

DOI: 10.7511/jslx20210922001

隧道洞口段非均质及各向异性土质裂缝 仰坡稳定性上限解

张京伍^{*1,2}, 李明东¹, 荣耀², 刘志丹³, 管仲敏⁴

(1. 东华理工大学 土木与建筑工程学院, 南昌 330013; 2. 江西省交通科学研究院有限公司, 南昌 330200;

3. 合肥工业大学 土木与水利工程学院, 合肥 230009; 4. 鹏盛建设集团有限公司, 上饶 334600)

摘要:针对忽略岩土体非均质和各向异性将导致边坡稳定性评价产生误差的问题,应用极限分析上限理论及抗剪强度系数折减法,推导土体强度非均质和各向异性影响下隧道洞口含裂缝仰坡稳定性解析式,探究土体强度非均质和各向异性对仰坡稳定性系数、坡顶裂缝位置、隧道拱顶失稳范围及仰坡安全系数的影响。结果表明,裂缝深度及坡角越大,仰坡稳定性系数越小;非均质系数越大和各向异性系数越小,维持仰坡稳定的临界坡高越大;非均质系数及各向异性系数越大,裂缝距坡顶边缘越远,隧道拱顶失稳范围越大;非均质系数增大有利于仰坡稳定,而各向异性系数越大仰坡越易失稳。

关键词:隧道;边坡稳定性;非均质性;各向异性;拉裂缝;极限分析

中图分类号: TU43; O302

文献标志码: A

文章编号: 1007-4708(2023)02-0281-08

1 引言

边坡稳定性问题广泛存在于岩土工程和交通工程等诸多领域^[1]。在山区修建的铁路及公路隧道往往需要穿山而过,掘进过程中在隧道洞口形成仰坡,而坡体受施工扰动影响易发生失稳,隧道洞口仰坡的稳定对确保隧道建设及运营期的安全有着非常重要的作用^[2]。隧道洞口段仰坡稳定性问题成为山区交通建设的重要工程地质问题之一^[3]。受干湿循环、风化作用及人为或工程活动影响,当边坡岩土体中的拉应力超过其抗拉强度时,边坡后缘会出现张拉裂缝,裂缝的存在会显著降低边坡稳定性^[4]。边坡稳定性分析时,通常视坡体为各向同性的均质材料。然而,由于人工堆载、开挖及自然沉积等原因^[5-7],土质边坡表现出明显的各向异性和非均质性。因此,忽略岩土材料的各向异性和非均质性会导致边坡稳定性分析结果产生误差,从而影响含裂缝边坡稳定性评价的准确性。

在我国边坡工程相关设计规范的稳定性计算中,针对圆弧滑面多采用圆弧滑动法、Bishop法及

Morgenstern-Price法,针对非圆弧滑面多采用不平衡推力法,这些方法在实际计算中或没有考虑坡顶裂缝的存在,或无法考虑裂缝开裂影响。文献[8]表明,边坡失稳过程中除发生剪切破坏,常伴随张拉破坏。含裂缝边坡稳定性分析方法主要包括极限平衡法、有限元方法和极限分析法。早期将极限平衡法拓展到考虑裂缝影响的边坡稳定性问题时,需建立滑间力条件下的含裂缝边坡极限平衡方程,裂缝深度事先假定^[9],裂缝水平向分布通过寻找安全系数最小时对应的裂缝位置来确定^[10]。Senior^[11]首次将变分极值理论与极限平衡理论相结合评价黏性土坡拉裂缝影响。Leshchinsky^[12]进一步推广至含裂缝边坡安全系数计算中。有限元方法可以考虑边坡破坏的渐进性,不需要事先确定潜在滑移面及裂缝分布,逐步应用于边坡稳定性分析^[13]。然而,上述两种方法中的极限平衡法得到的边坡稳定性分析结果并不是精确解答的上限或下限^[14],有限元法考虑裂缝引起的静力场和运动场是不连续的,且对临界状态的判别标准尚未达成统一,影响了计算结果的准确性。此外,针对实际工程有限元法往往需要进行复杂建模,造成工程应用不便^[15]。极限分析法建立在土体塑性力学理论基础,首次由Drucker等^[16]引入到边坡稳定性分析中,优势在于计算过程中应力分布并不要求满足平衡条件,可以不必一步步地对各个阶段的弹

收稿日期:2021-09-22;修改稿收到日期:2021-12-26.

