

DOI: 10.16285/j.rsm.2021.1382

地震效应下三维非均质土坡稳定性极限分析

李雨浓^{1,2}, 刘 畅^{1,2}, 王立伟^{1,2}

(1. 燕山大学 建筑工程与力学学院, 河北 秦皇岛 066004; 2. 燕山大学 河北省土木工程绿色建造与智能运维重点实验室, 河北 秦皇岛 066004)

摘 要: 基于极限分析上限定理, 采用拟动力法研究了地震效应下非均质土坡的三维稳定性, 并通过重度加大法 (GIM) 推导出边坡安全系数的显式表达式。此外, 采用遗传算法进行优化, 将所得结果进行对比验证, 详细分析了地震条件下相关参数对边坡稳定性的影响。分析结果表明: 边坡高度一定时, 宽高比、边坡倾角的增大以及土体内摩擦角、非均质系数的减小均会造成安全系数的降低; 拟静力法获得的结果相比于拟动力法较大, 两种方法结果的差值会随着水平地震系数、有效内摩擦角的增大而增大, 随着边坡倾角的增大而减小; 土体放大系数的增大会导致安全系数减小, 而地震波周期及波速的变化几乎对安全系数没有影响; 滑动面轨迹受水平地震系数的影响较大, 而受非均质系数的影响相对较小。

关 键 词: 非均质土坡; 三维稳定性; 极限分析; 拟动力法; 地震效应

中图分类号: TU435

文献标识码: A

文章编号: 1000-7598 (2022) 06-1493-10

Three-dimensional seismic stability of inhomogeneous soil slopes using limit analysis method

LI Yu-nong^{1,2}, LIU Chang^{1,2}, WANG Li-wei^{1,2}

(1. School of Civil Engineering & Mechanics, Yanshan University, Qinhuangdao, Hebei 066004, China; 2. Key Laboratory of Green Construction and Intelligent Maintenance for Civil Engineering of Hebei Province, Yanshan University, Qinhuangdao, Hebei 066004, China)

Abstract: Based on the upper bound limit analysis method, the three-dimensional seismic stability of inhomogeneous soil slope is investigated using the pseudo-dynamic approach, and the explicit expression of the factor of safety is obtained by gravity increase method (GIM). In addition, the genetic algorithm is used for optimization and the results are verified by comparing with other published data. Parametric studies are performed to investigate the effect of relevant parameters on stability of the slope. The results indicate that for the slope with the given height, the increase of width-height ratio and slope inclination angle, and the decrease of internal friction angle and inhomogeneous coefficient will lead to the reduction of factor of safety. The pseudo-static method yields a larger result compared with the pseudo-dynamic method, and the difference between the results of the two approaches increases with the increases of the horizontal seismic coefficient and the effective internal friction angle, but decreases with the increase of the slope inclination. The increasing of the soil amplification factor can lead to a significant decrease in the factor of safety of the slope, while changes in the period and velocity of the shear wave have little effect on the stability of the slope. The trace of the slip face is greatly influenced by the horizontal seismic coefficient, but less affected by the inhomogeneous coefficient.

Keywords: inhomogeneous slope; three-dimensional stability; limit analysis; pseudo-dynamic method; seismic effect

1 引 言

边坡的抗震稳定性问题一直是岩土工程中一个重要的研究领域。近些年来, 地震的频发引起的边坡失稳轻则中断交通运输, 重则引发滑坡、泥石流、崩塌等灾害, 对当地的经济建设和群众的生命安全带来了严重威胁, 因此, 研究地震效应下的边

坡稳定性势在必行。由于三维边坡的破坏模型构建难度较大, 现有的大多数研究通常都将边坡的稳定性问题视为一个二维平面应变问题^[1-3], 但是由于宽度的限制, 边坡的破坏常常会呈现出明显的三维特征, 将其视为一个二维问题必然存在一定的局限性^[4-5]。此外, 由于边坡土层的长年堆积以及坡顶附加荷载等影响, 土体强度参数通常沿深度方向呈现

收稿日期: 2021-08-19

修回日期: 2022-03-03

基金项目: 国家自然科学基金青年科学基金 (No.41807295)。

This work was supported by the National Natural Science Foundation for Youth Scientists of China (41807295).

第一作者简介: 李雨浓, 女, 1981 年生, 博士, 副教授, 硕士生导师, 主要从事地下基础工程、桩-土相互作用、边坡工程等方面的研究。

E-mail: yunongli@ysu.edu.cn

出非均质性特征。因此,研究地震效应下三维非均质边坡的稳定性有着极大的理论意义和实用价值。

极限分析基于塑性力学的基本理论,因其严谨的力学假定和简洁的求解过程被广泛应用于边坡稳定性分析^[6]。近年来,该方法在三维边坡抗震稳定性分析中已经得到了一定的应用。Michalowski 等^[7]首次构建了牛角状三维边坡破坏模型,并通过极限分析上限法求得了边坡破坏的临界高度。在此基础上,Michalowski 等^[8]采用拟静力法来模拟地震作用,分析了三维边坡的抗震稳定性,并给出了相应的稳定性图表。Gao 等^[9]同样采用了三维牛角破坏模型,并将坡脚破坏扩展到了坡面和坡底破坏模式,采用拟静力假设结合极限分析上限定理研究了在地震作用下边坡不同破坏模式出现的条件。张标等^[10]基于三维牛角破坏模型,通过拟静力法将地震力引入计算模型中,运用极限分析上限定理分析二级边坡破坏时的能量耗散,并根据虚功率原理推导了稳定性系数的解析解。聂秀鹏等^[11]基于极限分析上限定理,考虑了均匀加筋和三角加筋两种加筋模式,采用拟静力法对三维加筋边坡的地震稳定性进行了分析。Yang 等^[12]基于极限分析上限定理,研究了土体强度不均匀性对三维两级边坡抗震稳定性的影响。Xu 等^[13]针对非均质各向异性边坡,采用拟静力法研究了地震条件下加筋分布方式、加筋强度、坡角、地震力、土体非均质性和各向异性对边坡稳定性的影响。Li 等^[14]基于上限定理构建了含裂缝的三维牛角破坏模型,通过拟静力法考虑地震作用,探讨了裂缝、三维效应以及地震荷载对边坡稳定的综合影响。然而,上述大部分研究的前提都是均质土,忽略了土的非均质性对边坡稳定性的影响。另外,上述研究在考虑地震作用时均采用了拟静力法,而未考虑地震效应在空间和时间上的变化。

