

地震放大作用下裂缝边坡稳定性极限分析及影响规律研究

张 飞¹, 姚宇浩¹, 高玉峰¹, 费建波², 周冠南³, 薛 元⁴, 董 云⁵

(1. 河海大学 岩土力学与堤坝工程教育部重点实验室, 江苏 南京 210098;

2. 深圳大学 土木与交通工程学院, 广东 深圳 518060; 3. 中国铁建大桥工程局集团有限公司, 天津 300300;

4. 中铁二院工程集团有限责任公司, 四川 成都 610031; 5. 淮阴工学院 建筑工程学院, 江苏 淮安 223001)

摘 要: 大量试验数据和震后调查表明, 地震加速度沿坡高具有显著放大效应并导致产生坡顶裂缝。为探究放大效应对边坡稳定性和坡顶裂缝的影响, 基于极限分析上限法和拟静力法, 建立考虑放大效应的裂缝边坡稳定性分析方法, 得到地震放大作用对边坡稳定性和裂缝开展情况的影响规律。计算结果表明: 裂缝边坡安全系数随地震放大系数增加而降低, 陡坡和缓坡在考虑地震放大效应后安全系数均下降约 10%, 坡顶裂缝随地震放大系数增大逐渐远离坡肩, 但裂缝深度会减小, 其中当坡底地震加速度较大时放大效应对裂缝位置和深度影响显著。根据地震裂缝边坡安全系数的上限解 $c/\gamma H \tan \varphi$ 与边坡参数 $F/\tan \varphi$ 值呈现幂函数的特征, 通过拟合获得了安全系数计算表达式, 可在实际工程中快速评估地震放大效应对裂缝边坡安全系数的影响。

关键词: 边坡; 裂缝; 稳定性分析; 地震; 放大效应

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1672—1144(2024)03—0001—08

Amplification Effects of Seismic Acceleration on Stability of Slopes with Cracks Using Limit Analysis

ZHANG Fei¹, YAO Yuhao¹, GAO Yufeng¹, FEI Jianbo², ZHOU Guannan³, XUE Yuan⁴, DONG Yun⁵

(1. Key Laboratory of Ministry of Education for Geomechanics and Embankment Engineering,
Hohai University, Nanjing, Jiangsu 210098, China;

2. College of Civil and Transportation Engineering, Shenzhen University, Shenzhen, Guangdong 518060, China;

3. China Railway Major Bridge Engineering Group, Tianjin 300300, China;

4. China Railway Eryuan Engineering Group Co., Ltd., Chengdu, Sichuan 610031, China;

5. Faculty of Architectural and Civil Engineering, Huaiyin Institute of Technology, Huai'an, Jiangsu 223001, China)

Abstract: Numerous experimental data and post-earthquake investigations have shown that the seismic acceleration is significantly amplified along the height of the slope and leads to the generation of cracks at the crest of slopes. To explore the impacts of seismic amplification on the development of crest cracks and the slope stability. Based on the upper-bound theory of limit analysis and pseudo-static method, the seismic stability of crack slope which considering the amplification effect was established, and the influence of the seismic amplification effect on slope stability and the development of cracks was obtained. The results show that the safety factor of the crack slope decreases with an increase in the seismic amplification factor and the safety factor for both steep slopes and gentle slopes decreased by about 10% after considering the seismic amplification effect, and that as the seismic amplification factor increases, the crack grad-

收稿日期: 2024-02-28

修稿日期: 2024-03-19

基金项目: 国家自然科学基金项目 (52322808)

作者简介: 张 飞 (1985—), 男, 博士, 教授, 博导, 主要从事边坡工程等方面研究工作。E-mail: feizhang@hhu.edu.cn

通讯作者: 高玉峰 (1966—), 男, 博士, 教授, 博导, 主要从事土动力学与岩土地震工程等方面研究工作。E-mail: yfgao66@163.com

ually moves away from the slope crest, while the depth of the crack decreases. The amplification effect on the position and depth of the crack is significant when the seismic acceleration at the bottom of the slope is large. According to the upper bound solution of seismic crack slope safety factor $c/\gamma H \tan \varphi$ and the slope parameters $F/\tan \varphi$ present the characteristics of power function, a safety factor calculation expression is obtained by fitting, which can be used to quickly evaluate the impact of seismic amplification effect on the safety factor of crack slope in practical engineering.

Keywords: slope; cracks; stability analysis; seismic; amplification effect

中国是全球地震活动最为频繁和剧烈的国家之一。地震活动除了会对地面建筑造成直接的破坏外,还会间接性地诱发滑坡、泥石流等一系列次生灾害。在西南地区,地震频发引起的边坡滑动经常给当地交通、环境和人类安全带来严重威胁。导致地震边坡震害严重的原因除了地震本身的能量较大外,还与地震的放大效应有关。一些研究发现地震波在边坡上传播会导致加速度沿坡高方向出现明显的放大效应^[1-3],这种放大效应让滑坡的发育及变形程度更加剧烈。这是因为边坡产生的地形效应增加了地表自由面的约束,从而使地震波发生动应力集中^[4]。此外,由于边坡土体的抗拉强度较低,无法承受太大的拉应力,在地震等外部荷载作用下坡顶表面附近的受拉区经常会产生拉裂缝^[5-8],早在 20 世纪上半叶, Terzaghi^[9]就指出应当重视后缘裂缝对边坡稳定性的影响。因此,为了能够在实际工程中做到对地震边坡稳定性的全面评估并确定相应的加固措施,考虑地震放大效应并对裂缝的影响进行定量分析是必要的。