基金项目:国家自然科学基金(52068033;51869001);江西省桥梁结构重点实验室开放研究基金(JXBS2020004)资助项目.

作者简介:张京伍*(1985-),男,博士,讲师
(E-mail:zhangjingwu2010@126.com).

塑性状态进行分析,只需建立运动学许可的速度场直接求解极限状态下的破坏荷载,由于可提供边坡稳定性分析的精确上下限解,因而得到众多学者采用。Chen^[17]在简单的平动破坏机制和圆弧转动破坏机制基础上,提出一种对数螺旋的转动破坏机制,通过建立能量平衡方程,得到均质边坡临界高度的上限解。随后,该方法拓展至非均质各向异性边坡稳定性分析中。

本文针对山区隧道洞口含裂缝仰坡稳定性问题,重点考虑土体非均质及各向异性对仰坡整体稳定性的影响。通过极限分析上限理论结合抗剪强度系数折减法,构建仰坡对数螺旋转动破坏机制,推导土体强度非均质及各向异性影响下的隧道洞口含裂缝仰坡稳定性极限分析解析式,进一步采用数学优化方法研究土体强度非均质及各向异性对仰坡稳定性系数、坡顶裂缝位置分布及隧道拱顶失稳范围的影响规律,最后提出一种通过稳定图间接求解隧道洞口含裂缝仰坡安全系数的方法。

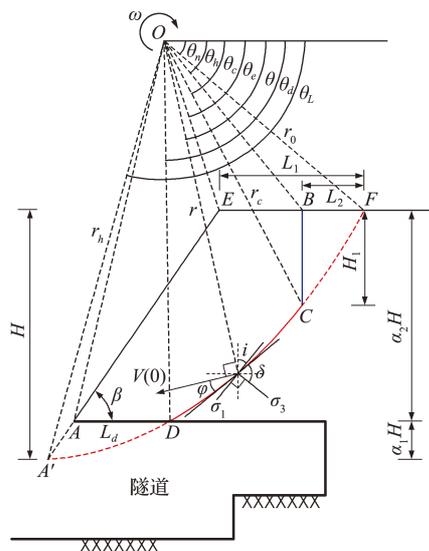
2 计算原理

2.1 破坏机制

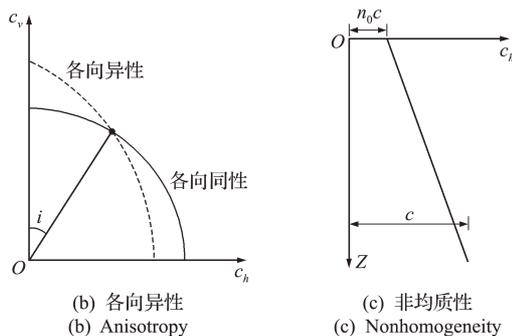
基于极限分析上限理论,本文假设隧道洞口段含裂缝仰坡为理想弹塑性模型,满足 Mohr-Coulomb 屈服准则及相关流动法则。为获得边坡稳定性系数上限解,需构建满足运动许可的速度场,进而在一个运动容许的机构中建立能量平衡方程^[17],其中外力做功功率与内能耗散率相等所得到的荷载不小于真实极限荷载^[18]。