因此,本文在前人研究的基础上,构建非均质三维牛角破坏模型,基于极限分析法,采用拟动力法引入地震力,考虑地震荷载的动力特性。通过计算外力功率和内部耗散功率,采用重度加大法(GIM)推导出边坡安全系数的显式表达式,并利用遗传算法求得安全系数的最优解。此外,通过对静力条件和地震条件下的计算结果对比,验证本文方法和优化程序的有效性,并对可能影响土坡稳定性的因素进行了参数分析,分析结果可对边坡的抗震设计提供一定的参考依据。

2 牛角状三维破坏机构

研究采用了 Michalowski 等^[7]提出的牛角状三

维旋转破坏机构,该破坏机构如图 1 所示。该机构主要由顶角为 $2\varphi'$ 的曲线锥体构成,破坏机构的对称面的上下界分别为两条对数螺旋线 $\widehat{A'C'}$ 和 $\widehat{AC}$,其中假定 $\widehat{AC}$ 所在滑动面穿过坡脚 C 。图中 OA' 和 OA 分别为初始向径 r_0' 和 r_0 ,与水平方向的夹角为初始旋转角 θ_0 , $\widehat{A'C'}$ 和 $\widehat{AC}$ 的向径可以表示为

$$r' = r_0' e^{-(\theta - \theta_0) \tan \varphi'} \quad (1)$$

$$r = r_0 e^{(\theta - \theta_0) \tan \varphi'} \quad (2)$$

如图 1 所示,三维牛角破坏机构可以通过半径不断增加的圆截面绕旋转中心 O 的轴旋转产生。图中 r_m 为点 O 到圆截面圆心的距离, R 为圆截面的半径,其表达式可分别表示为

$$r_m = (r + r') / 2 \quad (3)$$

$$R = (r - r') / 2 \quad (4)$$

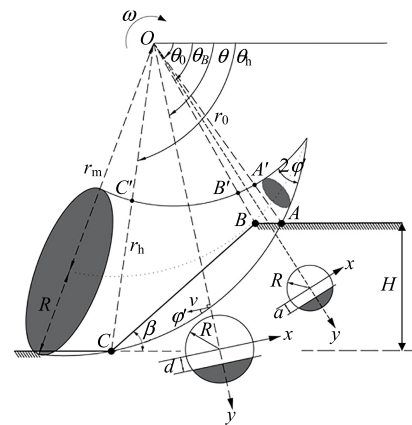


图 1 三维“牛角状”破坏模型
Fig.1 Three-dimensional failure model with a ‘horn-shape’ surface

图 1 中 a 和 d 分别为坡顶 AB 和坡面 BC 距曲面锥体中心线的距离, θ_B 为 OB 与水平线的夹角,由几何关系可得上述变量的表达式为

$$a = \frac{\sin \theta_0}{\sin \theta} r_0 - r_m \quad (5)$$

$$d = \frac{\sin(\beta + \theta_h)}{\sin(\beta + \theta)} r_0 e^{(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi'} - r_m \quad (6)$$

$$\theta_B = \arctan \frac{r_h \sin \theta_h - H}{H \cot \beta + r_h \cos \theta_h} \quad (7)$$

式中: β 为边坡倾角; r_h 为旋转角为 θ_h 时 $\widehat{AC}$ 的向径。

当土坡的宽高比较小时,土坡的破坏会呈现明显的三维特征,而宽高比较大时,土坡的破坏模式

土体内部耗散功率), 便可求得问题的上限解^[15]。
该能量平衡方程可以表示为

$$\int_A T_i u_i^* dA + \int_V F_i u_i^* dV = \int_V \sigma_{ij} \epsilon_{ij}^* dV \quad (18)$$

式中: T_i 和 F_i 分别为滑动土体所受的面力和体力;
 A 和 V 分别为滑动土体的表面面积和体积; ϵ_{ij}^* 为运
动许可的速度场中的应变率张量; σ_{ij} 为应变率对应
的应力张量; u_i^* 为运动许可的速度场。

4.2 外力功率

外力功率包括破坏滑动块土体重力引起的外力
功率 W_γ 和地震荷载引起的外力功率 W_{k_h} 两部分, 且
每部分功率都由三维牛角破坏部分和平面插入块部
分组成。

4.2.1 土体自重功率

如图 1 所示, 三维牛角破坏部分土体的自重功
率可表示为^[7]

$$W_\gamma^{3D} = 2\gamma\omega \left[\int_{\theta_0}^{\theta_B} \int_a^R \int_0^{\sqrt{R^2-y^2}} (r_m + y)^2 \cos\theta dy dx d\theta + \right. \\ \left. \int_{\theta_B}^{\theta_h} \int_d^R \int_0^{\sqrt{R^2-y^2}} (r_m + y)^2 \cos\theta dy dx d\theta \right] \quad (19)$$

式中: γ 为土体的重度; ω 为土体旋转的角速度。
平面插入块体的土体自重功率可由二维对数螺旋机
构的土体自重功率乘以宽度 b 得到, 其表达式为

$$W_\gamma^{2D} = b\gamma\omega \left[\int_{\theta_0}^{\theta_B} \int_a^R (r_m + y)^2 \cos\theta dy d\theta + \right. \\ \left. \int_{\theta_B}^{\theta_h} \int_d^R (r_m + y)^2 \cos\theta dy d\theta \right] \quad (20)$$

则破坏机构土体自重总功率为

$$W_\gamma = W_\gamma^{2D} + W_\gamma^{3D} \quad (21)$$

4.2.2 地震力功率

为了反映地面震动的动力特性, 本文采用拟动
力法^[18-20]对三维土坡的抗震稳定性进行研究。在拟
动力法中, 水平和竖直地震加速度一般简化为正弦
函数, 其大小会随着时间呈周期性变化, 可以较好
地体现出地震波随时间循环变化的规律, 因此能够
更真实地描述地震波的动态特性。此外, 拟动力法
还考虑了土体对地震波的放大效应, 放大效应用土
体放大系数 f_a 来表示, 表示从坡底到坡顶加速度振
幅的变化^[21]。Zhang 等^[22]指出, 当 $k_v \leq 0.5k_h$ 时, 竖
向地震加速度对边坡稳定性的影响可以忽略不计,
因此, 本文只考虑了水平地震加速度的影响。