边坡的裂缝根据其形成的方式可分为既有裂缝和潜在裂缝^[10-11]。前者是由于边坡长期受到风化和干湿循环等作用,裂缝在边坡失稳前就已经存在^[12-14]。而本文的研究是针对后者展开的,潜在的裂缝可视为滑动面的一部分,在边坡失稳时与滑动面同时形成^[15]。地震作用是诱使潜在裂缝形成的主要原因之一^[16-17],同时,裂缝的产生也显著降低了边坡的地震稳定性。王虎等^[6]通过研究发现,对于忽略裂缝的垂直边坡,裂缝的出现会使边坡的屈服加速度降低 50%,而且裂缝的存在会改变地震边坡最危险的破坏模式。Hou 等^[18]根据极限分析上限定理并结合离散分析方法,研究了非均质裂缝边坡的地震稳定性。Zhao 等^[19]考虑到岩土体材料的非线性特征,采用非线性强度准则研究了地震作用下无量纲参数对裂缝边坡安全系数的影响。Zhang 等^[20]将裂缝的研究拓展到了非饱和边坡,并采用拟动力法考虑了地震波的时空效应。梁承龙等^[21]基于离散方法,构建出地震作用下双层土裂缝边坡的

破坏机制,并分析了双层土深度系数和土体的非均质性对裂缝深度与位置的影响。虽然上述研究从多个方面对裂缝边坡的地震稳定性进行评价,然而忽略了地震的放大效应,地震加速度放大会显著增加滑坡风险。

本文将基于极限分析上限定理开展考虑地震放大作用的裂缝边坡稳定性分析,结合拟静力法推导出加速度沿坡高线性放大的边坡稳定性上限解,从而揭示地震放大作用对边坡稳定性和坡顶裂缝的影响规律,同时基于上限解给出安全系数的拟合计算公式,以便于实际工程的应用。

1 考虑地震加速度放大的裂缝边坡稳定性极限分析上限理论

图 1 是考虑地震放大作用下裂缝边坡的转动破坏机制,假设边坡土体为均质,高度为 H 、土体内摩擦角为 φ 、土体黏聚力为 c 。F-E-C 为边坡的临界滑动面,边坡失稳时,A-F-E-C 的右侧及下部土体保持静止;F-E 为边坡内部的潜在裂缝,深度为 d_c 。

极限分析上限法所采用的破坏机制由单一滑动块体刚性转动构成^[22-23],转动中心为 O 点(如图 1 所示)。由于极限分析方法要求满足相关联流动法则,滑动土体的位移变化率矢量 v (速度矢量)和滑动面之间的夹角总是等于土体内摩擦角 φ 。在此条件下,滑动面 A-E-C 为对数螺旋线,其中辅助段 A-E 为不考虑裂缝时的滑面,这里仅考虑滑动面穿过坡脚。

根据极限分析上限法的基本原理,处于临界失稳状态下的边坡,滑动体上外力功率(土体自重功率 W_g 和地震力功率 W_s)与滑动面上内能耗散功率 D 达到平衡,表示为:

$$W_g + W_s = D \quad (1)$$

其中地震力的计算采用拟静力法,其原理是将地震力简化为水平向惯性力作用在滑动土体上。边坡底部的水平地震加速度为 $k_{h0}g$ (k_{h0} 为水平地震加速度系数),受到放大效应的影响,加速度沿坡高的实际分布情况较为复杂。为了便于分析,本文定义一

地震放大系数 η ($\eta > 1$), 假设坡顶水平地震加速度为 $\eta k_{h0}g$, 且放大作用引起的地震加速度沿边坡高度线性增大。

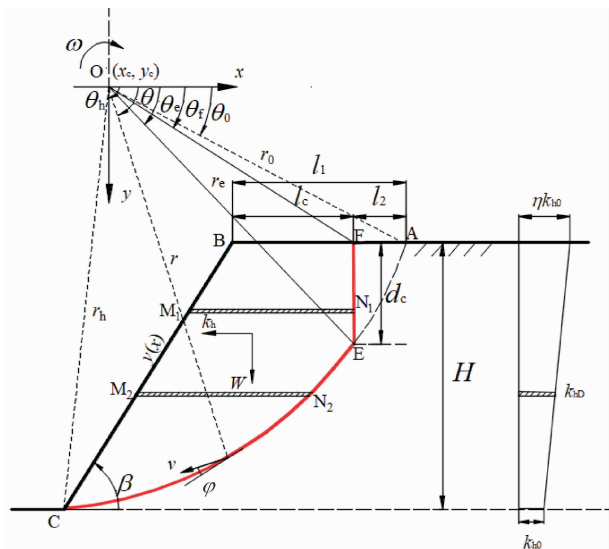


图1 地震作用下裂缝边坡的转动破坏机制与地震水平加速度沿坡高分布

在转动中心 O 建立如图1所示的直角坐标系, 则 B 、 C 点的坐标分别为 $(r_h \cos \theta_h + H \cot \beta, r_h \sin \theta_h - H)$ 、 $(r_h \cos \theta_h, r_h \sin \theta_h)$, 其中, r_0 为 A 点到转动中心 O 点的距离, θ_0 和 θ_h 分别表示 OA 和 OC 与 x 轴的夹角, $r_h = r_0 \exp((\theta_h - \theta_0) \tan \varphi)$ 为 C 点到转动中心 O 点的距离。根据几何关系可得到直线 BC 的表达式为:

