

DOI:10.3969/j.issn.1003-5060.2025.07.018

## 地震 Hoek-Brown 岩质边坡拟动力稳定性图表

李婷婷, 孙志彬, 王博文, 李永鑫

(合肥工业大学 汽车与交通工程学院, 安徽 合肥 230009)

**摘要:**传统拟静力稳定图表无法表征地震动力特性对边坡稳定的影响。针对三维 Hoek-Brown 岩质边坡地震安全系数的快速获取,文章提出一种新的基于图表的计算方法,采用相变影响标度因子  $f_{\lambda/H}$  与加速度放大影响标度因子  $f_f$  对传统的拟静力图表结果进行修正,得到的安全系数解能够充分反映地震波的动态传播特征。采用拟动力方法结合三维极限分析计算岩质边坡在三维地震安全系数,通过回归分析,建立标度因子的表达式。60 组数据对比结果表明,通过标度因子得到的修正解与理论模型解析解的平均差异只有 0.8%。该方法简单明了、效率较高,可用于地震岩石边坡设计和稳定性评估。

**关键词:**岩质边坡;拟动力;安全系数;标度因子;稳定性评估

**中图分类号:**U416.14 **文献标志码:**A **文章编号:**1003-5060(2025)07-0975-08

### Pseudo-dynamic stability chart for seismic rock slopes in Hoek-Brown media

LI Tingting, SUN Zhibin, WANG Bowen, LI Yongxin

(School of Automobile and Traffic Engineering, Hefei University of Technology, Hefei 230009, China)

**Abstract:** Traditional pseudo-static stability charts cannot characterize the influence of seismic dynamic properties on slope stability. A new chart-based method is proposed for the rapid acquisition of seismic safety factors for three-dimensional Hoek-Brown rock slopes. The method adopts phase change scale factor  $f_{\lambda/H}$  and acceleration amplification scale factor  $f_f$  to modify the traditional pseudo-static chart results, and the obtained safety factor can fully reflect the dynamic propagation characteristics of seismic waves. The expressions of scale factors are established by regression analysis using the combination of pseudo-dynamic method with 3D limit analysis. Comparison of 60 sets of data shows that the average difference between the corrected solution obtained by the scale factor and the analytical solution from the theoretical model is only 0.8%. The method is simple, straightforward and efficient, and can be used for seismic rock slope design and stability assessment.

**Key words:** rock slope; pseudo-dynamic; safety factor; scale factor; stability assessment

在震区,地震是造成岩质边坡失稳的一个重要诱因,岩质边坡的地震稳定性预测是道路等交通基础设施项目中的重要任务<sup>[1-6]</sup>。岩质边坡通常具有典型非连续性特征,如节理、裂缝、断层和层面等,其强度无法用传统的线性 Mohr-Coulomb 准则进行表征。因此众多学者采用 Hoek-Brown 屈服准则对岩质边坡稳定性进行

分析<sup>[7-9]</sup>。

除数值模拟和理论方法外,稳定性图表法是一种简单高效的边坡稳定性评估方法。通过图表查询,工程师们可以根据边坡的实际工况迅速找到目标边坡的安全系数。对于普通边坡,文献[10]较早提出简单均质黏性土边坡的稳定性图表;文献[11-12]采用数值极限分析绘制岩质边坡

收稿日期:2023-03-24;修回日期:2023-05-04

基金项目:国家自然科学基金资助项目(52108312);安徽省自然科学基金资助项目(2108085QE250)

作者简介:李婷婷(1995—),女,安徽六安人,合肥工业大学硕士生;

孙志彬(1984—),男,安徽黄山人,博士,合肥工业大学副教授,硕士生导师,通信作者,E-mail:sunzb@hfut.edu.cn.

的稳定性图;文献[13]提出考虑扰动权重因子  $f_D$  的岩坡稳定性图表。对地震边坡方面,文献[14]采用有限元方法给出岩质边坡地震稳定性图表;文献[15]基于 Hoek-Brown 强度折减法,提出一套求解岩质边坡安全系数的稳定性图表。

上述工作在研究 Hoek-Brown 岩质边坡地震安全系数时,多采用拟静力方法,该方法将地震作用等效为水平和竖直方向的等效静态力,虽然简单易行,但拟静力方法的假设与真实地震动态作用差距较大,无法考虑地震波在传播过程中时间、空间、相位的变化,得到稳定性结果与实际情况有一定差距<sup>[16-17]</sup>。拟动力方法为最近提出的一种地震作用表征方法,通过将地震波假设为正弦波,拟动力方法可以很好反映波速、周期、频率等地震波的动力特性对边坡稳定性的作用<sup>[18]</sup>。相较于拟静力方法,拟动力分析得到的安全系数与实际结果更加接近。

本文采用拟动力方法,结合三维极限分析理论,对三维 Hoek-Brown 边坡的地震稳定性进行分析。通过拟动力与拟静力结果的对比分析,探究地震波传播过程中的相变现象和加速度放大现象对安全系数影响。在此基础上,提出相变标度因子  $f_{\lambda/H}$  和放大效应影响标度因子  $f_f$  对传统拟静力图表结果进行修正,得到新的 Hoek-Brown 岩质边坡地震安全系数解。本文方法充分考虑相位变化、加速度放大等地震波动态传播效应,为边坡工程的稳定性评估提供更为准确的依据。

## 1 研究方法

### 1.1 Hoek-Brown 强度准则

文献[19]提出 Hoek-Brown 非线性破坏准则,很好地描述了岩石剪切破坏的非线性行为。经过不断完善与修正,最新的广义 Hoek-Brown 准则表达式为:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c (m_b \sigma_3 / \sigma_c + S)^\alpha \quad (1)$$

其中: $\sigma_1$ 、 $\sigma_3$  分别为最大主应力和最小主应力; $\sigma_c$  为完整岩石的单轴抗压强度; $m_b$ 、 $S$ 、 $\alpha$  为 Hoek-Brown 参数,代表岩体的破裂程度,即

