

文章编号: 1000-4750(2011)12-0119-07

基于非线性破坏准则超前支护桩加固高切坡的 静动稳定分析

*何思明^{1,2}, 张晓曦³, 欧阳朝军^{1,2}

(1. 中国科学院山地灾害与地表过程重点实验室, 四川, 成都 610041; 2. 中国科学院水利部成都山地灾害与环境研究所, 四川, 成都 610041;
3. 西南交通大学土木工程学院, 四川, 成都 610031)

摘 要: Baker 提出非线性破坏准则是一种广义的岩土体强度准则, 常规的 M-C 强度准则、格里菲斯强度准则以及 Hoek-Brown 强度准则均为其特例。该文应用 Baker 非线性破坏准则, 研究了高切坡稳定性判识、超前支护桩加固以及加固高切坡的地震屈服加速度和永久位移计算的极限分析方法。根据上限定理进行推导, 分别建立了安全系数以及屈服加速度系数与多个变量的函数, 将相关问题转化为含有多变量的数学优化问题并给出了最优解。结果表明: 切坡方式对高切坡稳定性、超前支护桩加固荷载有显著影响, 对已加固高切坡的屈服加速影响较小。

关键词: 高切坡; 非线性强度准则; 超前支护桩; 上限定理; 静动稳定性

中图分类号: TU457 文献标志码: A

STATIC-DYNAMIC STABILITY OF PRE-PILED FOR HIGH CUTTING SLOP WITH NONLINEAR FAILURE CRITERION

*HE Si-ming^{1,2}, ZHANG Xiao-xi³, OUYANG Chao-jun^{1,2}

(1. Key Laboratory of Mountain Hazards and Surface Process, Chinese Academy of Science, Chengdu, Sichuan 610041, China;
2. Institute of Mountain Hazards and Environment, Chinese Academy of Sciences, Chengdu, Sichuan 610041, China;
3. Schoole of Civil Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu, Sichuan 610031, China)

Abstract: The non-linear failure criterion proposed by Baker is a generalized geotechnical strength criterion, and the conventional criterion such as M-C, Griffith and Hoek-Brown strength criterion are all special cases of it. Here, based on the Baker criterion, we studied the advance diagnosis of the high cut slope stability, the reinforcement method of pre-reinforced pile, and the critical acceleration and permanent displacement of failure system under seismic excitations. Meanwhile, the optimal solutions are also suggested by multivariable expression. At last, an example is given to prove the theory. The result shows both slope stability and the load of pre-reinforced pile, except for the critical acceleration, are both affected greatly by the cutting method effect.

Key words: high cut slope; baker non-linear failure criterion; pre-piled; upper bound theorem; static-dynamic stability

随着西部大开发的实施, 基础设施建设与城镇化建设的蓬勃发展, 为满足施工建设用地的需要, 常常需要对边坡进行开挖并形成大量的高切坡。如果切坡不当, 或开挖后不及时进行支护, 极易导致高切坡发生变形破坏, 甚至演变成滑坡, 给工程建

设造成不可弥补的损失。针对这一问题, 我们提出了危险性高切坡超前支护的概念。“超前支护”是指在高切坡形成之前, 首先对其进行危险性评价, 若判定高切坡属于危险性边坡, 特别是在施工过程中就可能发生变形破坏的高切坡, 在边坡形成之前

收稿日期: 2010-03-31; 修改日期: 2010-05-26

基金项目: 国家重点基础研究发展计划项目(2008CB425802); 国家自然科学基金项目(40872181); 交通部西部科技项目(2008-318-792-85)

作者简介: *何思明(1968—), 男, 四川人, 研究员, 博士, 博导, 主要从事山地灾害形成机理及防治技术研究(E-mail: hsm112003@yahoo.com.cn);

张晓曦(1986—), 男, 辽宁人, 硕士生, 主要从事岩土工程方向的研究(E-mail: zhangxiaoxi2529@163.com);

欧阳朝军(1982—), 男, 湖南人, 助研, 博士, 主要从事山地灾害形成机制及防治技术方面的研究工作(E-mail: cjouyang@imde.ac.cn).

先进行支护结构设计和施工,待支护结构完成后,再开挖边坡,这样一种提前支护的方法,称为超前支护^[1-5]。

近年来,极限分析在边坡的静稳定性、动稳定性分析以及永久位移预测方面取得了长足进展^[6-12],为此,本文将极限分析上限定理与高切坡超前判识与超前支护有机结合,研究了不同边坡开挖方式下高切坡的整体稳定性;给定开挖条件下高切坡保持稳定所需要施加的预应力荷载以及地震荷载下超前支护桩加固高切坡的屈服加速度、永久位移的计算及其敏感度分析。