$$y = -\tan \beta (x - r_h \cos \theta_h) + r_h \sin \theta_h \quad (2)$$

根据滑动面的不同, 将边坡地震力功率分为两部分进行计算。在含裂缝区域, 取滑动体上水平方向的微元体 $M_1 N_1$ 进行分析。 $F-E$ 上任意点 N_1 的坐标为 $(r_e \cos \theta_e, r_e \cos \theta_e \tan \theta)$, θ 表示临界滑动面上任意一点连线与 x 轴的夹角, θ_e 表示 OE 与 x 轴的夹角, $r_e = r_0 \exp((\theta_e - \theta_0) \tan \varphi)$ 为 E 点到转动中心 O 点的距离, 将 N_1 点的纵坐标代入式(2)中即可得到 M_1 点的横坐标 x_{M_1} , 则 $M_1 N_1$ 的水平长度为:

$$L_{M_1 N_1} = x_{M_1} - x_{N_1} = r_e \cos \theta_e + \frac{r_e \cos \theta_e \tan \theta - r_h \sin \theta_h}{\tan \beta} - r_h \cos \theta_h \quad (3)$$

同理, 在非裂缝区域, 微元体 $M_2 N_2$ 的水平长度为:

$$L_{M_2 N_2} = x_{M_2} - x_{N_2} = r \cos \theta + \frac{r \sin \theta - r_h \sin \theta_h}{\tan \beta} - r_h \cos \theta_h \quad (4)$$

微元体 $M_1 N_1$ 、 $M_2 N_2$ 的宽度 dy 是以 r 为转动半

径沿着滑动面绕转动中心 O 顺时针转过一个微小的角度 $d\theta$ 后, 增量的竖向分量:

$$dy_1 = \frac{r_0 \sin \theta_0}{\cos^2 \theta \tan \theta_f} d\theta \quad (5a)$$

$$dy_2 = \frac{r_0 \cos(\varphi - \theta) e^{(\theta - \theta_0) \tan \varphi}}{\cos \varphi} d\theta \quad (5b)$$

微元体 $M_1 N_1$ 、 $M_2 N_2$ 质心处的速度矢量在 x 轴上的水平分量分别为:

$$v_{x_1} = \omega r_e \cos \theta_e \tan \theta \quad (6a)$$

$$v_{x_2} = \omega r \sin \theta \quad (6b)$$

式中: ω 为转动角速度。

根据地震加速度沿坡高线性增大的分布特征, 作用在微元体上的地震加速度系数为:

$$k_{hD} = k_{h0} - \frac{\eta - 1}{H} [r_0 e^{(\theta - \theta_0) \tan \varphi} - r_0 \sin \theta_0] k_{h0} \quad (7)$$

同时, 根据几何关系得:

$$\frac{H}{r_0} = e^{(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi} \sin \theta_h - \sin \theta_0 \quad (8)$$

因此, 可分别求出滑动土体位于裂缝区与非裂缝区两个部分的地震力功率:

$$\begin{aligned} W_{s_1} &= \int_{H_{FE}} \gamma k_{hD} L_{M_1 N_1} v_{x_1} dy_1 \\ &= \gamma \omega r_0^3 \int_{\theta_f}^{\theta_e} k_{hD}(\theta) L_{M_1 N_1}(\theta) v_{x_1}(\theta) \frac{\sin \theta_0}{\omega r_0^2 \cos^2 \theta \tan \theta_f} d\theta \\ &= r \omega r_0^3 f_{s_1} \end{aligned} \quad (9)$$

$$\begin{aligned} W_{s_2} &= \int_{H_{EC}} \gamma k_{hD} L_{M_2 N_2} v_{x_2} dy_2 \\ &= \gamma \omega r_0^3 \int_{\theta_e}^{\theta_h} k_{hD}(\theta) L_{M_2 N_2}(\theta) v_{x_2}(\theta) \frac{\cos(\varphi - \theta) e^{(\theta - \theta_0) \tan \varphi}}{\omega r_0^2 \cos \varphi} d\theta \\ &= r \omega r_0^3 f_{s_2} \end{aligned} \quad (10)$$

式中: γ 为土体重度。

破坏机制总体的能量耗散由裂缝 $F-E$ 处的能量耗散 D_{FE} 和滑面 $E-C$ 处的能量耗散 D_{EC} 组成。裂缝 $F-E$ 上单位长度的能量耗散率 D_c 为^[24]:

$$D_c = f_c [v] \frac{1 - \sin \xi}{2} \quad (11)$$

式中: $[v]$ 为速度不连续矢量的大小; ξ 为速度不连续矢量 v 与裂缝的夹角; f_c 为土体的抗压强度:

$$f_c = \frac{2c \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (12)$$

将式(12)代入式(11)中, D_c 可进一步表示为:

$$D_c = c [v] \cos \varphi \frac{1 - \sin \xi}{1 - \sin \varphi} \quad (13)$$

将式(13)沿裂缝 $F-E$ 积分, 得到裂缝 $F-E$ 上的能量耗散率 D_{FE} 为:

$$D_{FE} = \omega r_0^2 \int_{\theta_f}^{\theta_c} \left(\frac{\sin \theta}{\tan \theta_f \cos \theta} \right)^2 \left(f_c \frac{1 - \sin \theta}{2} \right) \frac{d\theta}{\cos \theta} = c \omega r_0^2 f_{dl} \quad (14)$$