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{G_{GSI} - 100}{28 - 14D}\right) \quad (2)$$

$$S = \exp\left(\frac{G_{GSI} - 100}{9 - 3D}\right) \quad (3)$$

$$\alpha = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left[ \exp\left(-\frac{G_{GSI}}{15}\right) - \exp\left(-\frac{20}{3}\right) \right] \quad (4)$$

其中: $G_{GSI}$  为地质强度指标,其变化范围为 0~

100; $m_i$  为岩体硬度的指数; $D$  为岩石材料的扰动系数,取值为 0~1,即未扰动的岩体  $D=0$ ,强扰动的岩体  $D=1$ ,在本研究中,不考虑岩体扰动,取  $D=0$ 。

广义 Hoek-Brown 准则的包络线是非线性的,反映最大与最小主应力之间关系,而不是剪应力与法向应力之间关系,其在实际应用时存在一定的困难,因此本文在计算过程中将其转化为等效莫尔-库仑参数法加以应用。

转化得出以下摩擦角和内聚强度公式:

$$c = [\sigma_c (1 + 2\alpha) S + (1 - \alpha) m_b \sigma_{3n}'] (S + m_b \sigma_{3n}')^{\alpha-1} / [(1 + \alpha)(2 + \alpha) \times \sqrt{1 + [6\alpha m_b (S + m_b \sigma_{3n}')^{\alpha-1}] / (1 + \alpha)(2 + \alpha)}] \quad (5)$$

$$\varphi = \sin^{-1} \left[ \frac{6\alpha m_b (S + m_b \sigma_{3n}')^{\alpha-1}}{2(1 + \alpha)(2 + \alpha) + 6\alpha m_b (S + m_b \sigma_{3n}')^{\alpha-1}} \right] \quad (6)$$

其中, $\sigma_{3n}' = \sigma_{3\max}' / \sigma_c$ 。对于边坡稳定性问题,文献[20]建议通过以下方程式估算  $\sigma_{3\max}'$ :

$$\frac{\sigma_{3\max}'}{\sigma_{cm}'} = 0.72 \left( \frac{\sigma_{cm}'}{\gamma H} \right)^{-0.91} \quad (7)$$

$$\sigma_{cm}' = \sigma_c \frac{[m_b + 4S - \alpha(m_b - 8S)](m_b/4 + S)^{\alpha-1}}{2(1 + \alpha)(2 + \alpha)} \quad (8)$$

其中: $H$  为边坡高度; $\gamma$  为材料的容重; $\sigma_{cm}'$  为岩体的抗压强度。

### 2.2 拟动力方法

拟动力方法可以有效反映地震波在岩质边坡中的传播特性,考虑地震振动幅值和相位变化,原初波速和剪切波速度等在岩体中传播的影响。因为特定地震的每个地震信号都可以通过傅里叶变换表示为正弦信号的加权和,所以通常假设地震波以正弦波的形式从基底垂直入射,可以通过关于高度  $h$  和时间  $t$  的正弦函数获得水平地震加速度  $a_h$  和垂直地震加速度  $a_v$ :

$$a_h = \left[ 1 + \frac{h}{H} (f - 1) \right] k_h g \sin \left[ \omega_e \left( t - \frac{h}{V_s} \right) \right] \quad (9)$$

$$a_v = \left[ 1 + \frac{h}{H} (f - 1) \right] k_v g \sin \left[ \omega_e \left( t + t_0 - \frac{h}{V_p} \right) \right] \quad (10)$$

其中: $\omega_e$  为边坡地震时的角频率,可通过  $\omega_e = 2\pi/T$  计算, $T$  为周期长度; $g$  为重力加速度; $t_0$  为水平、竖向地震加速度的相位差; $k_h$  和  $k_v$  分别为水平和竖向地震加速度系数,可由地震地面加速度

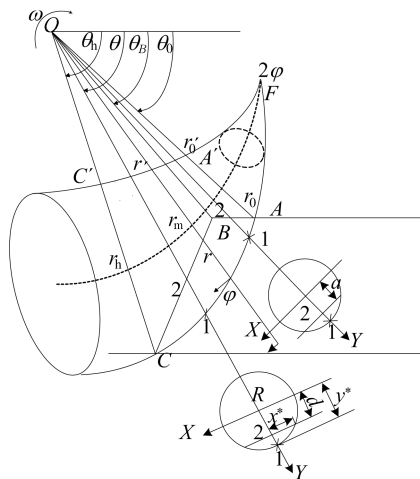
与重力加速度的比值得出,即  $k_h = a_h/g, k_v = a_v/g$ ;  $f$  为地震放大系数;  $V_p$  和  $V_s$  分别为土体中传播的地震纵波波速和剪切波速。

相关研究表明,水平地震加速度在边坡地震稳定性分析中起主导作用<sup>[21]</sup>,当水平加速度达到最大时,边坡稳定性最弱,称临界时刻,故本文只考虑水平地震加速度的影响。此外,受岩体结构和岩石性质等因素影响,地震波传播到上层土层时会有放大效应,导致地表附近出现强烈的地震运动。拟动力学方法假设地震波振幅随坡面高度线性增加,并引入放大系数  $f$  来量化这种放大效应。