经典的极限分析理论是建立在线性 M-C 强度准则基础上。大量的试验表明,岩土体的材料包络线具有非线性特征^[13]。因此,对非线性强度准则下应用极限分析方法研究高切坡的稳定性具有十分重要意义。对于非线性破坏准则下的极限分析的研究, Yang^[6,11,14]首先提出了采用“切线法”的思想来求解边坡稳定性的上限解,即通过“切线法”将非线性破坏准则进行线性化处理,并对 Hoek-Brown 非线性破坏准则应用到岩体结构中做了大量的研究。主要包括:非线性破坏准则在岩质边坡、地基承载力与土压力中的应用。本文采用类似的方法研究基于非线性强度准则高切坡的稳定性与超前支护。

1 岩土体非线性破坏准则

大多数岩土类材料常常遵循非线性强度准则, Baker R^[13]通过大量的试验,证明大多数岩土材料均遵循如下非线性强度准则:

$$\tau = P_a A \left(\frac{\sigma_n}{P_a} + T \right)^n \quad (1)$$

式中: τ 为剪切应力; σ_n 为法向应力; P_a 为大气压强; A 、 n 和 T 为无量纲参数。

Jiang^[15]等人提出: n 受岩土体剪切强度的影响; A 是一个尺度参数,控制剪切强度大小; T 是转换参数,控制强度包络线在 σ_n 轴上的位置,他们的取值范围: $1/2 \leq n \leq 1$, $0 < A$, $0 \leq T$, A 、 n 、 T 可根据岩土体的三轴试验数据通过迭代处理确定^[13]。当 $n=1$, $A = \tan \varphi$, $T = (c/P_a) \tan \varphi$ 时,式(1)即为摩尔-库伦强度准则的表达式;当 $c=0$ 时, $T=0$ 为纯摩擦材料的强度准则(PF 模型),对于大多数土体,可以近似取 $T=0$,但对于岩石类材料,我们一般认为抗拉强度不可以忽略;当

$n=0.5$ 时, $A = 2\sqrt{t/P_a}$, $T = t/P_a$ 时,即为格里菲斯强度准则;另外, Hoek-Brown 强度准则也可以写成式(1)的形式。

正如 Baker R 提出的那样,非线性破坏准则式(1)是摩尔-库伦破坏准则和格里菲斯强度准则的推广形式,也是 Hoek-Brown 准则的另外表现形式,是一种更为广义的岩土体强度准则。

为研究方便,非线性强度准则式(1)可以写成摩尔-库伦强度准则的形式,对于强度包络线(见图 1)上任意一点 M , 其对应的摩尔-库伦强度准则的表达式为:

$$\tau = c_t + \sigma_n \tan \varphi_t \quad (2)$$

式中, c_t 和 φ_t 分别为 M 点处的粘聚力和内摩擦角,可由式(3)、式(4)确定。

$$c_t = \frac{1-n}{n} P_a \tan \varphi_t \left[\left(\frac{\tan \varphi_t}{nA} \right)^{\frac{1}{n-1}} - T \right] + \frac{1}{n} T P_a \tan \varphi_t \quad (3)$$

$$\tan \varphi_t = nA \left(\frac{\sigma_n}{P_a} + T \right)^{n-1} \quad (4)$$

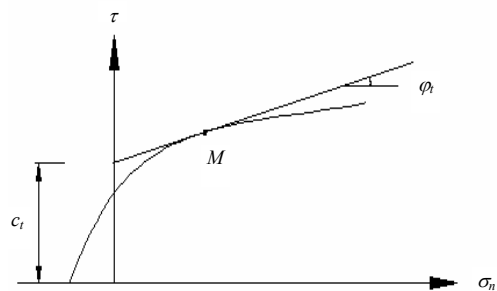


图 1 Baker 非线性破坏准则的切线强度

Fig.1 The tangential line for Baker nonlinear failure criterion

2 极限分析上限定理

极限分析法采用塑性理论中的上限、下限定理来确定稳定性问题的真实解的范围。通过求解最小的上限解和最大的上限解,可以有效地缩小真实解的范围。极限分析上限定理证明要求的假定^[16]: 1) 岩土体为理想塑性材料; 2) 岩土体屈服方程满足在应力空间内外凸; 3) 岩土体服从相关联流动法则。上限法中,如果假设破坏岩土体以刚体形式运动,则只需求解一个简单的方程。上限定理要求对于任意机动容许的破坏机制,内能损耗率不小于外力功率,可用下式表示:

$$\int_V \sigma_{ij} \dot{\epsilon}_{ij} \geq T \int_V v_i ds + F \int_V v_i dV \quad (5)$$

式中： F_i 为体积力； T_i 为表面力； v_i 为机动容许的速度场； ε_{ij} 为与 v_i 相容的应变率场； σ_{ij} 为与 F_i 和 T_i 关联的应力场。另外， S 和 V 分别为表面力作用面积和破坏的岩土体体积。孔隙水压力和地震荷载对边坡稳定的影响可以在式(5)左边第二项中加以考虑。对于简单的边坡稳定性问题，外力做功为发生破坏部分土体的重力做功；而内能耗散则仅发生在沿破坏面的速度间断面上。