在任意时刻 t , 距离坡顶 z' 的水平地震加速度

a_h 可以表示为

$$a_h = k_h g \left[1 + \frac{H-z'}{H} (f_a - 1) \right] \sin \left[2\pi \left(\frac{t}{T} - \frac{H-z'}{\lambda_s} \right) \right] \quad (22)$$

式中: k_h 为水平地震系数; g 为重力加速度; T 为地
震波的周期; λ_s 为地震波的波长, $\lambda_s = TV_s$, V_s 为地
震波在土坡中的传播速度; z' 为破坏机构中任意一
点距离坡顶的垂直距离, 通过几何关系可求得

$$z' = (r_m + y) \sin\theta - r_0 \sin\theta_0 \quad (23)$$

三维牛角破坏部分的地震荷载做功功率可以
由下式求得:

$$W_{k_h}^{3D} = \gamma \int_V \frac{a_h}{g} v \sin\theta dV \quad (24)$$

式中: v 为滑动块体中任意点的速度; dV 为滑动块
体中任意点的微元体积, 表达式分别为

$$v = (r_m + y) \omega \quad (25)$$

$$dV = dx dy (r_m + y) d\theta \quad (26)$$

将式 (22)、(23)、(25)、(26) 代入式 (24),
可推导出

$$W_{k_h}^{3D} = 2k_h \omega \gamma \left\{ \int_{\theta_0}^{\theta_B} \int_a^R \int_0^{\sqrt{R^2-y^2}} (r_m + y)^2 \left[1 + \frac{H-z'}{H} (f_a - 1) \right] \cdot \right. \\ \left. \sin \left[2\pi \left(\frac{t}{T} - \frac{H-z'}{\lambda_s} \right) \right] \sin\theta dy dx d\theta + \int_{\theta_B}^{\theta_h} \int_d^R \int_0^{\sqrt{R^2-y^2}} (r_m + y)^2 \cdot \right. \\ \left. \left[1 + \frac{H-z'}{H} (f_a - 1) \right] \sin \left[2\pi \left(\frac{t}{T} - \frac{H-z'}{\lambda_s} \right) \right] \sin\theta dy dx d\theta \right\} \quad (27)$$

同理, 平面插入块部分水平地震力做功功率可
推导出

$$W_{k_h}^{2D} = bk_h \gamma \omega \left\{ \int_{\theta_0}^{\theta_B} \int_a^R (r_m + y)^2 \left[1 + \frac{H-z'}{H} (f_a - 1) \right] \cdot \right. \\ \left. \sin \left[2\pi \left(\frac{t}{T} - \frac{H-z'}{\lambda_s} \right) \right] \sin\theta dy d\theta + \int_{\theta_B}^{\theta_h} \int_d^R (r_m + y)^2 \cdot \right. \\ \left. \left[1 + \frac{H-z'}{H} (f_a - 1) \right] \sin \left[2\pi \left(\frac{t}{T} - \frac{H-z'}{\lambda_s} \right) \right] \sin\theta dy d\theta \right\} \quad (28)$$

则破坏机构水平地震力的总功率为

$$W_{k_h} = W_{k_h}^{2D} + W_{k_h}^{3D} \quad (29)$$

4.3 内部耗散功率

Michalowski 等^[7]在研究中指出三维土质边坡失稳时的内部耗散功率分为体积耗散和速度耗散两部分, 体积耗散功率是由滑动体内部体积变化引起的, 而速度耗散是滑动体沿破裂面滑动时克服摩擦所消耗的能量。本文在分析过程中假设滑动土体不可压缩, 仅考虑滑裂面上的速度耗散, 而忽略体积耗散的影响。因此, 对于三维牛角破坏部分, 其内部耗散功率为

$$D_c^{3D} = 2\omega \left[\int_{\theta_0}^{\theta_B} \int_a^R \frac{(r_m + y)^2 R}{\sqrt{R^2 - y^2}} c^{3D} dy d\theta + \int_{\theta_B}^{\theta_h} \int_d^R \frac{(r_m + y)^2 R}{\sqrt{R^2 - y^2}} c^{3D} dy d\theta \right] \quad (30)$$

平面插入块沿破裂面滑动时产生的摩擦耗能可表示为

$$D_c^{2D} = b\omega \int_{\theta_0}^{\theta_h} c^{2D} r_0^2 e^{2(\theta - \theta_0) \tan \phi'} d\theta \quad (31)$$

分别将式 (15)、(16) 代入式 (30), 式 (17) 代入式 (31), 可推导出

$$D_c^{3D} = 2\omega \left[\int_{\theta_0}^{\theta_B} \int_a^R \frac{(r_m + y)^2 R}{\sqrt{R^2 - y^2}} \left(\frac{y - a}{R - a} c_s + \frac{R - y}{R - a} n_0 c_0 \right) dy d\theta + \int_{\theta_B}^{\theta_h} \int_d^R \frac{(r_m + y)^2 R}{\sqrt{R^2 - y^2}} \left(\frac{y - d}{R - d} c_s + \frac{R - y}{R - d} c_f \right) dy d\theta \right] \quad (32)$$

$$D_c^{2D} = b\omega \int_{\theta_0}^{\theta_h} \left[n_0 + \frac{h_s}{H} (1 - n_0) \right] c_0 r_0^2 e^{2(\theta - \theta_0) \tan \phi'} d\theta \quad (33)$$