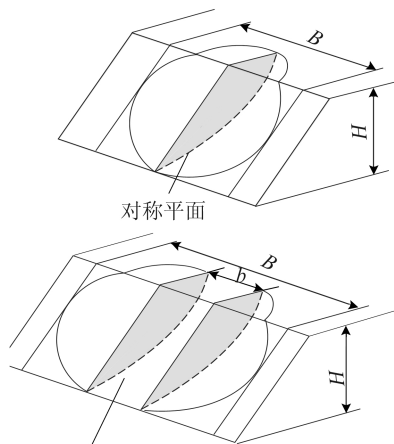
### 1.3 基于三维极限分析法的拟动力计算

#### 1.3.1 岩质边坡的三维破坏机制

岩质边坡的三维破坏机制如图 1 所示。



(a) 牛角失效机构



(b) 嵌入块体的失效机制

图 1 岩质边坡的三维破坏机制

本文采用文献<sup>[22]</sup>提出的喇叭形机构进行三维稳定性分析。这种破坏机制有一部分与斜坡相交,并且有一个对称面通过坡脚点 C,如图 1a 所

示,该机构是顶角为  $2\varphi$  的曲线圆锥体,对称的破坏面由两条对数螺旋线 AC 和  $A'C'$  定义,机构的横截面是一个圆,其半径  $R$  随相应的角度  $\theta$  线性增加,圆锥轴与旋转中心  $O$  之间的距离为  $r_m$ ,计算公式为:

$$r_m = (r + r')/2 = \frac{1}{2}r_0 \left[ \exp(\theta - \theta_0) \tan \varphi + \frac{r_0'}{r} \exp(\theta_0 - \theta) \tan \varphi \right] \quad (11)$$

$$R = (r - r')/2 = \frac{1}{2}r_0 \left[ \exp(\theta - \theta_0) \tan \varphi - \frac{r_0'}{r} \exp(\theta_0 - \theta) \tan \varphi \right] \quad (12)$$

其中:  $r = r_0 \exp[(\theta - \theta_0) \tan \varphi]$ ;  $r' = r_0' \exp[-(\theta - \theta_0) \tan \varphi]$ ;  $r_0 = OA$ ;  $r_0' = OA'$ 。

为确保在斜坡宽度上没有约束的情况下过渡到平面应变机构,将宽度为  $b$  的块插入机构的中心部分来修改原始三维机构,如图 1b 所示。

#### 1.3.2 失效机制的能量计算

采用极限分析上限定理对稳定性进行分析,需计算破坏机构的外力功率和内能耗散建立平衡方程。对于地震作用下的岩质边坡稳定性计算,其外力功率包括重力功率和地震力功率。旋转机构和插入块体的重力功率的计算公式为:

$$W_{\gamma 3D} = 2\omega\gamma \left[ \int_{\theta_0}^{\theta_B} \int_0^{x_1^*} \int_a^{y^*} (r_m + y)^2 \cos \theta dx dy d\theta + \int_{\theta_B}^{\theta_h} \int_0^{x_2^*} \int_d^{y^*} (r_m + y)^2 \cos \theta dx dy d\theta \right] \quad (13)$$

$$W_{\gamma b} = \omega\gamma b \left[ \int_{\theta_0}^{\theta_B} \int_a^R (r_m + y)^2 \cos \theta dy d\theta + \int_{\theta_B}^{\theta_h} \int_d^R (r_m + y)^2 \cos \theta dy d\theta \right] \quad (14)$$

其中:  $\omega$  为角速度;  $\gamma$  为岩块的容量;  $x_1^* = \sqrt{R^2 - a^2}$ ;  $x_2^* = \sqrt{R^2 - d^2}$ ;  $y^* = \sqrt{R^2 - x^2}$ ;  $a, d$  为坡面到锥体轴线的距离;  $\theta_B$  为对应于 B 点的垂直角。由几何关系可得上述变量的表达式为:

$$a = \frac{\sin(\theta_0 + \alpha)}{\sin(\theta + \alpha)} r_0 - r_m \quad (15)$$

$$d = \frac{\sin(\theta_h + \beta)}{\sin(\theta + \beta)} r_0 \exp[(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi] - r_m \quad (16)$$

$$\theta_B = \arctan \frac{\sin(\theta_0 + \alpha)}{\cos(\theta_0 + \alpha) - \kappa} - \alpha \quad (17)$$

$$\kappa = \frac{\sin(\theta_h - \theta_0)}{\sin \theta_h} - \sin(\theta_h + \beta) \times \frac{\exp[(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi] \sin \theta_h - \sin \theta_0}{\sin \theta_h \sin \beta} \quad (18)$$

旋转机构和插入块体水平地震力功率的计算

公式为:

$$W_{k_h-3D} = 2\omega\gamma k_h \int_{\theta_0}^{\theta_B} \int_0^{x^*} \int_a^{y^*} (r_m + y)^2 \sin \theta \times [1 + \frac{y}{H}(f-1)] (\sin 2\pi) (\frac{t}{T} - \frac{h}{\lambda_s}) dy dx d\theta + \int_{\theta_0}^{\theta_h} \int_0^{x^*} \int_a^{y^*} (r_m + y)^2 \sin \theta \times [1 + \frac{y}{H}(f-1)] (\sin 2\pi) (\frac{t}{T} - \frac{h}{\lambda_s}) dy dx d\theta \quad (19)$$

$$W_{k_h-b} = \omega\gamma k_h b \int_{\theta_0}^{\theta_B} \int_a^R (r_m + y)^2 \sin \theta \times [1 + \frac{y}{H}(f-1)] (\sin 2\pi) (\frac{t}{T} - \frac{h}{\lambda_s}) dy d\theta + \int_{\theta_0}^{\theta_h} \int_a^R (r_m + y)^2 \sin \theta \times [1 + \frac{y}{H}(f-1)] (\sin 2\pi) (\frac{t}{T} - \frac{h}{\lambda_s}) dy d\theta \quad (20)$$