3 基于非线性破坏准则的边坡稳定性判识

考察如图 2 所示高切坡计算模型：假设边坡从距离坡脚 x_F 处以坡角 ξ 开挖，高切坡潜在滑面为对数螺旋面，滑体可看作是绕圆心 O 点的旋转机构。

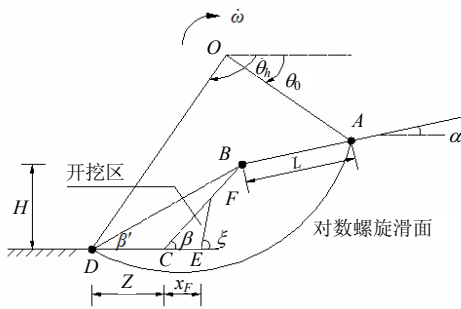


图 2 高切坡破坏机理

Fig.2 Failure mechanism for a cut slope

相应的对数螺旋线方程可表达为：

$$r(\theta) = r_0 \exp[(\theta - \theta_0) \tan \varphi_t] \quad (6)$$

式中： r_0 为对数螺旋线滑面上与水平面的夹角为 θ_0 时对应的半径； φ_t 为坡体内摩擦角。

分别求出四边形 $OADO$ 、四边形 $OABO$ 、四边形 $OBDO$ 、四边形 $FECF$ 和四边形 $BCDB$ 土体重力做功率，得到多边形 $ABFEDA$ 土体重力做功率：

$$\dot{W}_{\text{土体}} = \dot{\omega} \gamma [r_0^3 (f_1 - f_2 - f_3 - f_4) - f_5] \quad (7)$$

式中： $\dot{W}_{\text{土体}}$ 为高切坡重力做的外力功率； γ 为坡体重度； $\dot{\omega}$ 为高切坡旋转破坏对应的角速度。

滑动面上的内能耗散表达为：

$$\dot{D}_{\text{内}} = \frac{c_t r_0^2 \dot{\omega}}{2 \tan \varphi_t} \{ \exp[2(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi_t] - 1 \} \quad (8)$$

式中： $\dot{D}_{\text{内}}$ 为沿滑动间断面上的能量耗散； c_t 为滑面土体的内聚力。

根据极限分析上限定理，高切坡稳定安全系数可以表达为：

$$K = \frac{\dot{D}_{\text{内}}}{\dot{W}_{\text{土体}}} = \frac{c_t r_0^2 \{ \exp[2(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi_t] - 1 \}}{2 \tan \varphi_t \gamma r_0^3 (f_1 - f_2 - f_3 - f_4) - \gamma f_5} \quad (9)$$

式中， K 为给定切坡条件下边坡的安全系数。

在所有可能的滑动面中，真实的滑动面对应最小安全系数，于是有：

$$\begin{cases} \frac{\partial K}{\partial \theta_0} = 0 \\ \frac{\partial K}{\partial \theta_h} = 0 \\ \frac{\partial K}{\partial \beta'} = 0 \\ \frac{\partial K}{\partial \varphi_t} = 0 \end{cases} \quad (10)$$

根据式(10)，可以计算出高切坡安全性系数的相关 θ_0 、 θ_h 、 β' 、 φ_t 参数，进而确定对应的高切坡破裂面以及高切坡的安全系数。从而可以对给定切坡方式下高切坡的稳定性进行超前诊断。

4 基于非线性破坏准则的高切坡抗滑桩超前支护

通过高切坡稳定性的超前诊断，如果给定开挖条件下高切坡处于不稳定状态，就必须对其进行超前支护。在进行超前支护桩设计时，我们需要知道高切坡在满足一定安全系数条件下，超前支护桩需要提供的抗力荷载。在此，我们采用极限分析方法，研究高切坡稳定超前支护桩需要施加的抗力荷载。

将超前支护桩对高切坡的稳定作用简化为横向抗力荷载和抗滑力矩(见图 2)。因此超前支护桩所做的功率可表达为^[7]：

$$\dot{D}_p = F r_0 \sin \theta_p \omega \exp[(\theta_p - \theta_0) \tan \varphi_t] - M \dot{\omega} \quad (11)$$

式中： \dot{D}_p 为超前支护桩所作的外力功率； F 为单位宽度上超前支护桩所提供的抗力荷载； θ_p 为抗滑桩所在位置与中心点连线与水平面的夹角； M 为考虑作用在滑面以上部分的超前支护桩抗力弯矩，如下式：

$$M = F m h' \quad (12)$$

式中： h' 为滑面以上部分超前支护桩的长度； m 为一系数，本文中，假设超前支护桩在滑面以上部分的抗力荷载为线性分布式，故 m 的值为 1/3；其他符号意义同前。其中， h' 可按下式计算：

$$h' = r_p \sin \theta_p - r_h \sin \theta_h + x_F \tan \beta \quad (13)$$

根据几何关系, θ_p 应满足如下方程:

$$x_F = r_p \cos \theta_p - r_h \cos \theta_h + \frac{\sin(\beta - \beta')}{\sin \beta \sin \beta'} H \quad (14)$$