其中: θ_f 表示 OF 与 x 轴的夹角, 如图 1 所示, 可用下列式子计算:

$$\theta_f = \arctan \frac{\sin \theta_0}{e^{(\theta_c - \theta_0) \tan \varphi} \cos \theta_c} \quad (15)$$

对于滑动面 E-C, 参考文献[24]确定的能量耗散表达式为:

$$D_{EC} = \frac{c \omega r_0^2}{2 \tan \varphi} [e^{2(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi} - e^{2(\theta_c - \theta_0) \tan \varphi}] = c \omega r_0^2 f_{dl} \quad (16)$$

此外, 土体自重功率 W_γ 可表示为:

$$W_\gamma = W_1 - W_2 - W_3 - (W_4 - W_5 - W_6) = \gamma \omega r_0^3 [f_1 - f_2 - f_3 - (f_4 - f_5 - f_6)] \quad (17)$$

式中: W_1 — W_6 分别为土体区域 A-O-C、A-O-B、B-O-C、A-O-E、A-O-F 和 F-O-E 的重力做功功率, f_1 — f_6 的具体计算方法可参考文献[25]。

将式(9)、式(10)、式(14)、式(16)和式(17)带入式(1)中, 整理可得临界高度的表达式为:

$$\frac{\gamma H}{c} = \frac{(f_{dl} + f_{dl2}) (e^{(\theta_c - \theta_0) \tan \varphi} \sin \theta_h - \sin \theta_0)}{f_1 - f_2 - f_3 - (f_4 - f_5 - f_6) + f_{s1} + f_{s2}} \quad (18)$$

同时, 为了确定边坡的安全系数, 这里定义:

$$F = \frac{c}{c_m} = \frac{\tan \varphi}{\tan \varphi_m} \quad (19)$$

式中: c_m 和 φ_m 分别为极限状态下土体的黏聚力和内摩擦角。

2 结果验证

为了验证上述计算方法的有效性, 与 Michalowski^[15]在静力研究结果进行对比, 只需将式(18)中 f_{s1} 和 f_{s2} 设置为 0, 即可将本文工作退化为静力工况。在静力条件下分别计算了坡度 $\beta = 30^\circ$ 、 45° 和 60° , 内摩擦角 $\varphi = 10^\circ$ 、 20° 和 30° 的裂缝边坡临界高度 $\gamma H/c$, 对比结果如表 1 所示。由对比结果可以看出, 本文方法得到的临界高度值与 Michalowski^[15]的结果基本一致, 而微小的误差源于本文在采用优化算法搜索滑动面参数 (θ_0 和 θ_h) 并计算安全系数的过程中会产生一定的系统误差, 由此可验证本研究的准确性。

表 1 临界高度对比

β / $^\circ$	$\varphi = 10^\circ$		$\varphi = 20^\circ$		$\varphi = 30^\circ$	
	文献[15]	本文	文献[15]	本文	文献[15]	本文
30	13.333	13.333	40.841	40.841	—	—
45	9.121	9.122	15.906	15.906	35.123	35.123
60	6.971	6.971	10.073	10.074	15.675	15.675

为了进一步验证本研究方法应用于地震分析的准确性, 在不考虑放大 ($\eta = 1$) 的情况下, 对 $0 \sim 0.5$ 范围内不同地震力系数的取值, 分别计算了 $\beta = 60^\circ$ 和 90° , 内摩擦角 $\varphi = 10^\circ$ 、 20° 、 30° 和 40° 的裂缝边坡稳定数 $N = c/\gamma H$, 并与 Zhou 等^[26]采用极限平衡方法所得稳定数进行对比, 如图 2 所示。