则破坏机构的内部总耗散功率为

$$D_c = D_c^{3D} + D_c^{2D} \quad (34)$$

4.4 安全系数及其优化

在岩土工程中, 对于高度已知的边坡, 其稳定性可以用安全系数 F_s 来衡量。强度折减法 (SRM) 和重度加大法 (GIM) 是计算安全系数 F_s 常用的两种方法^[23]。SRM 在边坡稳定性评价中已经得到了大量的应用, 然而应用极限分析原理时, SRM 只能给出 F_s 的隐式表达式, 这在三维情况下求解是非常耗时的。相反, GIM 可以给出 F_s 的显式表达式, 这无疑在工程应用中是非常方便的, 因此, 本文采用了 GIM 求解 F_s , 其表达式可以表示为耗散功率与外力功率之比, 即

$$F_s = \frac{D_c'}{W_\gamma + W_{k_h}} \quad (35)$$

F_s 可以看作关于优化变量 θ_0 、 θ_h 、 r_0'/r_0 、 t/T 的函数, 且各优化变量必须满足下列的约束条件:

$$\left. \begin{aligned} 0 < \theta_0 < \theta_B < \theta_C < \theta_h < \pi \\ 0 < r_0'/r_0 < 1 \\ 0 \leq t/T \leq 1 \end{aligned} \right\} \quad (36)$$

因此, 求最小安全系数的问题就转化成了在约束条件下多变量函数的最优化问题, 即

$$F_{smin} = \min f(\theta_0, \theta_h, r_0'/r_0, t/T) \quad (37)$$

本文采取了遗传算法对安全系数进行优化计算。遗传算法相比于循环搜索法和随机搜索法来说, 求解速度更快, 精度更高, 且更接近全局最优解。利用 MATLAB 软件进行编程, 可以得到给定条件下土坡的最小安全系数及其相应的优化变量取值。

5 对比与验证

为了验证本文所提方法以及优化程序的有效性, 将本文结果与文献[23-24]的结果进行了对比。

5.1 静力条件下计算对比

文献[24]通过极限分析法计算了静力条件下三维均质土坡的在极限状态下的稳定性系数 $\gamma H/c$ 。本文通过将水平地震系数 k_h 和非均质系数 n_0 分别设为 0 和 1, 将地震条件下的非均质边坡退化为静力条件下的均质边坡进行比较。在比较过程中, 相应的参数设置为 $c' = 20$ kPa, $\gamma = 20$ kN/m³, 因此, 可以通过文献[24]得到的稳定性系数 $\gamma H/c$ 求出土坡在极限状态下 ($F_s = 1$) 的临界高度 H_{cr} , 再将 H_{cr} 代入式 (35) 进而求得土坡的安全系数 F_s 。本文与文献[24]在不同工况下得到的安全系数以及相对应的临界滑裂面的对比结果如表 1 和图 4 所示。从图表中可以看出, 在极限状态下, 两者结果的最大误差不超过 1.1%, 且临界滑裂面吻合良好。

表 1 本文方法与文献[24]的对比结果
Table 1 Comparison between the factor of safety calculated by this paper and that by literature [24]

工况	$\phi/(\circ)$	$\beta/(\circ)$	B/H	安全系数 F_s	
				文献[24]	本文方法
1	15	90	1.5	(6.783) 1.000	0.989
2	15	90	5.0	(5.456) 1.000	0.997
3	30	90	3.0	(7.632) 1.000	0.999

注: 括号内数字为土坡在极限状态下文献[24]求得的稳定性系数。

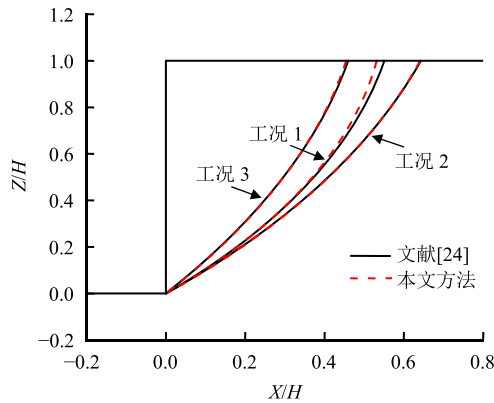


图 4 不同工况下的最危险滑裂面对比

Fig.4 Comparison of critical failure surface under different working conditions

本文还与文献[23]在 $k_h = 0$ 时采用 GIM 计算得出的安全系数进行了比较, 如图 5 所示。从图中可以看出, 在不同宽高比下得出的安全系数与文献[23]非常接近, 说明本文方法在静力条件下也具有较好的适用性。

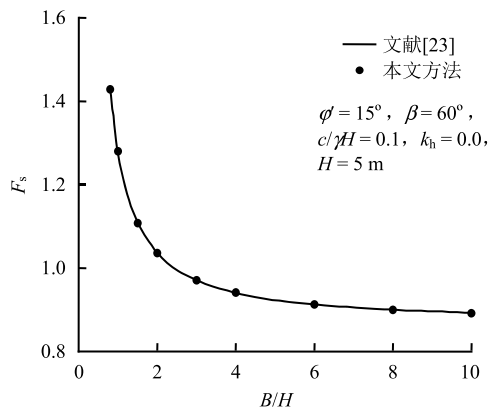


图 5 静力条件下本文方法与文献[23]的对比

Fig.5 Comparison between the factor of safety calculated by this paper and that by literature [23] under static condition

5.2 地震条件下计算对比

文献[23]采用了拟静力法考虑地震作用, 本文通过把拟动力参数时间 t 设为 $0.25T$, 土体放大系数 f_a 设为 1.0, 横波传播速度 V_s 设为无穷大, 将拟动力法退化为拟静力法, 同时将非均质系数 n_0 设为 1, 将非均质边坡退化为均质边坡, 与文献[23]通过 GIM 计算的结果进行比较。比较结果如图 6 所示, 分别对不同 k_h 下的边坡安全系数进行了对比, 相应的参数设置已在图中体现, 可见两种方法的结果基本一致。综合以上对比结果, 充分证明了本文所提出的方法与优化程序具有良好的准确性。

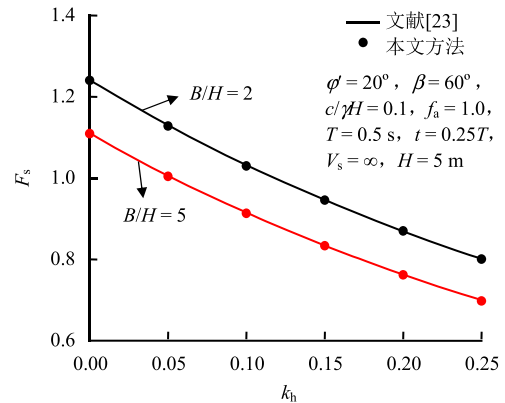


图 6 地震条件下本文方法与文献[23]的对比

Fig.6 Comparison between the factor of safety calculated by this paper and that by literature [23] under seismic condition