刚体假设下能量耗散为岩体速度间断面上内能耗散,旋转机构和插入块体能量耗散率的计算公式为:

$$D_{3D} = -2\omega cr_0^2 \cot \varphi \left\{ \sin^2 \theta_0 \int_{\theta_0}^{\theta_B} \int_0^{x^*} \frac{\cos \theta}{\sin^3 \theta} dx d\theta + \sin^2 (\theta_h + \beta) \exp[2(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi] \times \int_{\theta_B}^{\theta_h} \int_0^{y^*} \frac{\cos(\theta + \beta)}{\sin^3(\theta + \beta)} dy d\theta \right\} \quad (21)$$

$$D_b = -\omega bc \sin^2 \theta_0 r_0^2 \cot \varphi \left\{ \sin^2 \theta_0 \int_{\theta_0}^{\theta_B} \frac{\cos \theta}{\sin^3 \theta} d\theta + \sin^2 (\theta_h + \beta) \exp[2(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi] \times \int_{\theta_B}^{\theta_h} \frac{\cos(\theta + \beta)}{\sin^3(\theta + \beta)} d\theta \right\} \quad (22)$$

因此,总失效机制的外部功率可以表示为  $W_{\gamma 3D} + W_{\gamma b} + W_{k_h-3D} + W_{k_h-b}$ ,失效机制的总功耗散率为  $D_{3D} + D_b$ 。

### 1.3.3 安全系数的计算

进行边坡稳定性评估时可以采用稳定数、临界高度和安全系数等指标。本文选择能够定量描述边坡安全状况的安全系数作为边坡稳定指标,安全系数定义为极限平衡状态下实际材料强度与临界强度之比,采用强度折减法进行计算,即将土体强度参数(黏聚力  $c$ 、内摩擦角  $\varphi$ )同时除以折减系数  $F$ ,得到一组新的土体强度参数,将该组新参数作为土体强度参数进行计算,直至边坡达到临界破坏状态,此时的  $F$  为边坡安全系数记为  $F_s$ ,定义为:

$$F_s = \frac{c}{c_d} = \frac{\tan \varphi}{\tan \varphi_d} \quad (23)$$

其中,  $c, \varphi_d$  为边坡极限状态的抗剪强度参数。

## 2 基于拟动力方法的边坡稳定性修正

### 2.1 拟动力方法与拟静力法对比分析

拟静力方法在计算边坡安全系数时会有一定的局限性,本文分别采用拟动力方法和拟静力方法来计算边坡安全系数,定量探究拟动力方法与拟静力方法之间的差异。地震加速度系数  $k_h$  的取值范围为  $0.1 \sim 0.7$ ,加速度幅值放大系数  $f$  分别取  $1.0, 1.6$ ,其他参数的取值为:  $G_{CSI} = 40, m_i = 10, \beta = 50^\circ, T = 0.25 \text{ s}, V_s = 2055 \text{ m/s}, D = 0, \gamma = 28 \text{ kN/m}^3, B/H = 2, \sigma_c = 100 \text{ MPa}$ 。不同水平地震加速度系数下拟动力和拟静力方法计算的安全系数对比结果如图 2 所示,在不考虑加速度放大效应仅考虑正弦波的相变时( $f = 1.0$ ),拟动力方法分析得到的安全系数明显大于拟静力分析结果,而当放大系数增大到  $1.6$  时,拟动力方法给出的安全系数相较于拟静力方法则更为保守。以上分析可以看出,相变和加速度放大效应是拟动力方法与拟静力方法在计算边坡安全系数出现差异的主要因素,且其影响程度取决于  $k_h$  的大小。

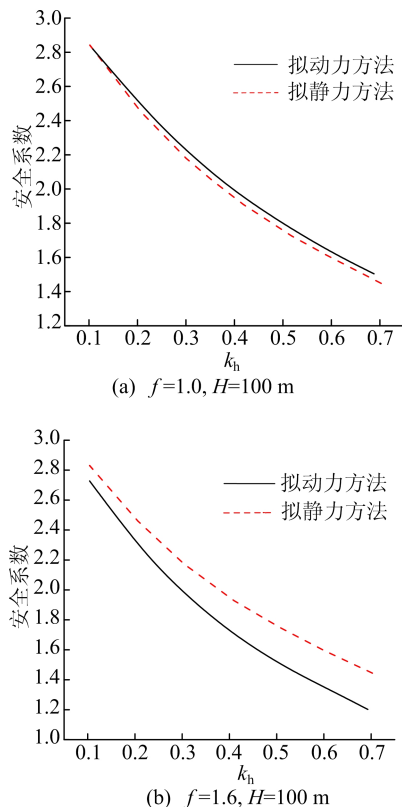


图 2 拟动力方法和拟静力方法计算的安全系数对比

文献[23]在研究中指出,相位变化对斜坡稳定性的影响是无量纲参数  $\omega H/V_s$  的函数。相位变化的影响可用波长  $\lambda$  和斜坡高度  $H$  的比率来

描述。相变和放大效应对拟动力和拟静力解的影响如图 3 所示。

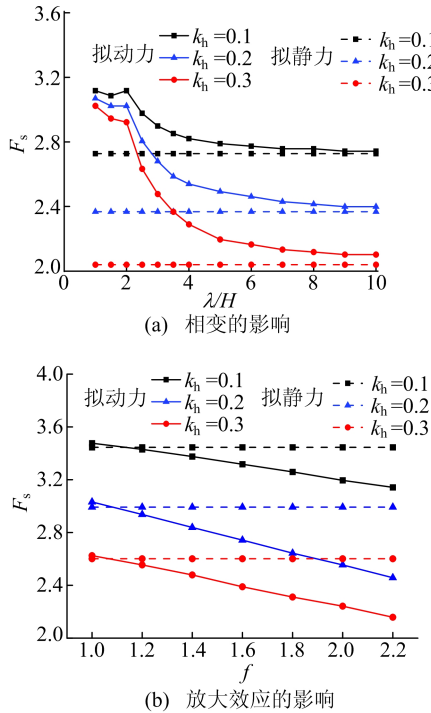


图 3 相变和放大效应对拟动力和拟静力解的影响

由图 3a 可知,  $\lambda/H$  比值对拟动力方法计算边坡安全系数有明显影响。此时取  $f=1.0$ ,  $k_h=0.1\sim 0.3$ , 其他参数为:  $m_i=20$ ,  $G_{GSI}=50$ ,  $\beta=45^\circ$ ,  $T=0.2\text{ s}$ ,  $V_s=2\ 055\text{ m/s}$ ,  $V_p=3\ 695\text{ m/s}$ ,  $D=0$ ,  $\gamma=28\text{ kN/m}^3$ ,  $B/H=2$ ,  $\sigma_c=100\text{ MPa}$ 。可以看出, 采用拟动力方法和拟静力方法计算得出的安全系数在  $\lambda/H$  比值较小时存在较大差异, 随着  $\lambda/H$  的增大, 这种差异逐渐减小。