建立如图 1(a)所示隧道洞口含裂缝仰坡的对数螺旋破坏机制,其中,裂缝深度为 H_1 ,位于坡顶点 B 处,潜在滑移面 CD 段始于坡顶拉裂缝底端点 C 穿过隧道拱顶点 D 。裂缝、滑动面及隧道洞口段土体共同组成滑体 $AEBBCDA$ 区域,并以绕极点 O 为旋转中心、 ω 为角速度整体转动破坏。图 1(a)中 H 为隧道洞口仰坡转动破坏机制下的潜在滑移面分布高度, EF 段为假设坡顶无裂缝时的潜在滑移面后缘处与坡顶边缘距离 L_1 , BF 段为坡顶裂缝位置与潜在滑移面后缘距离 L_2 , AD 段为潜在滑移面穿过隧道拱顶位置与隧道洞口距离 L_d 。 θ_0 及 θ_h 分别为仰坡转动破坏机制下的初始及终止角, θ_c 为旋转中心点 O 与坡顶裂缝底端的连线在水平向的角度, θ_d 为旋转中心点 O 与潜在滑移面穿过隧道拱顶的连线在水平向的角度, β 为仰

坡坡角。



(a) 破坏机制
(a) Failure mechanism



(b) 各向异性
(b) Anisotropy
(c) 非均质性
(c) Nonhomogeneity

图 1 土体强度非均质及各向异性下隧道洞口含裂缝仰坡破坏机制

Fig. 1 Failure mechanism for fissured slope of tunnel entrance considering nonhomogeneity and anisotropy of soil strength

由图 1(a)可得到隧道洞口段含裂缝仰坡转动破坏机制下的坡体几何关系无量纲表达式为

$$\begin{cases} H_r = H/r_0 = \exp[(\theta_h - \theta_0)\Psi] \sin\theta_h - \sin\theta_0 \\ H_{1,r} = \alpha_1 H/r_0 = \sin\theta_d \exp[(\theta_d - \theta_0)\Psi] - \sin\theta_0 \end{cases} \quad (1)$$

式中 $\Psi = \tan\phi_m = \tan\phi/F_s$, 参数 F_s 为土体强度折减系数。当折减系数增加至边坡发生破坏时,依据抗剪强度系数折减法^[19],此时的折减系数可认为是边坡的安全系数。同理,可得到 $c_m = c/F_s$ 。

隧道洞口段仰坡坡顶裂缝深度 H_1 已知时,图 1(a)中 θ_c 为变量 θ_0 和 θ_h 的函数,即 $\sin\theta_c \exp(\theta_c \Psi) = \sin\theta_0 \exp(\theta_0 \Psi) (1 - H_1/H) + \sin\theta_h \exp(\theta_h \Psi) (H_1/H)$ (2)

此外,图 1(a)中与仰坡潜在滑移面分布、坡顶裂缝位置分布及潜在滑移面穿过隧道拱顶位置分布相关的几何关系无量纲表达式为

$$\begin{cases} L_{1r} = L_1/r_0 = \sin(\theta_0 + \beta)/\sin\beta - \\ \quad \sin(\theta_h + \beta) \exp[(\theta_h - \theta_0)\Psi]/\sin\beta \\ L_{2r} = L_2/r_0 = \cos\theta_0 - \cos\theta_c \exp[(\theta_c - \theta_0)\Psi] \\ L_{dr} = L_d/r_0 = \cos\theta_d \exp[(\theta_d - \theta_0)\Psi] - \\ \quad \cos\theta_0 + L_{1r} + H_{1r} \cot\beta \end{cases} \quad (3)$$

2.2 土体强度非均质性与各向异性

考虑土体黏聚力强度表现非均质性和各向异性。其中,各向异性表示土体的黏聚力随方向发生改变的特性,如图 1(b)所示,黏聚力 c_i 与最大主应力方向一致,与竖直方向呈 i 角,结合已有研究^[20],可表示为

$$c_i = c_h + (c_v - c_h) \cos^2 i = c_h \left(1 + \frac{1-k}{k} \cos^2 i\right) \quad (4)$$