根据极限分析上限定理, 可知坡体的稳定程度取决于外力功与内能耗散的相对关系, 超前支护桩加固高切坡的稳定性系数 K 表达为:

$$K = \frac{\dot{D}_{内} + \dot{D}_p}{\dot{W}_{土体}} \quad (15)$$

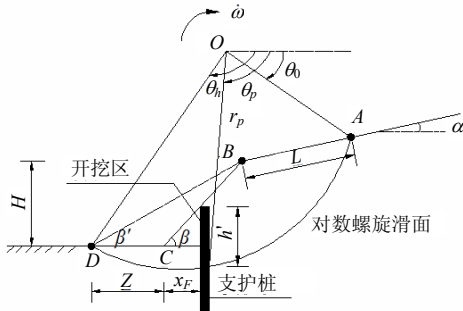


图3 超前支护桩加固高切坡

Fig.3 Pre-Piled slope stability problem

高切坡要达到给定安全系数 K_0 , 则超前支护桩需要提供每延米的抗力荷载可表达为:

$$F = \frac{\frac{K_0 \gamma H}{A} (f_1 - f_2 - f_3 - f_4)}{\frac{A}{H} \left\{ \sin \theta_p \exp[(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi_t] - \frac{A}{3H} h' \right\} - \frac{c_t r_0^2}{2 \tan \phi_t} \{ \exp[2(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi_t] - 1 \} - \frac{A}{H} \left\{ \sin \theta_p \exp[(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi_t] - \frac{A}{3H} h' \right\}}{\frac{K_0 \gamma f_6}{A} \left\{ \sin \theta_p \exp[(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi_t] - \frac{A}{3H} h' \right\}} \quad (16)$$

式(16)中包含 4 个未知参数 θ_0 、 θ_h 、 β' 、 φ_t , 需要确定真实的滑动面所对应的最小抗力荷载, 即计算抗力荷载的最小值:

$$\begin{cases} \frac{\partial F}{\partial \theta_0} = 0 \\ \frac{\partial F}{\partial \theta_h} = 0 \\ \frac{\partial F}{\partial \beta'} = 0 \\ \frac{\partial F}{\partial \varphi_t} = 0 \end{cases} \quad (17)$$

根据式(17), 可以计算出超前支护桩加固高切坡所相应的 θ_0 、 θ_h 、 β' 、 φ_t 参数, 进而确定加固高切坡的破裂面形状、超前支护桩需要提供的抗力。

5 非线性破坏准则下超前支护高切坡的地震永久位移预测

Newmark 最早提出采用滑块模型计算地震荷载下边坡的永久位移, 地震荷载为往复荷载, 即使是在某一时间段内高切坡的安全系数小于 1 也不会导致边坡的整体失稳, 只会产生部分永久位移^[17]。为此, 有必要研究各类加固边坡的永久位移计算方法, 使强震带边坡防治工程设计从安全系数控制设计向以永久位移控制设计转变。因此, 要计算地震荷载作用下超前支护桩加固高切坡的永久位移, 首先必须确定地震荷载下加固高切坡的屈服加速度。

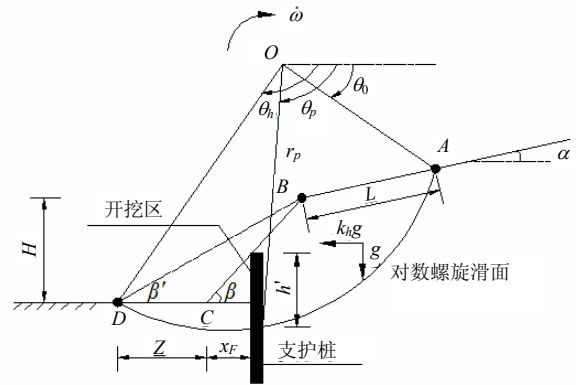


图4 地震荷载下超前支护桩加固高切坡

Fig.4 Pre-piled stability high out slope under seismic

考察超前支护桩加固高切坡(见图 4), 研究地震荷载作用下加固高切坡的临界屈服加速度计算。其中, 高切坡自重及地震惯性力做的外力功可表达为:

$$W_{地震} = \gamma \dot{\omega} r_0^3 (f_1 - f_2 - f_3 - f_4) - \gamma \dot{\omega} k_h (f_7 - f_8 - f_9 - f_{10}) - \gamma \dot{\omega} (f_6 + a_h f_{11}) \quad (18)$$