6 参数分析

6.1 拟动力法与拟静力法结果的对比

拟静力法在目前的边坡工程中应用较为广泛, 但其忽略了地震力的动力特征且假设土体剪切模量和剪切波波速无限大, 因此具有较大局限性。本节采用拟动力法在不同的宽高比 B/H 、边坡倾角 β 、有效内摩擦角 ϕ' 和非均质系数 n_0 下得到的安全系数与拟静力法进行对比, 探讨两种方法的差异性, 以期对边坡工程的抗震稳定评估提供合理的建议。基本计算参数设置为: $H = 5$ m, $\gamma = 20$ kN/m³, $B/H = 3$, $\phi' = 20^\circ$, $\beta = 60^\circ$, $n_0 = 1$, $c' = 10$ kPa, $f_a = 1.4$, $T = 0.3$ s, $V_s = 150$ m/s。相应的计算简图如图 7 所示。

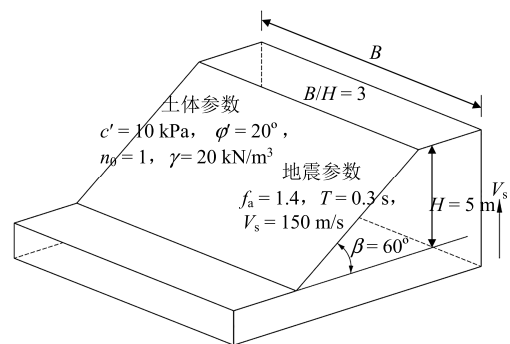


图 7 计算简图

Fig.7 Calculation diagram

图 8 为不同参数下拟静力法与拟动力法的对比结果。由图可知, 边坡安全系数 F_s 会随着水平地震系数 k_h 的增大呈递减趋势, 这说明地震强度的增强会导致边坡的稳定性显著降低。如图 8(a)所示, 当边坡高度一定时, 随着边坡宽高比 B/H 的减小, F_s 越来越大, 这说明对于高度一定的边坡, 其三维效

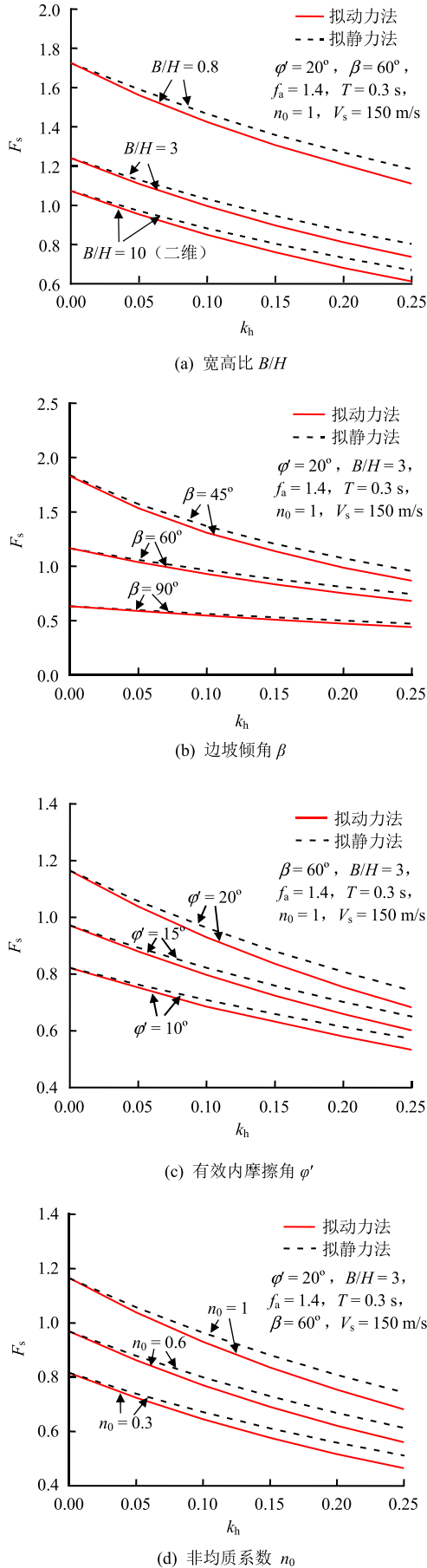


图8 不同参数下拟静力法与拟动力法的对比结果
Fig.8 Comparison between the pseudo-static and the pseudo-dynamic methods under different parameters

应越明显 (B/H 越小), 边坡越稳定。当 $B/H = 10$ 时, 边坡可以近似看作二维边坡, 可见当边坡三维效应较为明显时, 将其看作二维边坡会低估边坡的稳定性, 此外可以看出边坡对地震强度变化的敏感度几乎不会随着 B/H 的变化而变化。如图 8(b) 所示, 随着边坡倾角 β 增大, F_s 会呈减小趋势, 这说明当边坡高度一定时, 边坡倾角越大, 边坡越容易处于危险状态, 另外随着 β 的增大, 边坡的稳定性随地震强度变化的敏感度也会逐渐降低。如图 8(c) 所示, 边坡土体 φ' 越小, 对其稳定性越不利, 同时对地震强度变化的敏感度也略有降低。如图 8(d) 所示, 边坡土体的非均质系数 n_0 越小, F_s 越小, 这说明边坡土体的非均质性越强, 边坡越容易失稳, 此外边坡稳定性对地震强度变化的敏感度不会随着土体非均质性的改变发生明显的变化。

将图 8 中不同参数下拟静力法与拟动力法的曲线进行对比可以得出: 拟静力法得到的 F_s 较拟动力法要大, 且两种方法的差值随着水平地震系数 k_h 、有效内摩擦角 φ' 的增大而增大, 随着 β 的增大而减小, 随着 B/H 、 n_0 的增大几乎不变。因此, 在边坡的抗震稳定设计中, 当地震强度较小或边坡倾角较大时, 采用拟静力法相对较为便捷, 其他情况在保证安全性和经济性的前提下, 拟动力法无疑是最佳选择。