式中 c_h 和 c_v 分别为土体水平向和竖直向黏聚力。水平向与竖直向黏聚力之比 $k = c_h/c_v$ 为土体强度各向异性系数。结合已有的研究成果,本文设定 k 值变化范围为 0.5~1.0。

图 1(a)中角度 δ 为破坏面的切线与垂直于最大主应力线的夹角,最大主应力 σ_1 与竖直向夹角为 i ,角度 δ 取决于最大主应力的方向,大小为 $\pi/4 + \varphi/2$ ^[17]。从图 1(a)可以看出角度 i 的大小为

$$i = \theta - \pi/4 - \varphi/2 \quad (5)$$

式中 φ 为土体内摩擦角,角度 θ 如图 1(a)所示。

土体非均质性表示土体黏聚力随着深度的增加而线性递增的特性,如图 1(c)所示。当 $n_0 = 1.0$ 时,土体表现为各向均质特性, n_0 值变化范围为 0~1.0。

土体同时受各向异性和非均匀性影响的黏聚力表示为

$$c_i = c_h K = c_h \left[1 + \frac{1-k}{k} \cos^2\left(\theta - \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)\right] \times \left[n_0 + \frac{1-n_0}{H_r} (\sin\theta e^{(\theta-\theta_0)\tan\varphi} - \sin\theta_0)\right] \quad (6)$$

2.3 外力功率与内能耗散率

基于 Chen^[17] 提出的静力作用下极限分析上限法,本文隧道洞口含裂缝仰坡的外力功率仅为滑动土体自重所做功率,即图 1(a)中滑动土体 AEBCDA 区域的重力做功功率 W_r ,采用将 A'EFA' 区域土体重力做功功率减去 A'AD 区域土体重力做功功率及 BFC 区域土体重力做功功率。因此,结合强度折减理论,图 1(a)中 AEBCDA 区域的外力功率表示为

$$W_r = \gamma r_0^3 \omega (f_1 - f_2 - f_3 - f_4 - f_5 + f_6 + f_7) \quad (7)$$

式中

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

$$f_2 = \frac{\sin\theta_0 (2\cos\theta_0 - L_{1r})}{6} L_{1r}$$

$$f_3 = \frac{1}{6} \left\{ \cos\theta_0 + \exp[(\theta_h - \theta_0)\Psi] \cos\theta_h - L_{1r} \right\} \times [\sin(\theta_h - \theta_0) - L_{1r} \sin\theta_h] \exp[(\theta_h - \theta_0)\Psi]$$

$$f_4 = \frac{1}{2} H_{1r} L_{3r} \left[\exp(\theta_h - \theta_0) \Psi \cos\theta_h + \frac{1}{3} L_{3r} + H_{1r} \cot\beta \right]$$

$$f_5 = \frac{1}{3(1+9\Psi^2)} \exp[(\theta_c - \theta_0)\Psi] (3\Psi \cos\theta_c + \sin\theta_c) - \frac{1}{3(1+9\Psi^2)} (3\Psi \cos\theta_0 + \sin\theta_0)$$

$$f_6 = [\sin\theta_0 (2\cos\theta_0 - L_{2r})/6] L_{2r}$$

$$f_7 = \frac{1}{3} \cos^2\theta_c \exp[2(\theta_h - \theta_0)\Psi] \times \left\{ \exp[(\theta_c - \theta_0)\Psi] \sin\theta_c - \sin\theta_0 \right\} \quad (8)$$

考虑隧道洞口段仰坡坡顶部位已存在一定深度的拉裂缝,故不考虑坡顶土体开裂产生的内能耗散率。基于此,图 1(a)的内能耗散发生在对数螺旋间断面 CD 上,由该间断面的微分面积 $rd\theta/\cos\varphi_m$ 与土体黏聚力 c_i 及间断面上切向速度 $v\cos\varphi_m$ 相乘。因此,总的内能耗散率为沿间断面 CD 积分后计算得

$$D = \int_{\theta_c}^{\theta_d} c_i (v\cos\varphi_m) \frac{rd\theta}{\cos\varphi_m} = c K r_0^2 \omega f_d \quad (9)$$