式中: k_h 为地震系数, $a_h = a/g$, a 为地震加速度, g 为重力加速度。

超前支护桩所做的外力功, 及滑动面上的能量耗散与式(11)和式(8)相同。根据极限分析上限定理, 当外力功等于内能耗散时, 可以计算出超前支护桩加固高切坡的地震屈服加速度表达式:

$$k_h = \frac{F r_0 \sin \theta_p \exp[(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi_t] - \frac{1}{3} F h'}{r_0^3 \gamma (f_7 - f_8 - f_9 - f_{10}) - \gamma f_{11}}$$

$$\frac{c_i r_0^2 \{ \exp[2(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi_i] - 1 \}}{2 \tan \varphi_i} - \frac{r_0^3 \gamma (f_7 - f_8 - f_9 - f_{10}) - \gamma f_{11}}{r_0^3 \gamma (f_1 - f_2 - f_3 - f_4) - \gamma f_6} - \frac{r_0^3 \gamma (f_7 - f_8 - f_9 - f_{10}) - \gamma f_{11}}{r_0^3 \gamma (f_7 - f_8 - f_9 - f_{10}) - \gamma f_{11}} \quad (19)$$

式中： a_c 为超前支护桩加固高切坡的屈服加速度系数； $f_7 \sim f_{11}$ 见附录 A；其它符号同前。

地震屈服加速度系数的表达式(18)中同样包含 4 个未知参数 θ_0 、 θ_h 、 β' 、 φ_i ，需要确定地震荷载下加固高切坡对应的真实滑动面以及真实的屈服加速度系数。对式(18)分别对各参数求导，即可获得超前支护桩加固高切坡的临界屈服加速度。

$$\begin{cases} \frac{\partial k_h}{\partial \theta_0} = 0 \\ \frac{\partial k_h}{\partial \theta_h} = 0 \\ \frac{\partial k_h}{\partial \beta'} = 0 \\ \frac{\partial k_h}{\partial \varphi_i} = 0 \end{cases} \quad (20)$$

当地震加速度超过加固边坡屈服加速度，高切坡就会产生旋转变形并形成永久位移。对于满足对数螺旋破裂面破坏模式的高切坡，其对应的永久位移计算可表达为^[7-9]：

$$\ddot{\omega} = [k(t) - k_h] g \frac{R_{gy}}{R_g^2} \quad (21)$$

式中： $\ddot{\omega}$ 为滑体的角加速度； $k(t)$ 为实际地震加速度系数； R_g 为滑体重心到旋转点中心点的距离； R_{gy} 为 R_g 垂直分量；其它符号同前。

6 工程算例

已知土质边坡坡高 $H = 15\text{m}$ ，坡角 $\beta = 40^\circ$ ，填土角度 $\alpha = 0^\circ$ ，土体抗剪强度相关的指标参数分别为： $A = 0.535$ ， $n = 0.604$ ， $T = 0.0015$ ，土体容重 $\gamma = 20\text{kN/m}^3$ ，假设高切坡为旋转机构滑坡模式(见图 5)。采用上述相关理论研究高切坡稳定性的超前诊断、超前支护桩的抗力、地震荷载下加固高切坡的屈服加速度以及永久位移进行计算。需要指出的是，从理论上讲，式(10)、式(17)、式(19)可以获得最小解，但实际计算却很困难。在本文中采用数学规划方法，利用的 Mathematics 优化工具箱进行优化计算。

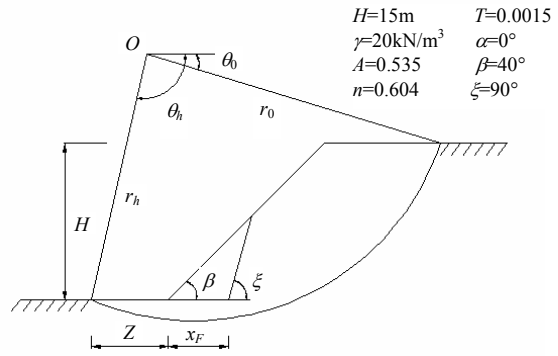


图 5 开挖边坡计算图示

Fig.5 Numerical example for a high cut slope

首先研究了不同的切坡方式下，线性的 M-C 破坏准则和本文采用的非线性破坏准则的边坡安全系数。图 6 给出了当 $\xi = 90^\circ$ 时不同破坏准则对边坡稳定性的影响。当边坡切坡卸载时，边坡应力重新分布。由于边坡应力的重新分布，使得边坡的稳定性发生了变化。应用 M-C 准则计算边坡的卸载过程中安全系数随着切坡方式的降低较快，并在 $x_F = 4\text{m}$ 时与非线性准则下计算的切坡安全系数几乎相同，可以判断该点为两个准则的重合点，并证明了计算方法的合理性。