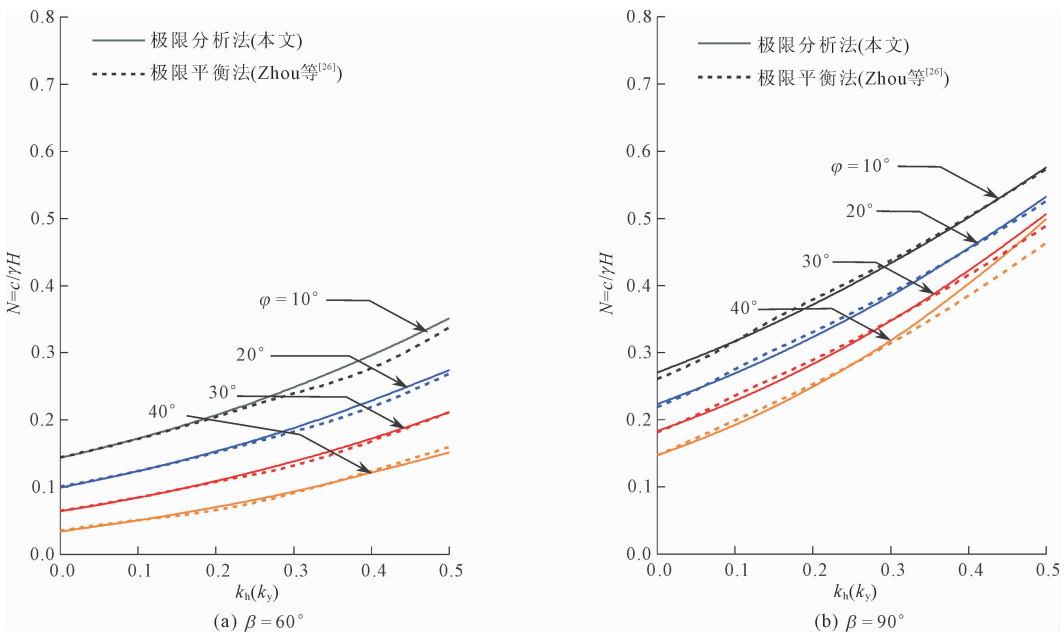


图 2 地震条件下稳定数对比分析

由图 2 可知,本研究在地震条件下计算得到的稳定数与 Zhou 等^[26]采用极限平衡方法得到的结果基本一致,由此再次验证本文公式推导、计算结果均具备合理性。

3 稳定性评价

3.1 安全系数计算

为了得到边坡的安全系数,通常需要经过反复的迭代计算,但稳定图的方式能够避免复杂的迭代计算过程。以 $c/\gamma H \tan \varphi$ 为横坐标、 $F/\tan \varphi$ 为纵坐标分别绘制了坡度 $\beta = 45^\circ$ 、 60° 、 75° 和 90° 的裂缝边

坡稳定图(图 3),其中考虑了不同的坡底水平地震加速度系数和放大系数。在给定边坡参数(坡度 β 、坡高 H 、土体重度 γ 、土体强度 c 和 φ)以及水平地震加速度系数 k_h 和放大系数 η 的情况下,可以直接根据稳定图中的横坐标 $c/\gamma H \tan \varphi$ 值,读图找到纵坐标对应的 $F/\tan \varphi$ 值,从而不进行迭代计算就可以确定地震放大作用下裂缝边坡安全系数,更有利于工程应用。由稳定图结果可以看出,随着坡底地震加速度增加,地震放大效应对裂缝边坡稳定性的影响愈加明显,尤其在 $c/\gamma H \tan \varphi$ 值较大的情况下。

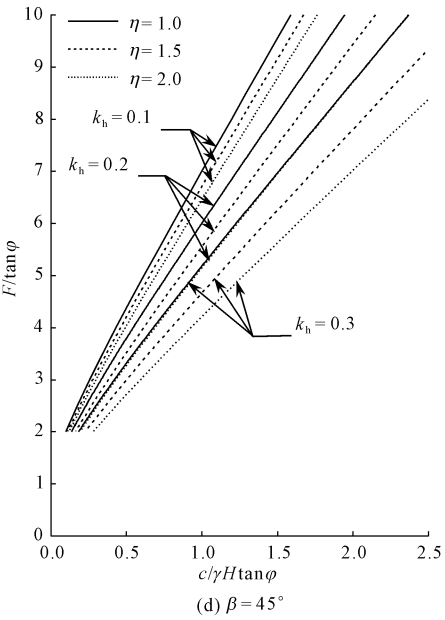
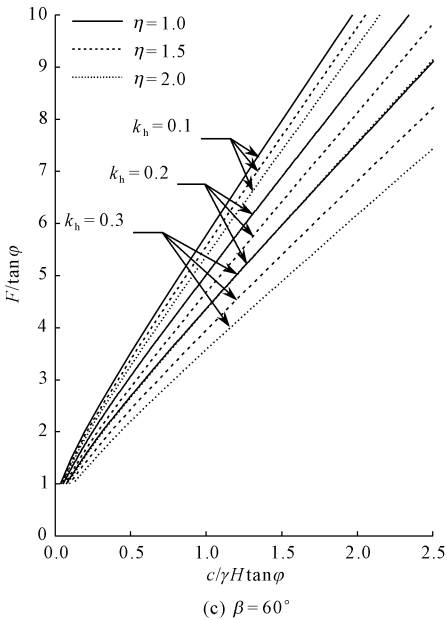
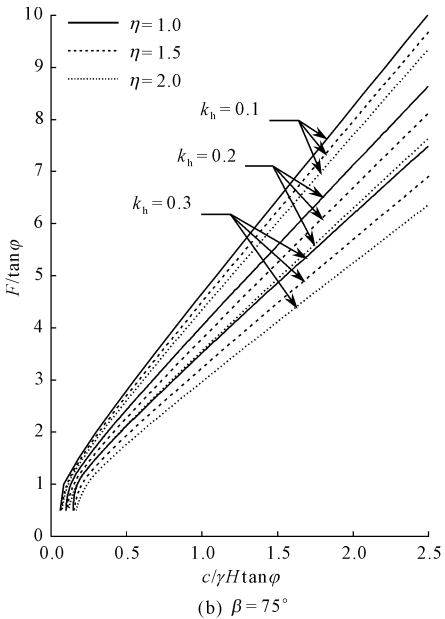
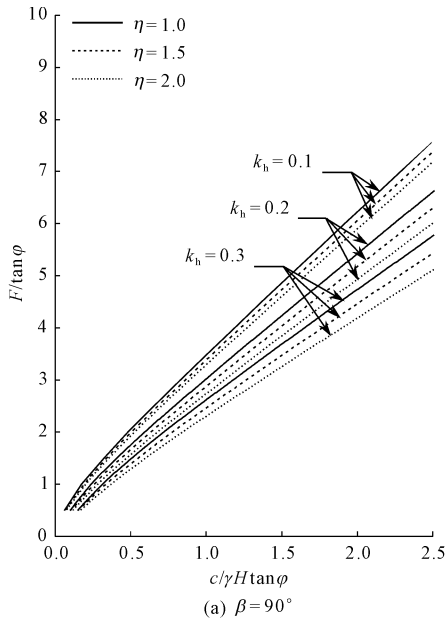