式中 $f_d = f_{d1} + f_{d2}$ (10)

式中 f_{d1} 和 f_{d2} 可表示为

$$f_{d1} = \frac{n_0}{\exp(2\theta_0\Psi_m)} \left[\frac{\exp(2\theta\Psi_m)}{2\Psi_m} + \frac{1-k}{k} f_{d11} \right] \Big|_{\theta_c}^{\theta_d}$$

$$f_{d2} = \left\{ f_{d12} - \frac{\exp(2\theta\Psi_m)}{2\Psi_m} \sin\theta_0 \exp(\theta_0\Psi_m) + \frac{1-k}{k} \times [f_{d13} - f_{d11} \sin\theta_0 \exp(\theta_0\Psi_m)] \right\} \Big|_{\theta_c}^{\theta_d} \frac{1-n_0}{H_r \exp(3\theta_0\Psi_m)} \quad (11)$$

式中 $f_{d11} - f_{d13}$ 可表示为

$$f_{d11} = \frac{\exp(2\theta\Psi)}{2} \left\{ \cos\left(-\frac{\pi}{2} - \varphi_m\right) \times \frac{\Psi_m \cos 2\theta_m + \sin 2\theta_m}{2(1+\Psi^2)} - \sin\left(-\frac{\pi}{2} - \varphi_m\right) \times \frac{\Psi \sin 2\theta_m - \cos 2\theta_m}{2(1+\Psi^2)} \right\} + \frac{\exp(2\theta\Psi)}{4\Psi}$$

$$f_{d12} = \frac{(3\Psi \sin\theta - \cos\theta) \exp(3\theta\Psi)}{1+9\Psi^2}$$

$$f_{d13} = \left\{ \cos(\varphi_m) \left[\frac{\sin\theta + 3\Psi \sin\theta}{2(1+9\Psi^2)} - \frac{\Psi \cos 3\theta + \sin 3\theta}{6(1+\Psi^2)} \right] - \sin(\varphi_m) \left[\frac{\cos\theta - 3\Psi \sin\theta}{2(1+9\Psi^2)} + \frac{3\Psi \sin 3\theta - \cos 3\theta}{6(1+\Psi^2)} \right] + \frac{3\Psi \sin\theta - \cos\theta}{1+9\Psi^2} \right\} \frac{\exp(3\theta\Psi)}{2} \quad (12)$$

依据极限分析上限理论,令 $W_r = D$, 考虑土体强度非均质及各项异性的隧道洞口段含裂缝仰坡稳定性能量平衡方程可表示为

$$\gamma r_0^3 \omega (f_1 - f_2 - f_3 - f_4 - f_5 + f_6 + f_7) = cK r_0^2 \omega f_d \quad (13)$$

由式(13)推导得到隧道洞口段仰坡稳定性系数表达式为

$$N_s = \frac{\gamma H}{c} = \frac{f_d H_r}{f_1 - f_2 - f_3 - f_4 - f_5 + f_6 + f_7} \quad (14)$$

当 $F_s = 1.0$ 时,可通过式(14)获得仰坡临界坡高。

进一步变换式(14),可得到求解仰坡安全系数 F_s 的隐函数表达式为

$$N_f = \frac{c}{\gamma H \tan \varphi} = \frac{f_1 - f_2 - f_3 - f_4 - f_5 + f_6 + f_7}{f_d H_r \Psi} \quad (15)$$