6.2 拟动力参数的影响

本节主要考虑了该方法所引入的拟动力参数 (土体放大系数 f_a 、地震波周期 T 、剪切波速度 V_s) 对边坡稳定性的影响, 基本参数设置为 $B/H = 3$, $\beta = 60^\circ$, $\varphi' = 20^\circ$, $c' = 10$ kPa, $n_0 = 0.8$, $f_a = 1.4$, $T = 0.3$ s, $V_s = 150$ m/s。

当地震波从坡脚传到坡顶时, 边坡土体会对地震加速度产生放大效应。在不同土体放大系数 f_a 下, 水平地震系数 k_h 对边坡安全系数 F_s 的影响如图 9(a) 所示。从图中可以看出, 在相同地震强度下, 土体放大系数 f_a 的增大会导致边坡安全系数 F_s 显著下降, 且减小的幅度随着 k_h 增大越来越明显。这种现象出现的原因是 f_a 的增大会导致地震加速度的振幅增大, 从而导致地震力对滑动体的外力功率增大而造成边坡安全系数的减小。图 9(b) 和图 9(c) 分别表示不同地震波周期 T 和剪切波速度 V_s 下, k_h 对 F_s 的影响。由图可以看出, 不同 T 和 V_s 下的 F_s - k_h 曲线基本重合, 这表明边坡稳定性几乎不会受到拟动力参数 T 和 V_s 的影响。

图 10 为不同 k_h 、 f_a 下 F_s 在一个地震波周期内的变化情况。从图中可以看出, F_s 随时间 t 呈现出

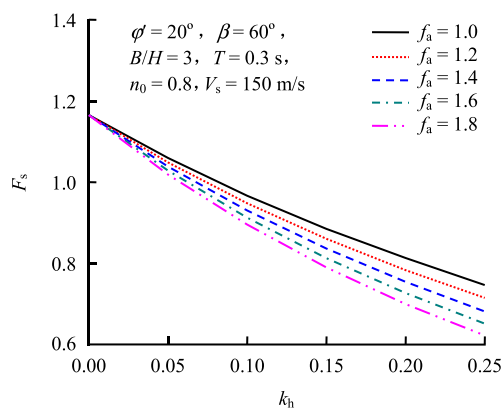
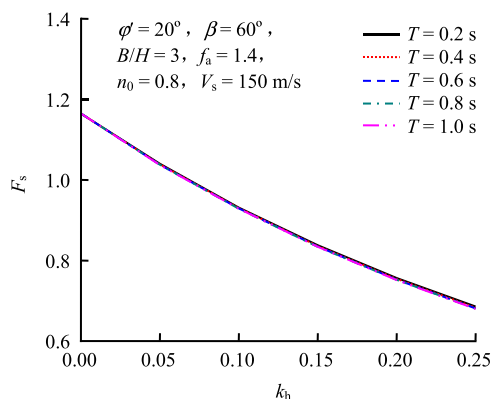
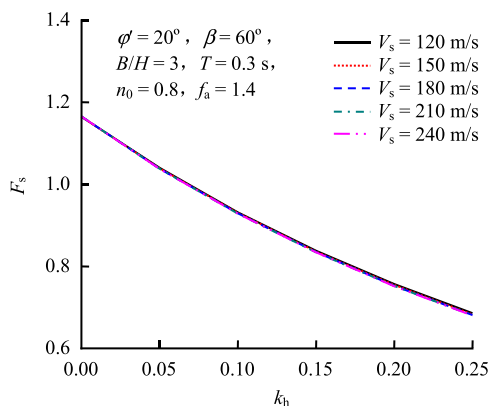
(a) 土体放大系数 f_a (b) 地震波周期 T (c) 剪切波速度 V_s

图9 不同拟动力参数对边坡稳定性的变化影响

Fig.9 Influence of different pseudo-dynamic parameters on factor of safety of soil slope

明显的周期变化, 当 $t/T \approx 0.32$ 时, F_s 达到最小值, 此时边坡处于最危险状态。当 f_a 一定时, k_h 的增大会使 F_s 的振幅明显增大, 且振幅幅值会随着 f_a 的增大而增大。例如当 $f_a = 1.0$, k_h 由 0.1 增加到 0.3 时, F_s 的最小值由 0.971 减小到 0.697, 降低了 28.22%; 而当 $f_a = 1.4$ 时, F_s 的最小值由 0.935 减少到 0.624, 降低了 33.26%。当 k_h 一定时, f_a 的增加也会使 F_s 振幅增大, 且振幅幅值会随着 k_h 的增大而增大。例

如, 当 $k_h = 0.1$ 时, f_a 由 1.0 增加到 1.4, F_s 增加了 3.71%; 当 $k_h = 0.3$ 时, F_s 增加了 10.47%。