除相位变化外, 在拟动力学分析中还考虑了加速度放大效应。为显示放大效应对边坡安全系数的影响, 取  $\lambda/H=4.0$ , 其他参数输入参照图 3a, 得到拟动力和拟静力安全系数随放大系数  $f$  的变化规律, 结果如图 3b 所示, 采用拟静力方法计算安全系数时, 随着  $f$  的变化, 安全系数为一定值, 而采用拟动力方法计算安全系数时, 其数值随  $f$  的增大呈线性减小的趋势。

上述分析表明边坡拟动力解可视为拟静力解的拓展。即在拟静力安全系数的基础上, 进一步考虑相位变化( $\lambda/H$ )及放大效应( $f$ )对边坡稳定性的影响, 可得到拟动力结果。因此, 本文把  $\lambda/H$  和  $f$  对拟静力结果的影响量化为 2 个标度因子  $f_{\lambda/H}$  及  $f_f$ , 并采用这 2 个因子对已有的三维 Hoek-Brown 地震边坡稳定图进行修正。其中  $f_{\lambda/H}$  是不考虑加速度放大效应时拟动力安全系数与拟静力安全系数之比,  $f_f$  是考虑放大效应的拟动力安全系数与不考虑放大效应( $f=1$ )的拟动力安全系数的比值。在现有拟静力图表安全系数  $F_{ps}$  的基础上, 给出更为准确的  $F_s$  计算公式为:

$$F_s = F_{ps} f_{\lambda/H} f_f \quad (24)$$

因此本文的主要工作是获得  $f_{\lambda/H}$  以及  $f_f$  的具体表达式。

### 2.2 相变影响标度因子 $f_{\lambda/H}$

边坡拟动力稳定性与边坡几何参数、强度参数及地震参数密切相关, 相变的影响对拟静力解的影响程度也可能与上述因素密切相关。为探究  $f_{\lambda/H}$  的主要影响因素, 本文分析了不同参数对  $f_{\lambda/H}$  的影响, 如图 4 所示。

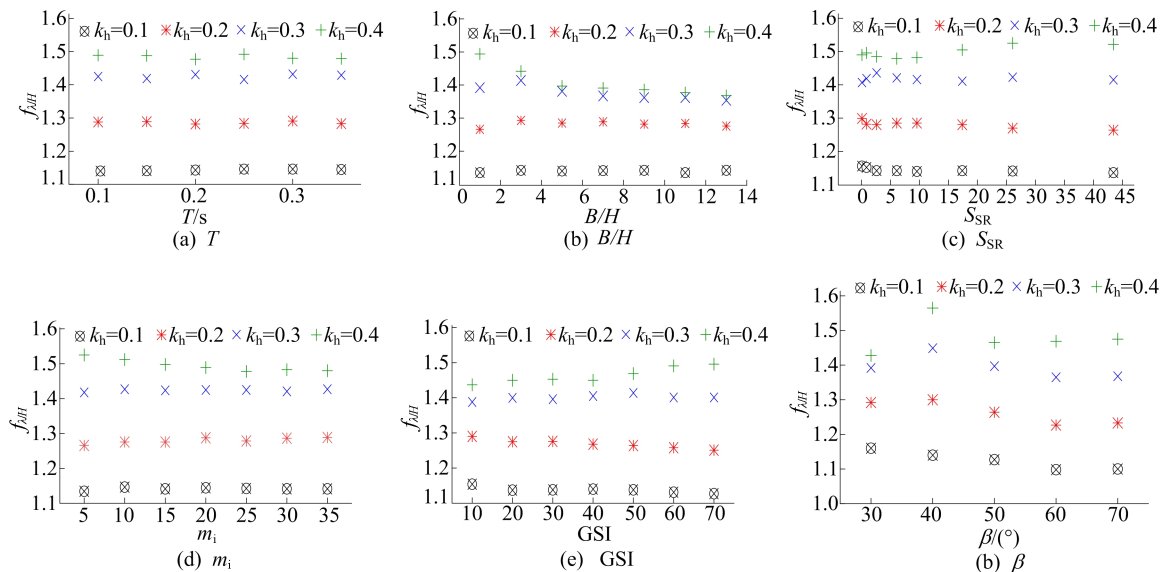


图 4 不同参数对  $f_{\lambda/H}$  的影响

由图 4 可知,水平地震系数  $k_h$  对  $f_{\lambda/H}$  的值有较大影响。图 4a 取  $T=0.2$  s,当  $k_h$  从 0.1 增加到 0.4 时, $f_{\lambda/H}$  从 1.14 增长到 1.48;而其他参数的变化对  $f_{\lambda/H}$  的影响可以忽略不计。当  $k_h=0.1$  时,无论  $\beta, G_{GSI}, m_i, T, B/H$  以及  $S_{SR}$  的值如何变化,  $f_{\lambda/H}$  值始终为 1.15 左右;当  $k_h=0.2$  时,  $f_{\lambda/H}$  值始终为 1.3 左右;当  $k_h=0.3$  时,  $f_{\lambda/H}$  值始终为 1.4 左右;当  $k_h=0.4$  时,  $f_{\lambda/H}$  值始终为 1.5 左右,虽然有个别点偏离均值,但并不影响整体规律。