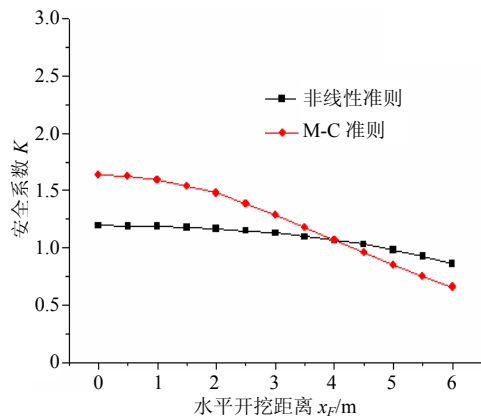


图 6 不同破坏准则下的高切坡安全系数

Fig.6 K versus at different (0m-6m) with different failure criterion

我们首先研究了切坡距离从 0m~6m 变化，开挖坡角 β 分别为 90° 、 75° 、 60° 条件下，不同切坡方式对高切坡稳定性的影响，计算结果见图 7。计算结果表明：在 ξ 相同的条件下，高切坡稳定系数随 x_F 的增加而降低；在 x_F 相同的条件下，高切坡稳定系数随 ξ 的增加而增加。

图 8 给出了， $x_F = 2\text{m}$ 、 4m 、 6m 时，不同切坡方式下高切坡各自对应的破裂面形状。结果表明：无论在何种切坡方式下，破裂面均通过坡趾，切坡距离越小，破裂面通过坡顶的位置越远。

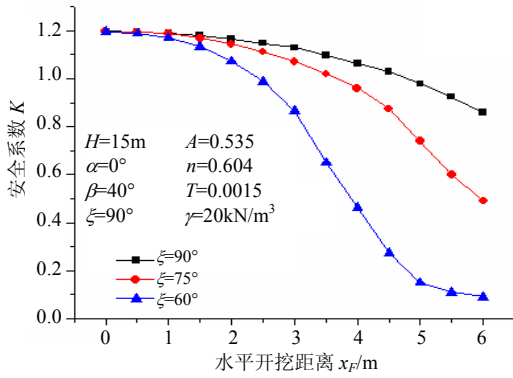


图7 切坡方式对高切坡整体安全系数的影响

Fig.7 K versus at different x_F (0m-6m) for a slope with $\xi=90^\circ, 75^\circ, 60^\circ$

对于危险性高切坡需要采用超前支护桩进行加固，假定加固高切坡需要达到的安全系数为 $K_0 = 1.2$ ，我们计算了 x_F 对超前支护桩需要提供每延米抗力的影响，计算结果见图 9。结果表明： x_F 对超前支护桩需要提供的抗力荷载有显著影响，随 x_F 的增加呈线性方式增长。

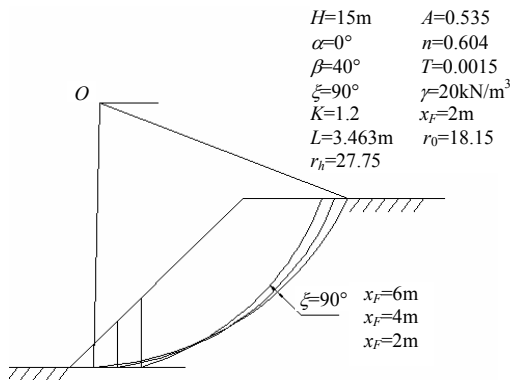


图8 开挖模式对高切坡破裂面的影响

Fig.8 Critical failure surfaces at different x_F for slope with $\xi=90^\circ$

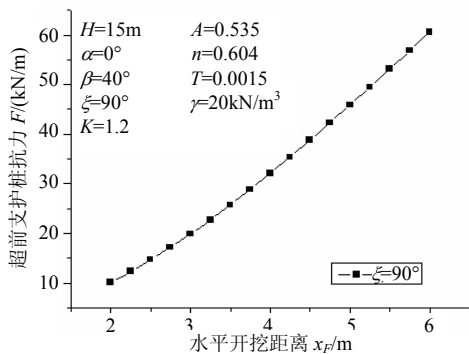


图9 超前支护抗力与 x_F 关系曲线

Fig.9 F versus at different x_F for a slope with $\xi=90^\circ$

利用式(19)，我们研究了 x_F 对加固高切坡屈服加速度系数的影响，结果见图 10。从图 9 中可以看出，对于已采用超前支护桩加固处理的高切坡， x_F 对地震屈服加速度系数的影响较小，说明加固高切坡具有几乎相同的抗震性能。