图 3 地震作用下裂缝边坡稳定图

此外,根据理论计算结果可见横坐标 $c/\gamma H \tan \varphi$ 值与纵坐标 $F/\tan \varphi$ 值呈现近似的幂函数关系,在

$c/\gamma H \tan \varphi$ 值较小(小于 0.5) 情况更为明显。针对这一规律对理论计算结果进行拟合,得到 $F/\tan \varphi$ 的拟合公式为:

$$\frac{F}{\tan \varphi} = A \left(1 - \frac{\frac{\eta + 1}{2} k_h \tan \beta}{\frac{\eta + 1}{2} k_h + \tan \beta} C \right) \left(\frac{c}{\gamma H \tan \varphi} \right)^B + \frac{1 - \frac{\eta + 1}{2} k_h \tan \beta}{\frac{\eta + 1}{2} k_h + \tan \beta} \quad (20)$$

其中系数:

$$A = -0.06\beta + 9.5 \quad (21)$$

$$B = \begin{cases} 0.79 - 4.7 \times 10^{-6} \beta^2 - 2.1 \times 10^{-4} \beta & 0 \leq \frac{c}{\gamma H \tan \varphi} \leq 1 \\ 0.97 - 7.1 \times 10^{-6} \beta^2 - 6.0 \times 10^{-4} \beta & 1 < \frac{c}{\gamma H \tan \varphi} < 3 \end{cases} \quad (22)$$

$$C = 0.96 - 8.8 \times 10^{-5} \beta^2 + 8.7 \times 10^{-3} \beta \quad (23)$$

图 4 将上述拟合公式得到的结果与极限分析方法计算得到的结果进行对比,取一定范围的坡度(45°~90°)、水平地震力系数(0.1~0.3)、放大系数(1~2)、 $c/\gamma H \tan \varphi$ (0~2.5) 的 500 组数据,得到两种方式计算结果的相关系数为 0.9987,基本吻合,仅在 $c/\gamma H \tan \varphi$ 值很大时误差较大,从实用性角度考虑边坡对应的 $c/\gamma H \tan \varphi$ 值不会很大,说明了拟合公式的正确性,可以用于实际工程。

3.2 结果对比分析

孙聪等^[27]采用有限元法开展静力条件下考虑土体张拉破坏的边坡稳定性分析,这里采用同样的边坡算例参数: $\beta = 45^\circ$ 、 $H = 20\text{ m}$ 、 $\gamma = 25\text{ kN/m}^3$ 、 $c = 42\text{ kPa}$ 、 $\varphi = 17^\circ$,其采用强度折减法确定的安全系数为 1.061。运用本文方法计算的安全系数为 1.098,与有限元结果基本吻合,同时图 5 给出了两种方法确定的最危险滑动面和裂缝位置。有限元分析对应的裂缝位置距离坡肩 $l_c = 6.8\text{ m}$ 、深度 $d_c = 3.4\text{ m}$,本文计算的裂缝位置 $l_c = 5.8\text{ m}$ 、深度 $d_c = 3.3\text{ m}$,两者结果也基本一致。

地震条件下裂缝边坡的安全系数将与 Zhang 等^[10]的结果进行对比,边坡算例的参数与 Zhang 等^[10]保持一致($\gamma H/c = 5.682$, $\varphi = 10^\circ$)。在坡度 $\beta = 45^\circ$ 、 60° 和 75° 时,水平地震力系数 k_h 分别为 0、0.1 和 0.2 时,本研究计算得到安全系数与 Zhang 等^[10]的结果对比如表 2 所示。两种方法计算结果接近,由此验证了上述方法对地震作用下的裂缝边

坡安全系数计算的合理性。

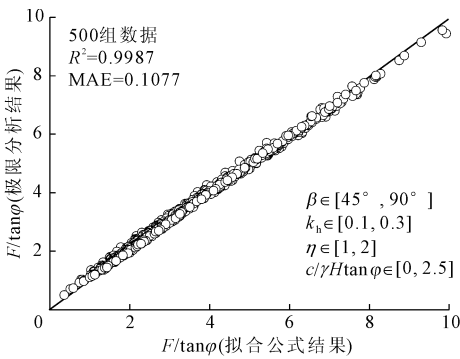


图 4 拟合公式与理论计算结果的误差分析

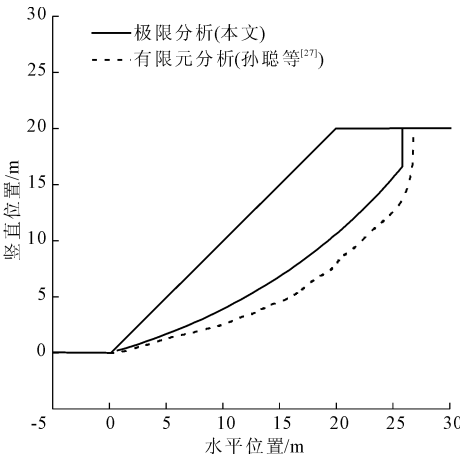


图 5 有限元法和极限分析法确定的最危险滑动面对比

表 2 安全系数对比分析

β /(°)	$k_h = 0$		$k_h = 0.1$		$k_h = 0.2$	
	文献[10]	本文	文献[10]	本文	文献[10]	本文
45	1.390	1.451	1.185	1.224	1.014	1.052
60	1.155	1.172	1.006	1.017	0.873	0.890
75	0.923	0.941	0.803	0.823	0.686	0.727