因此,相变标度因子  $f_{\lambda/H}$  仅与  $k_h$  有关,而与其他变量无关。这样可以在求解  $f_{\lambda/H}$  表达式时,仅考虑  $k_h$  对其影响,在保证一定精度的前提下,大大提升了稳定性图表的计算效率。结合以上分析,通过 logistic 曲线拟合法得到了拟合度大于 0.990 的  $f_{\lambda/H}$  函数表达式,拟合函数见表 1 所列。

表 1  $f_{\lambda/H}$  回归分析表达式

$k_h$	$f_{\lambda/H}$ 的表达式	拟合度
0.1	$f_{0.1} = \frac{0.13}{1+(1.43\lambda/H)^{3.98}} + 1.01$	0.993
0.2	$f_{0.2} = \frac{0.34}{1+(1.31\lambda/H)^{3.32}} + 1.01$	0.997
0.3	$f_{0.3} = \frac{0.57}{1+(1.19\lambda/H)^{3.23}} + 1.01$	0.998
0.4	$f_{0.4} = \frac{0.73}{1+(1.10\lambda/H)^{3.40}} + 1.02$	0.996
0.5	$f_{0.5} = \frac{0.85}{1+(1.04\lambda/H)^{3.69}} + 1.03$	0.997

2.3 加速度放大效应影响标度因子  $f_f$

$f_f$  描述了加速度放大系数对地震稳定性的影响。为得到  $f_f$  表达式,首先探究  $\lambda/H$  对  $f_f$  影响,取  $k_h=0.3, f=1.0\sim 1.8$ ,其他参数为: $T=0.2$  s,  $B/H=2, G_{GSI}=50, m_i=20, \beta=45^\circ$ 。波长  $\lambda$  和边坡高度  $H$  之比对  $f_f$  的影响如图 5 所示,可以看出  $f$  值不变条件下,  $\lambda/H$  对  $f_f$  值的影响较小。当  $f=1.4$  时,  $\lambda/H=1.0$  的  $f_f=0.94, \lambda/H=3.0$  的  $f_f=0.93$ ,两者仅相差 0.01。因此,在描述  $f_f$  表达式时,仅考虑  $k_h$  的影响,而不考虑  $\lambda/H$  的影响。

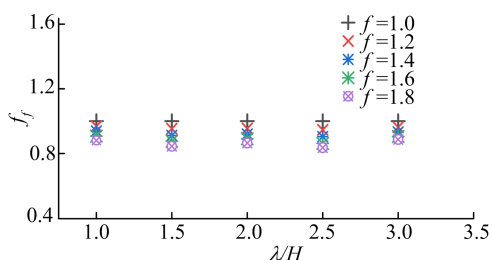


图 5 波长  $\lambda$  与边坡高度  $H$  之比对  $f_f$  的影响

同样采用 logistic 曲线拟合得到不同地水平地震加速度系数的  $f_f$  拟合函数,拟合度均在 0.990 以上,见表 2 所列,可以看出随着水平地震加速度系数的增大,拟合函数的斜率和截距均增大。

表 2  $f_f$  回归分析表达式

$k_h$	$f_f$ 表达式	拟合度
0.1	$f_{0.1} = -0.06f + 1.06$	0.993
0.2	$f_{0.2} = -0.17f + 1.17$	0.997
0.3	$f_{0.3} = -0.19f + 1.19$	0.998
0.4	$f_{0.4} = -0.19f + 1.18$	0.996
0.5	$f_{0.5} = -0.20f + 1.19$	0.997

3 验证与应用

本文通过对  $f_f$  和  $f_{\lambda/H}$  对拟静力方法安全系数进行修正,以获得拟动力方法安全系数。为验证上述标度因子表达式的正确性,对比修正解与直接理论分析得到的结果,见表 3 所列。其参数为: $T=0.2$  s,  $B/H=2, G_{GSI}=50, m_i=20, D=0, \beta=45^\circ$ 。由表 3 可知,3 个案例的 60 组数据有 90% 以上的拟合数据误差小于 5%。其他 5 个拟合数据的误差都小于 10%。本文得到的相变影响标度因子  $f_{\lambda/H}$  和加速度放大效应影响标度因子  $f_f$  较好地反映了地震动力特性的影响,其对拟静力的修正结果较为可靠。

本文方法在实际应用时也很便捷。首先根据给定的岩体材料参数和 Hoek-Brown 参数,可迅速找到对应的拟静力安全系数;在此基础上根据实际需要设定地震力参数,再找到对应于本文的标度因子,继而求得拟动力安全系数。下面将以实际案例来加以说明。

根据文献[24]的报告,紫坪铺岩质边坡位于 1.2 km 以外的中国四川紫坪铺水库北岸。其相关参数为:坡高  $H=100$  m,坡角  $\beta=50^\circ$ ,岩体容重  $\gamma=28$  kN/m<sup>3</sup>,  $G_{GSI}=40, m_i=10$ ,单轴抗压强度  $\sigma_c=100$  MPa,  $k_h=0.2, S_{SR}=35$ ,泊松比  $\nu=0.3$ ,杨氏模量由公式  $E = \sqrt{\sigma_c/100} \times 10^{(G_{GSI}-10)/40}$  计算为 0.177 8 GPa。通过拟静力方法计算得到该边坡在  $B/H=2$  时安全系数为 2.67。根据紫坪铺岩坡参数和剪切波速度的公式  $V_s = \{E/[2\rho(1+\nu)]\}^{0.5}$ ,可得地震剪切波速度为 494 1.97 m/s。对于斜坡岩体的岩性及岩体结构等工况,根据文献[25-26]可以确定坡体的加速度放大效应  $f=1.7$ ,地震周期  $T=0.3$  s。