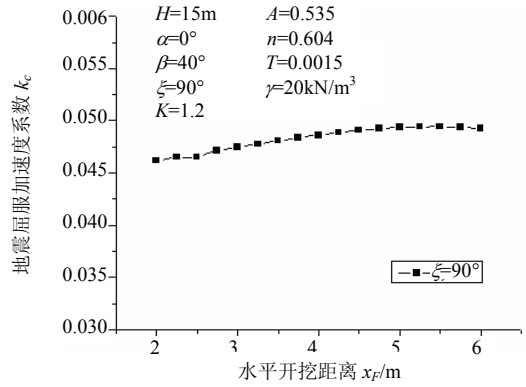


图10 地震屈服加速度系数 k_c 与 x_F 关系曲线

Fig.10 k_c versus at different x_F for a slope with $\xi=90^\circ$

最后，我们给出加固高切坡永久位移的计算，假设 $x_F = 3m$ ，对应的屈服加速度系数 $k_h = 0.04765$ ，地震平均加速度系数 $k = 0.15$ ，持续时间 $t = 5s$ ，则可计算出加固高切坡对应的永久位移为 $0.45rad$ 。

7 结论

将极限分析上限定理与高切坡超前支理论有机结合，研究了遵循 Baker 非线性破坏准则高切坡稳定性的超前诊断理论和超前支护桩加固危险性高切坡的计算方法以及强震荷载下加固高切坡的屈服加速度和永久位移预测方法。结果表明：

- (1) 该方法具有合理性。
- (2) 切坡方式对高切坡的稳定性有显著影响，在 ξ 相同的条件下，高切坡稳定系数随 x_F 的增加而降低；在 x_F 相同的条件下，高切坡稳定系数随 ξ 的增加而增加。
- (3) 开挖距离 x_F 对超前支护桩需提供的抗力荷载有重要影响，抗力随 x_F 的增加呈线性方式增长。
- (4) 对于已加固高切坡来说， x_F 对地震屈服加速度的影响较小。

参考文献:

[1] 何思明, 王全才. 人工高切坡的长期强度指标研究[J]. 四川大学学报, 2005, 37(6): 26-37.
He Siming, Wang Quancai. Study on long term strength index of high cut slop [J]. Journal of Sichuan University, 2005, 37(6): 26-37. (in Chinese)

[2] 何思明, 李新坡. 高切坡超前支护桩作用机制研究[J]. 四川大学学报, 2008, 40(3): 43-46.
He Siming, Li Xinpo. Study on the interaction between high cutting slope and pre-embedded piles [J]. Journal of Sichuan University, 2008, 40(3): 43-46. (in Chinese)

[3] 何思明, 李新坡. 高切坡半隧道超前支护结构研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, 27(A02): 3827-3832.
He Siming, Li Xinpo. Study on pre-reinforced

- half-tunnel structure in high cut slope [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, 27(A02): 3827—3832. (in Chinese)
- [4] 何思明. 高切坡超前支护桩与坡体共同作用分析[J]. 山地学报, 2006, 24(3): 574—579.
He Siming. Interaction of pre-reinforced pile-soil of high cutting slope [J]. Journal of Mountain Science, 2006, 24(3): 574—579. (in Chinese)
- [5] 何思明, 李新坡, 王成华. 高切坡超前支护锚杆作用机制研究[J]. 岩土力学, 2007, 28(5): 1050—1054.
He Siming, Li Xinpo, Wang Chenghua. Mechanism on interaction between pre-reinforced anchor bolt and rock mass in high cutting slope [J]. Rock and Soil Mechanics, 2007, 28(5): 1050—1054. (in Chinese)
- [6] Yang X L, Yin J H. Slope stability analysis with non-linear failure criterion [J]. Journal of Engineering Mechanics, 2004, 130(3): 267—273.
- [7] Ausilio E, Conte E, Dente G. Stability analysis of slopes reinforced with piles [J]. Computers and Geotechnics, 2001, 28(8): 591—611.
- [8] Yu H S, Salgado R, Sloan S W, Kim J M. Limit analysis versus limit equilibrium for slope stability [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1998, 124(1): 1—11.
- [9] Ling H I, Leshchinsky D, Perry E B. Seismic design and performance of geosynthetic reinforced soil structures [J]. Geotechnique, 1997, 47(5): 933—952.
- [10] Michalowski R L. Soil reinforcement for seismic design of geotechnical structure [J]. Computers and Geotechnics, 1998, 23(1): 1—17.
- [11] Yang X L. Seismic displacement of rock slopes with nonlinear Hoek–Brown failure criterion [J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2007, 44(6): 948—953.
- [12] Michalowski R L. Slope stability analysis: a kinematical approach [J]. Geotechnique, 1995, 45(2): 283—293.
- [13] Baker R. Non-linear strength envelopes based on triaxial data [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2004, 130(5): 498—506.
- [14] Yang X L, Zou J F. Slope factors for rock slopes subjected to pore water pressure based on the Hoek-Brown failure criterion [J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2006, 43(7): 1146—1152.
- [15] Jiang J C, Baker R, Yamagami T. The effect of strength envelope nonlinearity on slope stability computations [J]. Canadian Geotechnical Journal, 2003, 40(2): 308—325.
- [16] Chen W F. Limit analysis and soil plasticity [M]. Amsterdam: Elsevier, 1975.
- [17] Newmark N M. Effects of earthquakes on dams and embankments [J]. Geotechnique, 1965, 15(2): 139—160.