4 地震加速度放大对坡顶裂缝位置的影响规律

运用本文分析方法,分别对陡坡和缓坡算例进行参数分析,探究地震加速度放大对坡顶裂缝位置的影响规律,表 3 给出了边坡算例的参数取值。图 6 给出了不同地震加速度放大系数的两种边坡地震安全系数,安全系数随地震加速度放大系数 η 的增大而近似线性减小,且不同地震加速度系数 k_h 的安全系数降低程度保持一致。在坡角 $\beta = 45^\circ$ 和 90° 、放大系数 $\eta = 2$ 时,考虑地震放大效应后边坡安全系数下降均为约 0.15。

图 7 和图 8 分别给出了 $\beta = 45^\circ$ 和 90° 在不同地

震加速度放大系数下边坡裂缝位置,由图可知边坡坡顶裂缝位置随放大系数 η 增大而逐渐远离坡肩,但裂缝深度减小。这里需要指出,对于直立边坡坡顶裂缝位置 l_c 随地震加速度 k_h 增加而减小,但缓坡情况与之相反,这与 Zhou 等^[26]结果相一致。当地震加速度 $k_h=0.1$ 时,放大系数对直立边坡坡顶裂缝位置影响较小,而对裂缝深度则无论缓坡和陡坡均几乎没有影响。地震加速度较大时,坡顶裂缝位

置和深度则受放大系数影响显著,如对于缓坡,放大系数 $\eta=2$ 时,裂缝到坡肩距离增加约 1.3 m。

表 3 参数分析所采用的边坡算例参数

β /(°)	γ /(kN·m ⁻³)	c /kPa	φ /(°)	H /m
45	20	60	20	10
90	20	40	15	10

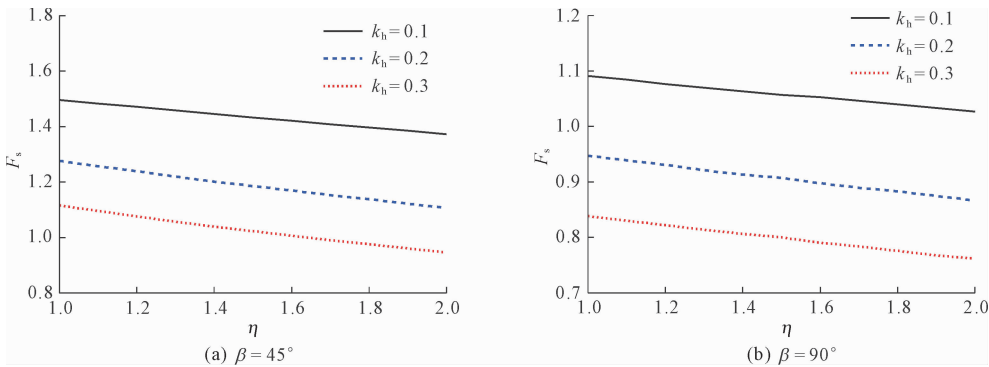


图 6 不同地震加速度放大系数的边坡安全系数

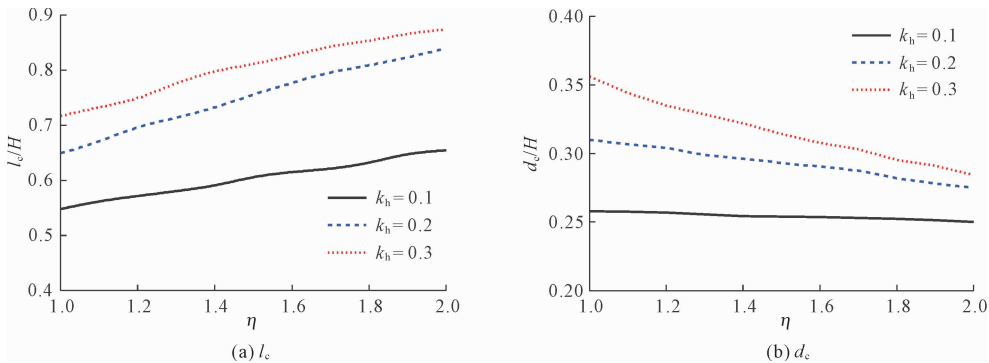


图 7 不同地震加速度放大系数的边坡裂缝位置 l_c 和 d_c ($\beta=45^\circ$)

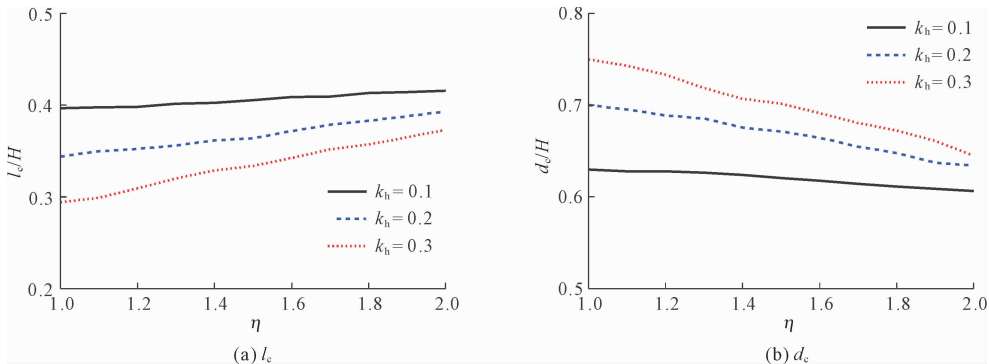


图 8 不同地震加速度放大系数的边坡裂缝位置 l_c 和 d_c ($\beta=90^\circ$)

