, 1965, 15(2): 139-160.
- [3] JIBSON R W. Predicting earthquake-induced landslide displacements using Newmark's sliding block analysis[J]. **Transportation Research Record**, 1993, 1411: 9-17.
- [4] 秦雨樵, 汤华, 邓琴, 等. 强震作用下边坡屈服加速度计算方法的改进[J]. 岩石力学与工程学报, 2019, 38(增刊 2): 3439-3447.
QIN Yu-qiao, TANG Hua, DENG Qin, et al. Improvement on the calculation method of slope critical acceleration under strong earthquake[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2019, 38(Suppl.2): 3439-3447.
- [5] BANDINI V, BIONDI G, CASCONI E, et al. A GLE-based model for seismic displacement analysis of slopes including strength degradation and geometry rearrangement[J]. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, 2015, 71: 128-142.
- [6] LI X P, HE S M, WU Y. Limit analysis of the stability of slopes reinforced with anchors[J]. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, 2012, 36(17): 1898-1908.
- [7] 蒋泽锋, 张戈, 朱大勇, 等. 锚固力作用下的边坡临界滑动场法研究与应用[J]. 岩土力学, 2019, 40(7): 2799-2806, 2837.
JIANG Ze-feng, ZHANG Ge, ZHU Da-yong, et al. Critical sliding field method for slope under anchorage force and its application[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2019, 40(7): 2799-2806, 2837.
- [8] 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 Fu-zhuang, ZHU Yan-peng, et al. Large-scale shaking table experiment of loess slope supported by frame anchors[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2019, 40(11): 4240-4248.
- [9] 黄秋香, 徐湘涛, 徐超, 等. 汶川地震中锚固岩质边坡的动力响应特征[J]. 岩土力学, 2016, 37(6): 1729-1736.
HUANG Qiu-xiang, XU Xiang-tao, XU Chao, et al. Dynamic response characteristics of an anchored rock slope during Wenchuan earthquake[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2016, 37(6): 1729-1736.
- [10] 应志民, 张洁, 尚岳全. 锚杆荷载-位移曲线的指数函数模型研究[J]. 岩土力学, 2005, 26(8): 1331-1334.
YING Zhi-min, ZHANG Jie, SHANG Yue-quan. Exponential model for simulating load-displacement curve of anchor rod[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2005, 26(8): 1331-1334.
- [11] BENMOKRANE B, CHENNOUF A, MITRI H S. Laboratory evaluation of cement-based grouts and grouted rock anchors[J]. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, 1995, 32: 633-642.
- [12] 中冶集团建筑研究总院. CECS 22—2005 岩土锚杆(索)技术规程[S]. 北京: 中国计划出版社, 2005.
Central Research Institute of Building & Construction, China Metallurgical Construction Group Corporation. CECS 22-2005 Technical specification for ground anchors[S]. Beijing: China Planning Press, 2005.
- [13] 吕言新, 李海波, 刘亚群, 等. 岩质边坡抗震稳定性的能量方法研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2015, 34(5): 876-883.
LÜ Yan-xin, LI Hai-bo, LIU Ya-qun. Energy analysis of seismic stability of rock slopes[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2015, 34(5): 876-883.
- [14] BASHA B M, BABU G L S. Computation of sliding displacements of bridge abutments by pseudo-dynamic method[J]. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, 2009, 29(1): 103, 120.
- [15] 周子涵, 陈忠辉, 王建明, 等. 爆破荷载作用下露天矿边坡稳定性的突变研究[J]. 岩土力学, 2020, 41(3): 849-868.
ZHOU Zi-han, CHEN Zhong-hui, WANG Jian-ming, et al. Catastrophe analysis of open-pit slope stability under blasting[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2020, 41(3): 849-868.