附录 A:

$$f_1 = \frac{3 \tan \varphi_t \cos \theta_h \exp[3(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi_t]}{3(1 + 9 \tan^2 \varphi_t)} + \frac{\sin \theta_h \exp[3(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi_t]}{3(1 + 9 \tan^2 \varphi_t)} - \frac{(3 \tan \varphi_t \cos \theta_0 + \sin \theta_0)}{3(1 + 9 \tan^2 \varphi_t)} \quad (A1)$$

$$f_2 = \frac{1}{6} \frac{L}{r_0} \left(2 \cos \theta_0 - \frac{L}{r_0} \cos \alpha \right) \sin(\theta_0 + \alpha) \quad (A2)$$

$$f_3 = \frac{\exp[(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi_t]}{6} \left[\sin(\theta_h - \theta_0) - \frac{L}{r_0} \sin(\theta_h + \alpha) \right] \cdot \left\{ \cos \theta_0 - \frac{\cos \alpha L}{r_0} + \cos \theta_h \exp[(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi_t] \right\} \quad (A3)$$

$$f_4 = \left(\frac{H}{r_0} \right)^2 \frac{\sin(\beta - \beta')}{2 \sin \beta \sin \beta'} \left[\cos \theta_0 - \frac{\cos \alpha L}{r_0} - \frac{H}{3r_0} (\cot \beta + \cot \beta') \right] \quad (A4)$$

$$f_5 = \frac{x_F \tan \beta}{2(1 - \tan \beta \cot \xi)^2} \cdot \left\{ H(\cot \beta' - \cot \beta) + \frac{2 - \tan \beta \cot \xi}{3(1 - \tan \beta \cot \xi)} x_F \right\} + \frac{x_F \tan \beta r_0 \exp[(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi_t] \cos \theta_h}{2(1 - \tan \beta \cot \xi)^2} \quad (A5)$$

$$f_6 = \frac{x_F^2 \tan \beta}{2} H(\cot \beta' - \cot \beta) + \frac{2}{3} x_F + \frac{x_F^2 H \tan \beta}{2A} \exp[(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi_t] \cos \theta_h \quad (A6)$$

$$f_7 = \frac{3 \tan \varphi_t \sin \theta_h \exp[3(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi_t]}{3(1 + 9 \tan^2 \varphi_t)} -$$

$$\frac{\cos \theta_h \exp[3(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi_t]}{3(1 + 9 \tan^2 \varphi_t)} - \frac{(3 \tan \varphi_t \sin \theta_0 - \cos \theta_0)}{3(1 + 9 \tan^2 \varphi_t)} \quad (A7)$$

$$f_8 = \frac{1}{6} \frac{L}{r_0} \left(2 \sin \theta_0 + \frac{L}{r_0} \sin \alpha \right) \sin(\theta_0 + \alpha) \quad (A8)$$

$$f_9 = \frac{\exp[(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi_t]}{6} \left(\frac{H}{r_0} \right) \frac{\sin(\theta_h + \beta')}{\sin \beta'} \cdot \left\{ 2 \sin \theta_h \exp[(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi_t] - \frac{H}{r_0} \right\} \quad (A9)$$

$$f_{10} = \left(\frac{H}{r_0} \right)^2 \frac{\sin(\beta - \beta')}{6 \sin \beta \sin \beta'} \left\{ 3 \sin \theta_h \exp[(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi_t] - \frac{H}{r_0} \right\} \quad (A10)$$

$$f_{11} = \frac{x_F^2 \tan \beta}{2} \frac{H}{A} \exp[(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi_t] \sin \theta_h - \frac{x_F^2 \tan \beta}{2} \frac{x_F \tan \beta}{3(1 - \tan \beta)} \quad (A11)$$

$$\frac{H}{r_0} = \frac{\sin \beta' \sin(\theta_h + \alpha) \exp[(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi_t]}{\sin(\beta' - \alpha)} - \frac{\sin \beta' \sin(\theta_0 + \alpha)}{\sin(\beta' - \alpha)} \quad (A12)$$

$$\frac{L}{r_0} = \frac{\sin(\theta_h - \theta_0)}{\sin(\theta_h + \alpha)} - \frac{\sin(\theta_h + \beta')}{\sin(\theta_h + \alpha) \sin(\beta' - \alpha)} \cdot \{ \sin(\theta_h + \alpha) \exp[(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi_t] - \sin(\theta_0 + \alpha) \} \quad (A13)$$

$$A = \frac{\sin \beta' \sin(\theta_h + \alpha) \exp[(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi_t]}{\sin(\beta' - \alpha)} - \frac{\sin \beta' \sin(\theta_0 + \alpha)}{\sin(\beta' - \alpha)} \quad (A14)$$