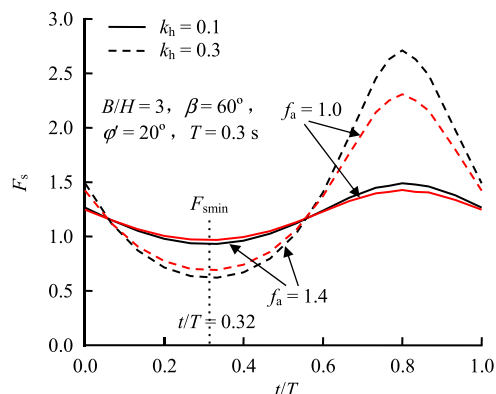


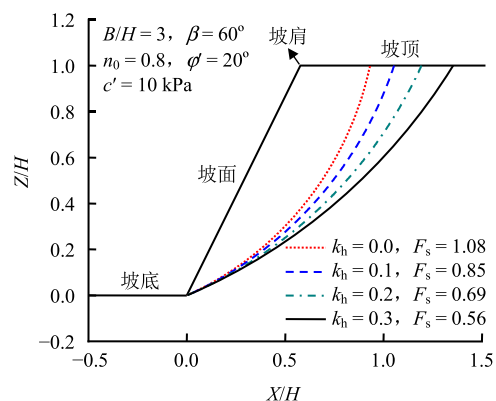
图10 土坡安全系数随时间的变化情况

Fig.10 Variation of the factor of safety of soil slope vs. time

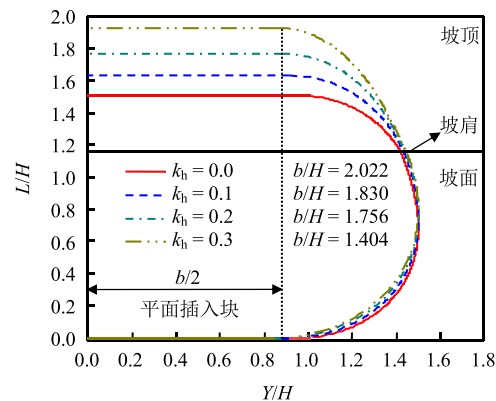
6.3 地震强度和土的非均质性对滑裂面的影响

6.3.1 地震强度对临界滑动面的影响

图 11 为不同地震强度下三维土坡对称面处临界滑动面形状以及坡顶和坡面的临界滑动面轨迹的



(a) 土坡对称面临界滑动面



(b) 土坡坡顶、坡面临界滑动面

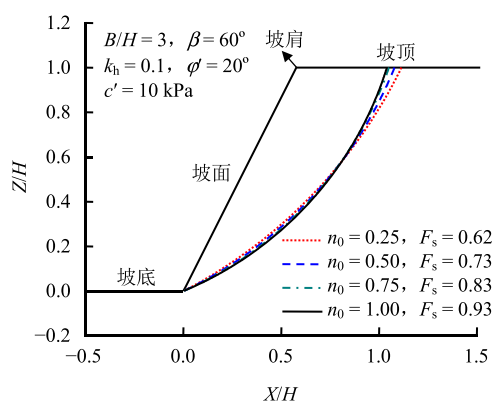
图11 不同地震强度下三维土坡的临界滑动面

Fig.11 Critical failure surface of three-dimension soil slope for different k_h

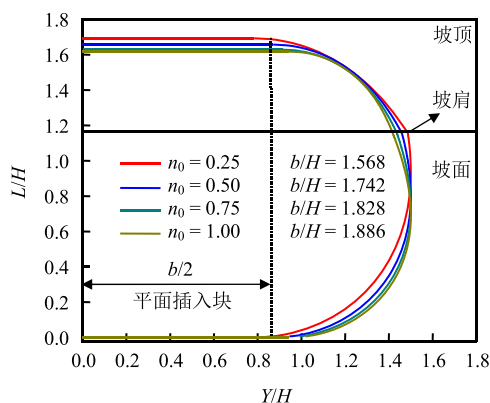
俯视图。由于对称性,这里仅给出整个坡顶和坡面滑动轨迹的一半图像,相关参数分别为 $B/H = 3$, $\beta = 60^\circ$, $\varphi' = 20^\circ$, $c' = 10$ kPa, $n_0 = 0.8$, $f_a = 1.4$, $T = 0.3$ s, $V_s = 150$ m/s。由图 11 可以看出,当水平地震系数 k_h 增加时, F_s 减小,对称面和坡顶上的滑裂面离坡肩位置越来越远,此外平面插入块的宽度 b 也会逐渐减小。这表明地震强度的增强会导致土坡稳定性降低,相应的滑坡体积也会明显增大。

6.3.2 土的非均质性对临界滑动面的影响

图 12 为不同非均质系数下三维土坡对称面处临界滑动面形状以及坡顶和坡面的临界滑动面轨迹的俯视图。相关参数分别为 $B/H = 3$, $\beta = 60^\circ$, $\varphi' = 20^\circ$, $c' = 10$ kPa, $k_h = 0.1$, $f_a = 1.4$, $T = 0.3$ s, $V_s = 150$ m/s。从图 12 可以看出,随着非均质系数 n_0 的减小, F_s 逐渐减小,三维土坡对称面的滑动面轨迹略微加深,坡顶处的滑动面轨迹逐渐远离坡肩,而坡面处的滑动面轨迹略有收缩,此外,平面插入块的宽度 b 也会逐渐减小。这说明土的非均质性越强,



(a) 土坡对称面临界滑动面



(b) 土坡坡顶、坡面临界滑动面

图 12 不同非均质系数下三维土坡的临界滑动面

Fig.12 Critical failure surface of three-dimension soil slope for different n_0

土坡稳定性越差,但是滑动体体积不会发生较为明显的变化。

7 结 论

基于极限分析上限定理,采用拟动力法研究了地震效应下三维非均质土坡的稳定性,通过遗传算法进行优化,分析了不同参数对三维土坡稳定性的影响,得出以下主要结论:

(1) k_h 的增加会导致 F_s 显著降低。对于给定高度的边坡,当 k_h 一定时, F_s 会随着 φ' 、 n_0 的增大而增大,而随着 B/H 、 β 的增大而减小。边坡稳定性随地震强度变化的敏感度会随参数 φ' 的增大而增大,而随参数 β 的增大而减小,随参数 B/H 、 n_0 的变化几乎不变。

(2) 在其他参数一致的情况下,拟静力法得到的安全系数较拟动力法要大,且两种方法的差值随着 k_h 、 φ' 的增大而增大,随着 β 的增大而减小,随着 B/H 、 n_0 的增大几乎不变。

(3) 在相同地震强度下, f_a 的增大会导致边坡稳定性降低,而 T 和 V_s 的变化对边坡的稳定性几乎没有影响。 F_s 随时间 t 呈现出明显的周期变化, f_a 、 k_h 的增大均会导致 F_s 的振幅增大。

(4) 地震强度以及土的非均质性均会对边坡的破坏轨迹产生影响。当 k_h 增加时,对称面和坡顶上的滑裂面会远离坡肩,滑坡体体积也会明显增大。当 n_0 减小时,边坡对称面的滑动面轨迹会略微加深,坡顶处的滑动面轨迹离坡肩越来越远,而坡面处的滑动面轨迹略有收缩,但是滑动体体积不会发生较为明显的变化。