根据上述参数,从表 1 可以得到相变标度因子  $f_{\lambda/H}$  的值为 1.01,从表 2 可以得到加速度放大标度因子  $f_f$  的值为 0.881。因此本文方法计算得到的拟动力安全系数为:  $F_s = 2.67 \times 1.01 \times 0.881 =$

2.38。数值模拟得到的对应参数的拟动力安全系数为 2.4,误差仅为 0.8%,可以看出本文拟动力安全系数计算方法对于实际边坡的稳定性评估准确性较高。

表 3 整体误差计算结果和拟合结果

$f$	$k_h$	$\lambda/H=1.0$			$\lambda/H=2.0$			$\lambda/H=3.0$		
		计算结果	拟合结果	误差/%	计算结果	拟合结果	误差/%	计算结果	拟合结果	误差/%
1.2	0.1	2.48	2.41	2.89	2.77	2.76	0.45	3.10	3.10	0.18
	0.2	2.38	2.28	4.36	2.46	2.43	1.16	2.68	2.67	0.36
	0.3	2.27	2.15	5.49	2.16	2.13	1.40	2.34	2.32	0.55
	0.4	2.13	2.07	2.89	1.96	1.96	-0.09	2.12	2.10	0.90
	0.5	2.02	1.97	2.60	1.84	1.80	1.94	1.98	1.94	1.62
1.4	0.1	2.46	2.38	3.49	2.74	2.73	0.58	3.06	3.06	-0.10
	0.2	2.37	2.20	7.18	2.38	2.35	1.59	2.57	2.57	-0.16
	0.3	2.21	2.06	6.78	2.09	2.05	1.87	2.23	2.23	-0.09
	0.4	2.06	2.00	2.92	1.88	1.87	0.53	2.06	2.01	2.24
	0.5	1.91	1.89	1.31	1.77	1.73	2.71	1.91	1.86	2.61
1.6	0.1	2.45	2.35	4.13	2.71	2.69	0.70	3.01	3.02	-0.37
	0.2	2.32	2.12	8.84	2.29	2.26	1.40	2.48	2.48	-0.08
	0.3	2.13	1.97	7.45	1.99	1.96	1.61	2.15	2.14	0.65
	0.4	1.99	1.91	3.92	1.84	1.80	2.07	2.01	1.93	3.98
	0.5	1.85	1.81	2.43	1.73	1.65	4.40	1.87	1.78	4.50

### 4 结 论

本文提出一种新的基于稳定性图表的方法,以评估三维 Hoek-Brown 岩石边坡的地震稳定性。该方法采用拟动力框架评价岩坡稳定性,得到的安全系数有效地考虑了地震的动态特性,包括相位变化和加速度的放大效应。主要结论如下:

1) 相位变化和加速度放大效应这 2 个因素导致了拟动力方法和拟静力方法的结果存在差异。拟动力分析结果考虑了相位变化和加速度放大效应,可以看作是对拟静力结果进行了修正。

2) 相位变化与  $\lambda/H$  相关,加速度放大与放大系数  $f$  直接相关。地震边坡的安全系数可以表示为  $F_s = F_{ps} f_{\lambda/H} f_f$ ,其中  $F_{ps}$  是来自三维 Hoek-Brown 边坡稳定图表的拟静力安全系数,  $f_{\lambda/H}$  和  $f_f$  是表征相位变化和加速度放大影响的标度因子。

3) 通过多组数据进行测试,发现标度因子  $f_{\lambda/H}$ 、 $f_f$  的值与水平地震加速度系数有关,而与  $\beta$ 、 $G_{CSI}$ 、 $m_i$ 、 $T$ 、 $B/H$ 、 $S_{SR}$  等参数无关。对不同地震加速度系数  $k_h$  下  $f_{\lambda/H}$  和  $f_f$  的表达式进行拟合,拟合度均超过 0.990。

4) 对本文方法得到的拟动力安全系数进行误差分析,在大多数情况下,误差小于 5%,最大误差为 10%。采用本文方法可以方便地应用于

估算 Hoek-Brown 岩质边坡的地震稳定性。

### [参 考 文 献]

[1] 刘康琦,刘红岩.地震作用下土石混合体边坡稳定性分析研究[J].防灾减灾工程学报,2022,42(1):224-230.

[2] 代勇,李冰天,邓旨珩,等.基于强度折减法裂损衬砌隧道地震稳定性分析[J].地下空间与工程学报,2021,17(增刊2):940-948.

[3] CHOUDHURY D, NIMBALKAR S. Seismic stability of tailings dam by using pseudo-dynamic method[C]//Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Amsterdam: IOS Press,2009:1542-1545.

[4] 贾亮,贺世开,李刚,等.地震作用下加筋挡土墙内部稳定性分析[J].岩土工程学报,2018,40(增刊1):107-111.

[5] 尹小涛,严飞,秦雨樵,等.地震作用下华丽高速公路金沙江桥华坪岸顺层边坡动力稳定性评价[J].岩土力学,2018,39(增刊1):387-394.

[6] 侯超群,丁莹,孙志彬,等.抗滑桩加固边坡三维稳定因素的敏感性分析[J].合肥工业大学学报(自然科学版),2022,45(8):1092-1099.

[7] WANG B, LI T T, SUN Z, et al. A pseudo-dynamic approach for seismic stability analysis of rock slopes in Hoek-Brown media[J]. Geotechnical and Geological Engineering, 2022,40(7):3561-3577.

[8] ZHONG J H, YANG X L. Pseudo-dynamic stability of rock slope considering Hoek-Brown strength criterion[J]. Acta Geotechnica, 2022,17(6):2481-2494.