5 结 论

本文基于极限分析上限定理考虑了地震放大作用的裂缝边坡稳定性分析,结合拟静力法推导出了

加速度沿坡高线性放大的地震边坡稳定性上限解,得到以下结论:

(1) 地震均质土坡安全系数随着加速度放大系数增大而近似线性降低,放大系数取 2.0 时相比不

考虑加速度放大情况的安全系数降低约 10%。

(2) 地震加速度放大系数对坡顶裂缝位置有显著影响,裂缝随放大系数增大而远离坡肩,但其深度随之减小。当地震加速度较大时,裂缝位置和深度受放大系数影响显著。

(3) 考虑裂缝的地震边坡稳定性上限解 $c/\gamma H \tan \varphi$ 与 $F/\tan \varphi$ 值近似呈幂函数特征,通过对其进行拟合可以获得安全系数简化计算表达式,这种方式计算结果与理论值基本一致,可用于实际工程中快速评估地震放大效应对边坡稳定性的影响。

参考文献:

- [1] 戴嘉伟. 利用地脉动和强震动观测数据分析汶川地震的场地效应[D]. 哈尔滨:中国地震局工程力学研究所,2016.
- [2] 王健培,范进. 边坡地震水平峰值加速度随高程变化规律研究[J]. 江苏建筑,2021(5):81-84,104.
- [3] 尤志明,邵东桥,丁保艳,等. 地震放大效应对滑坡稳定性计算的影响[J]. 山西建筑,2022,48(2):80-82.
- [4] 邓鹏. 单体边坡地形的地震动力响应及其放大效应的数值分析[J]. 地震学报,2020,42(3):349-361,378.
- [5] 王帆. 考虑静水压力作用的裂缝边坡安全性分析[J]. 土工基础,2021,35(2):168-170.
- [6] 王虎,周云东,张书涵,等. 考虑张裂缝的地震边坡屈服加速度计算方法研究[J]. 河北工程大学学报(自然科学版),2018,35(2):39-43.
- [7] Senior R B. Tensile strength, tension cracks, and stability of slopes[J]. Soils and Foundations, 1981,21(2):1-17.
- [8] 徐学军,王罗斌,何子杰. 坡顶竖向裂缝对边坡稳定性影响的研究[J]. 人民长江,2009,40(22):46-48.
- [9] Terzaghi K. Theoretical soil mechanics[M]. New York, USA: John Wiley & Sons, 1943.
- [10] Zhang Y B, Liu Y, Yuan R, et al. Comparison of seismic stability for slopes with tensile strength cut-off and cracks[J]. Journal of Mountain Science, 2021, 18(12):3336-3347.
- [11] Gao Y F, Song W Z, Zhang F, et al. Limit analysis of slopes with cracks: Comparisons of results[J]. Engineering Geology, 2015,188:97-100.
- [12] Utili S. Investigation by limit analysis on the stability of slopes with cracks[J]. Geotechnique, 2013,63(2):140-154.
- [13] Utili S, ABD A H. On the stability of fissured slopes subject to seismic action[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2016,40(5):785-806.
- [14] 饶平平,吴健,崔纪飞,等. 裂缝边坡三维极限上限拓展分析[J]. 岩土工程学报,2021,43(9):1612-1620.
- [15] Michalowski R L. Stability assessment of slopes with cracks using limit analysis[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2013,50(10):1011-1021.
- [16] 高明辉,张雅贤,王奇智,等. 基于上限定理的含裂缝边坡稳定性图表分析方法[J]. 科学技术与工程,2021,21(16):6830-6837.
- [17] 李得建,赵炼恒,李亮,等. 地震效应下非线性抗剪强度参数对裂缝边坡稳定性影响的上限解析[J]. 岩土力学,2015,36(5):1313-1321,1327.
- [18] Hou C Q, Zhang T T, Sun Z B, et al. Seismic analysis of nonhomogeneous slopes with cracks using a discretization kinematic approach[J]. International Journal of Geomechanics, 2019,19(9):4019104. 1-4019104. 14.
- [19] Zhao L, Cheng X, Li D J, et al. Influence of non-dimensional strength parameters on the seismic stability of cracked slopes[J]. Journal of Mountain Science, 2019, 16(1):153-167.
- [20] Zhang Z L, Yang X L. Seismic stability analysis of slopes with cracks in unsaturated soils using pseudo-dynamic approach[J]. Transportation Geotechnics, 2021, 29:100583.
- [21] 梁承龙,刘芳. 地震作用下双层土裂缝边坡稳定性分析[J]. 地震工程学报,2022,44(5):1050-1058.
- [22] Chen W F, Giger M W, Fang H Y. On the limit analysis of stability of slopes[J]. Soils and Foundations, 1969,9(4):23-32.
- [23] Chen W F. Limit analysis and soil plasticity[M]. Rotterdam:Elsevier,1975.
- [24] Michalowski R L. Stability of intact slopes with tensile strength cut-off[J]. Géotechnique, 2017,67(8):720-727.
- [25] 范方方,李健,宋文智,等. 水平向地震力作用下裂缝二次开裂研究[J]. 防灾减灾工程学报,2021,41(5):1113-1119.
- [26] Zhou Y D, Zhang F, Wang J Q, et al. Seismic stability of earth slopes with tension crack[J]. Frontiers of Structural and Civil Engineering, 2019, 13(4):950-964.
- [27] 孙聪,李春光,郑宏,等. 同时考虑张拉及剪切破坏的边坡上限原理有限元法[J]. 岩石力学与工程学报,2015,34(S1):2783-2791.