仰坡稳定性系数 N_s 和 N_f 可表示为参数 $\theta_0, \theta_n, \theta_c$ 和 θ_d 的函数。基于 Matlab 数值优化方法,结合图 1(a)的破坏机制及几何条件,解析式的最优上限解需满足下列约束条件,

$$\begin{cases} 0 < \theta_0 < \theta_c < \theta_d < \theta_n < \pi \\ 0 < \beta < \pi/2 \\ 0 \leq H_1/H \leq 1 \end{cases} \quad (16)$$

3 计算方法验证

为验证本文所提计算方法的合理性,考虑 $n_0 = 1.0, k = 1.0$ 作为土体强度非均质及各项异性条件的特例。首先将本文计算方法得到的结果与文献[4]中土体强度均质及各项同性条件下的计算结果进行对比分析。图 2 为不同坡角 ($\beta = 20^\circ, 30^\circ, 40^\circ$) 下的边坡稳定性系数 N_s 计算结果对比,可以看出,利用本文计算方法得到稳定性系数曲线与文献[4]的解答基本吻合,表明本文计算及优化方法

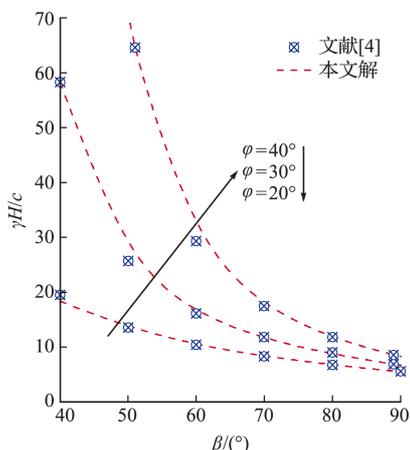


图 2 不同坡角下边坡稳定性系数计算结果对比
Fig. 2 Comparisons of stability factors for different slope angle

可用于研究不同坡角下的边坡稳定性。进一步与文献[21]中不同坡顶裂缝深度 ($H_1/H = 0, 0.2, 0.4, 0.6, 0.8$) 下的边坡稳定性系数计算结果进行对比,列入表 1。由表 1 可知,本文计算方法得到的解答与文献[21]的解答基本一致,最大误差小于 1%,表明本文计算及优化方法可用于研究考虑坡顶裂缝的边坡稳定性。综合以上两则算例的对比分析,本文应用极限分析上限法研究非均质及各向异性条件下隧道洞口段含裂缝仰坡稳定性是合理的。

表 1 裂缝深度影响下边坡稳定性系数结果对比
Tab. 1 Comparisons of stability factors influenced by crack depth

	$\varphi / (^\circ)$	H_1/H					
		0	0.2	0.4	0.6	0.8	
$\gamma H/c$	10	文献[21]	4.59	3.90	3.39	2.96	2.63
		本文解	4.58	3.91	3.38	2.97	2.65
	20	文献[21]	5.50	4.69	4.06	3.56	3.16
		本文解	5.50	4.69	4.06	3.56	3.17

4 影响因素分析

4.1 隧道洞口仰坡稳定性系数

通过计算稳定性系数 $\gamma H/c$ 可获得保持边坡稳定的临界坡高,形成的稳定图可直接用于判定坡体高度是否满足边坡整体稳定性要求,这对于边坡工程设计是非常重要的参考依据。图 3 和图 4 分别给出坡顶裂缝深度 H_1/H 、坡角 β 、土体强度非均质系数 n_0 及各向异性系数 k 对隧道洞口含裂缝仰坡稳定性系数 $\gamma H/c$ 的影响。可以看出,与隧道洞口段不含裂缝仰坡相比,含裂缝仰坡的稳定性系数 $\gamma H/c$ 明显降低,说明坡顶裂缝的存在使得仰坡需要更小的临界坡高才能保持坡体稳定。不同坡角下的隧道洞口仰坡稳定性系数计算结果变化显著,特别是当坡角由 30° 增加至 45° 时,仰坡稳定性系数明显下降,说明坡角越陡临界坡高越小,而当坡角大于 45° 后,仰坡稳定性系数下降趋缓。从图 3 和图 4 还可以看出,土体强度非均质及各向异性对隧道洞口仰坡稳定性系数影响明显,表现为非均质系数 n_0 越大,仰坡稳定性系数越大。当 $n_0 = 0$ 时,不同裂缝深度下的仰坡稳定性系数接近并趋于一致。随着 n_0 增大,裂缝深度不同,仰坡稳定性系数差异增大。进一步分析发现当土体强度各向异性系数 k 越大时,仰坡稳定性系数越小。说明非均质系数越大、各向异性系数越小,隧道洞口仰坡临界坡高越大。