参 考 文 献

- [1] 陈栋,李红军,朱凯斌. 基于新主滑趋势方向的矢量和边坡稳定分析方法[J]. 岩土力学, 2021, 42(8): 2207-2214.
CHEN Dong, LI Hong-jun, ZHU Kai-bin. Vector sum analysis method for slope stability based on new main sliding trend direction[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2021, 42(8): 2207-2214.
- [2] 何毅,余军炎,袁冉,等. 考虑坡顶倾角的土质裂隙边坡稳定性分析[J]. 中国公路学报, 2021, 34(5): 45-54.
HE Yi, YU Jun-yan, YUAN Ran, et al. Stability analysis of soil slope with cracks considering upper slope inclination angle[J]. *China Journal of Highway and Transport*, 2021, 34(5): 45-54.
- [3] VAHEDIFARD F, LESHCHINSKY D, MORTEZAEI K,

- et al. Effective stress-based limit-equilibrium analysis for homogeneous unsaturated slopes[J]. **International Journal of Geomechanics**, 2016, 16(6): D4016003.
- [4] MICHALOWSKI R L, NADUKURU S S. Three-dimensional limit analysis of slopes with pore pressure[J]. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 2013, 139(9): 1604-1610.
- [5] ZHENG L, LI L, LI J P. Development of three-dimensional failure mechanisms and genetic algorithm for limit analysis of two-layer slopes[J]. **Natural Hazards**, 2020, 103(3): 3181-3212.
- [6] 侯超群, 邓欣, 孙志彬, 等. 非线性准则下三维加筋边坡稳定性的上限分析[J]. **中国公路学报**, 2018, 31(2): 124-132.
- HOU Chao-qun, DENG Xin, SUN Zhi-bin, et al. Upper bound analysis of stability of three-dimensional reinforced slopes based on nonlinear failure criterion[J]. **China Journal of Highway and Transport**, 2018, 31(2): 124-132.
- [7] MICHALOWSKI R L, DRESCHER A. Three-dimensional stability of slopes and excavations[J]. **Géotechnique**, 2009, 59(10): 839-850.
- [8] MICHALOWSKI R L, MARTEL T. Stability charts for 3D failures of steep slopes and excavations[J]. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 2011, 137(2): 183-189.
- [9] GAO Y F, ZHANG F, LEI G H, et al. Stability charts for 3D failures of homogeneous slopes[J]. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 2013, 139(9): 1528-1538.
- [10] 张标, 王晖, 张家生, 等. 地震效应下二级边坡三维动态稳定性上限分析[J]. **中国公路学报**, 2018, 31(2): 86-96.
- ZHANG Biao, WANG Xuan, ZHANG Jia-sheng, et al. Three-dimensional seismic stability limit analysis of two-stage slope by kinematical approach[J]. **China Journal of Highway and Transport**, 2018, 31(2): 86-96.
- [11] 聂秀鹏, 逢焕平, 孙志彬, 等. 三维加筋边坡地震稳定性上限分析[J]. **岩土力学**, 2019, 40(9): 3483-3492.
- NIE Xiu-peng, PANG Huan-ping, SUN Zhi-bin, et al. Upper bound analysis of seismic stability of 3D reinforced slopes[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2019, 40(9): 3483-3492.
- [12] YANG X L, XU J S. Three-dimensional stability of two-stage slope in inhomogeneous soils[J]. **International Journal of Geomechanics**, 2016, 17(7): 06016045.
- [13] XU J S, YANG X L. Seismic and static stability analysis for 3D reinforced slope in nonhomogeneous and anisotropic soils[J]. **International Journal of Geomechanics**, 2018, 18(7): 04018065.
- [14] LI Z W, YANG X L, LI T Z. Static and seismic stability assessment of 3D slopes with cracks[J]. **Engineering Geology**, 2020, 265: 105450.
- [15] CHEN W F. Limit analysis and soil plasticity[M]. Amsterdam: Elsevier Science, 1975.
- [16] 黄茂松, 秦会来, 郭院成. 非均质和各向异性黏土地基承载力的上限解[J]. **岩石力学与工程学报**, 2008, 27(3): 511-518.
- HUANG Mao-song, QIN Hui-lai, GUO Yuan-cheng. Upper bound solution for bearing capacity of nonhomogeneous and anisotropic clay foundation[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2008, 27(3): 511-518.
- [17] 李镜培, 龚卫兵, 李林, 等. 考虑土体非均质性的三维土坡稳定性上限分析[J]. **同济大学学报(自然科学版)**, 2018, 46(10): 1360-1365.
- LI Jing-pei, GONG Wei-bing, LI Lin, et al. Upper-bound limit analysis on stability of three-dimensional slopes considering soil nonhomogeneity[J]. **Journal of Tongji University (Natural Science)**, 2018, 46(10): 1360-1365.
- [18] STEEDMAN R S, ZENG X. The influence of phase on the calculation of pseudo-static earth pressure on a retaining wall[J]. **Géotechnique**, 1990, 40(1): 103-112.
- [19] CHOUDHURY D, NIMBALKAR S. Seismic passive resistance by pseudo-dynamic method[J]. **Géotechnique**, 55(9): 699-702.
- [20] BASHA B M, BADU G L S. Computation of sliding displacements of bridge abutments by pseudo-dynamic method[J]. **Soil Dynamics and Earthquake and Engineering**, 2009, 29(1): 103-120.
- [21] 聂秀鹏. 复杂工况下三维加筋边坡稳定性上限分析[D]. 合肥: 合肥工业大学, 2020.
- NIE Xiu-peng. Upper limit analysis of three-dimensional reinforced slope stability under complex working conditions[D]. Hefei: Hefei University of Technology, 2020.
- [22] ZHANG F, GAO Y F, WU Y X, et al. Effects of vertical seismic acceleration on 3D slope stability[J]. **Earthquake Engineering and Engineering Vibration**, 2016, 15(3): 487-494.
- [23] YANG X L, LI Z W. Comparison of factors of safety using a 3D failure mechanism with kinematic approach[J]. **International Journal of Geomechanics**, 2018, 18(9): 04018107.
- [24] GAO Y F, ZHANG F, LEI G H, et al. An extended limit analysis of three-dimensional slope stability[J]. **Geotechnique**, 2013, 63(6): 518-524.