[9] SUN Z B, WANG B W, HOU C Q, et al. Pseudo-dynamic

- approach for rock slopes in Hoek-Brown media; three-dimensional perspective[J]. *International Journal of Geomechanics*, 2022, 22(11):04022190.
- [10] TAYLOR D W. Stability of earth slopes[J]. *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*, 1937, 24(3):197-247.
- [11] LI A J, MERIFIELD R S, LYAMIN A V. Stability charts for rock slopes based on the Hoek-Brown failure criterion [J]. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2008, 45(5):689-700.
- [12] LI A J, MERIFIELD R S, LYAMIN A V. Effect of rock mass disturbance on the stability of rock slopes using the Hoek-Brown failure criterion[J]. *Computers and Geotechnics*, 2011, 38(4):546-558.
- [13] SHEN J, KARAKUS M, XU C. Chart-based slope stability assessment using the Generalized Hoek-Brown criterion [J]. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2013, 64:210-219.
- [14] LI A J, LYAMIN A V, MERIFIELD R S. Seismic rock slope stability charts based on limit analysis methods[J]. *Computers and Geotechnics*, 2009, 36(1/2):135-148.
- [15] 孙超伟, 柴军瑞, 许增光, 等. 基于 Hoek-Brown 强度折减法的边坡稳定性图表法研究[J]. *岩石力学与工程学报*, 2018, 37(4):838-851.
- [16] PAN Q, QU X, WANG X. Probabilistic seismic stability of three-dimensional slopes by pseudo-dynamic approach[J]. *Journal of Central South University*, 2019, 26(7):1687-1695.
- [17] QIN C B, CHIAN S C. Kinematic analysis of seismic slope stability with a discretisation technique and pseudo-dynamic approach: a new perspective [J]. *Geotechnique*, 2018, 68(6):492-503.
- [18] 李雨浓, 刘畅, 王立伟. 地震效应下三维非均质土坡稳定性极限分析[J]. *岩土力学*, 2022, 43(6):1493-1502.
- [19] HOEK E, BROWN E T. Empirical strength criterion for rock masses[J]. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 1980, 106(9):1013-1035.
- [20] HOEK E, CARRANZA-TORRES C, CORKUM B. Hoek-Brown failure criterion-2002 edition [J]. *Proceedings of NARMS-Tac*, 2002, 1(1):267-273.
- [21] GAZETAS G, GARINI E, ANASTASOPOULOS I, et al. Effects of near-fault ground shaking on sliding systems [J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2009, 135:1906-1921.
- [22] MICHALOWSKI R L, DRESCHER A. Three-dimensional stability of slopes and excavations [J]. *Geotechnique*, 2009, 59(10):839-850.
- [23] TAJIMI H. Dynamic analysis of soil-structure interaction by the thin layered element method[J]. *Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ)*, 1973, 243:41-51.
- [24] XU J, YANG X. Seismic stability analysis and charts of a 3D rock slope in Hoek-Brown media [J]. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2018, 112:64-76.
- [25] 宋丹青, 黄进, 刘晓丽, 等. 地震作用下岩体结构及岩性对高陡岩质边坡动力响应特征的影响[J]. *清华大学学报(自然科学版)*, 2021, 61(8):873-880.
- [26] 刘汉香, 许强, 侯红娟. 岩性及岩体结构对斜坡地震加速度响应的影响[J]. *岩土力学*, 2013, 34(9):2482-2488.

(责任编辑 吴亮)

## (上接第 968 页)

- [14] RODRIGUES J L, SERPELONI J M, BATISTA B L, et al. Identification and distribution of mercury species in rat tissues following administration of thimerosal or methylmercury[J]. *Archives of Toxicology*, 2010, 84(11):891-896.
- [15] SONG Y, JIANG T, LIEM-NGUYEN V, et al. Thermodynamics of Hg(II) bonding to thiol groups in suwannee river natural organic matter resolved by competitive ligand exchange, Hg L<sub>III</sub>-Edge EXAFS and <sup>1</sup>H NMR spectroscopy [J]. *Environmental Science & Technology*, 2018, 52(15):8292-8301.
- [16] ÇAVUŞOĞLU D, MACAR O, MACAR T K, et al. Mitigative effect of green tea extract against mercury (II) chloride toxicity in *Allium cepa* L. model[J]. *Environmental Science and Pollution Research*, 2022, 29(19):27862-27874.
- [17] LIAN Q, LIU H, ZHENG X, et al. Enhanced peroxidase-like activity of CuO/Pt nanoflowers for colorimetric and ultrasensitive Hg<sup>2+</sup> detection in water sample[J]. *Applied Surface Science*, 2019, 483:551-561.
- [18] KORA A J, RASTOGI L. Peroxidase activity of biogenic platinum nanoparticles; a colorimetric probe towards selective detection of mercuric ions in water samples[J]. *Sensors and Actuators B: Chemical*, 2018, 254:690-700.
- [19] MATHAWEESANSURN A, VITAYAKORN N, DETSRI E, et al. Highly sensitive and selective colorimetric sensor of mercury (II) based on layer-by-layer deposition of gold/silver bimetallic nanoparticles[J]. *Molecules*, 2020, 25(19):4443.
- [20] MA C M, MA Y, SUN Y F, et al. Colorimetric determination of Hg<sup>2+</sup> in environmental water based on the Hg<sup>2+</sup>-stimulated peroxidase mimetic activity of MoS<sub>2</sub>-Au composites[J]. *Journal of Colloid and Interface Science*, 2019, 537:554-561.
- [21] SONG C, LI J, SUN Y, et al. Colorimetric/SERS dual-mode detection of mercury ion via SERS-active peroxidase-like Au@AgPt NPs[J]. *Sensors and Actuators B: Chemical*, 2020, 310:127849.
- [22] WU Q, YAO L, QIN P Z, et al. Time-resolved fluorescent lateral flow strip for easy and rapid quality control of edible oil[J]. *Food Chemistry*, 2021, 357:129739.

(责任编辑 闫杏丽)