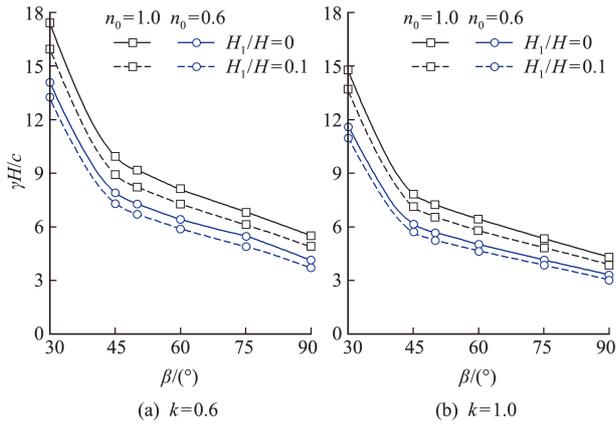


图3 裂缝深度及坡角对隧道洞口段仰坡稳定性系数影响
Fig. 3 Influence of crack depth and slope angle on stability factors of fissured slopes at tunnel entrance

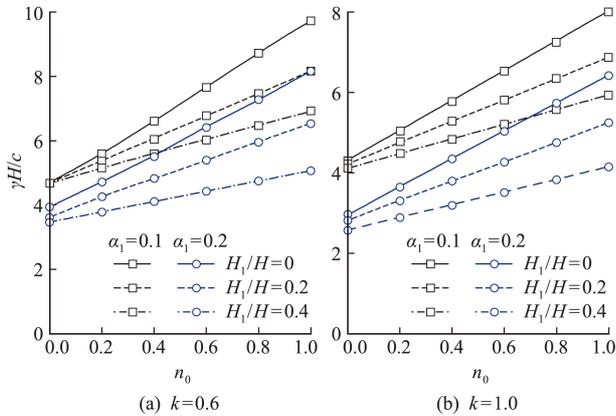


图4 土体非均质及各向异性对隧道洞口段含裂缝仰坡稳定性系数影响
Fig. 4 Influence of nonhomogeneity and anisotropy of soil strength on stability factors of fissured slopes at tunnel entrance

4.2 坡顶裂缝位置分布

裂缝深度及位置是影响潜在滑移面形成进而影响边坡稳定的两个重要因素。计算裂缝临界位置分布,可达到预判裂缝发展规律以利于采取相应加固措施的目的。图5给出土体非均质及各向异性对隧道洞口段仰坡坡顶裂缝位置分布的影响,可以看出,随着土体强度非均质系数 n_0 及各向异性系数 k 的增大,坡顶裂缝位置分布值 L/H (其中 $L=L_1-L_2$) 越大,表明坡顶裂缝位置分布越远离坡顶边缘,坡体易发生深层滑动。但当各向异性系数 k 超过 0.8 时,坡顶裂缝位置分布趋于稳定。此外,不同非均质系数 n_0 条件下,各向异性系数 k 的变化对坡顶裂缝位置分布影响存在明显差异,表现为各向异性系数 k 较小时,非均质系数 n_0 影响下的坡顶裂缝位置分布 L/H 差距较大,随着各向异性系数 k 增大,这种差异逐渐减小,直至 $k=1.0$ 时, L/H 趋于一致,说明对于均质土坡,各向异性对隧道洞口段仰坡坡顶裂缝位置分布影响较小。

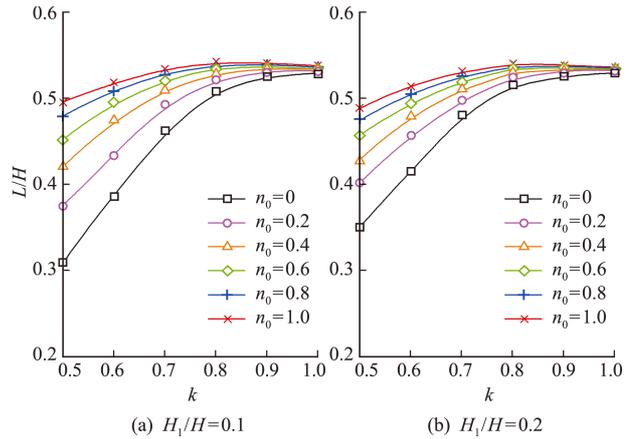


图5 土体非均质及各向异性对隧道洞口段仰坡坡顶裂缝位置分布影响
Fig. 5 Influence of nonhomogeneity and anisotropy of soil strength on critical position of cracks

4.3 隧道拱顶失稳范围

相较于传统的边坡稳定性研究,隧道洞口段仰坡稳定性除需考虑坡体稳定外,还需考虑边坡失稳对隧道稳定性的影响。由于本文构建的仰坡破坏机制为潜在滑移面穿过隧道拱顶处,因此,计算图1(a)中AD段(L_3 长度)的隧道拱顶失稳范围,可作为判定仰坡失稳是否会造成隧道拱顶破坏的重要参考。图6给出坡顶裂缝深度 H_1/H 及坡角 β 对隧道拱顶失稳范围 L_d/H 的影响。发现坡顶裂缝深度越大,隧道拱顶失稳范围越大,而随着坡角 β 的增大,隧道拱顶失稳范围减小。这是由于坡角越小,坡顶边缘位置距隧道洞口越远,仰坡潜在滑移面分布与隧道洞口的水平距离越远。当坡角增大时,坡顶边缘位置距隧道洞口越近,仰坡潜在滑移面分布离隧道洞口的水平距离也越近,造成仰坡潜在滑移面穿过隧道拱顶的位置距离隧道洞口

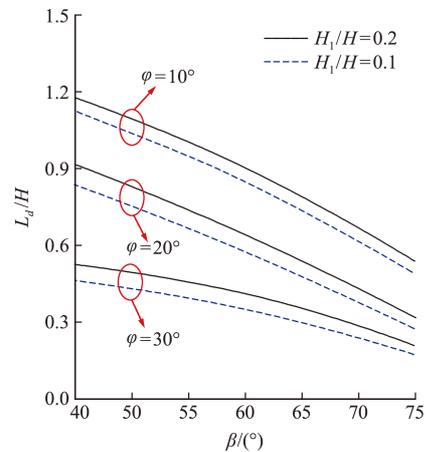


图6 裂缝深度及坡角对隧道拱顶失稳范围的影响
($k=0.8, n_0=0.6$)
Fig. 6 Influence of crack depth and slope angle on collapse range of tunnel vault ($k=0.8, n_0=0.6$)

较近。同时,从图 6 还可以看出,仰坡土体内摩擦角 φ 越大,隧道拱顶失稳范围 L_d/H 越小。图 7 给出土体非均质及各向异性对隧道拱顶失稳范围影响,发现图中土体强度非均质及各向异性对隧道拱顶失稳范围分布影响规律与图 5 相似,说明裂缝位置分布与隧道拱顶失稳范围密切相关,这是因为坡顶裂缝位置及隧道拱顶破坏位置分别对应潜在滑移面的起始及剪出位置。

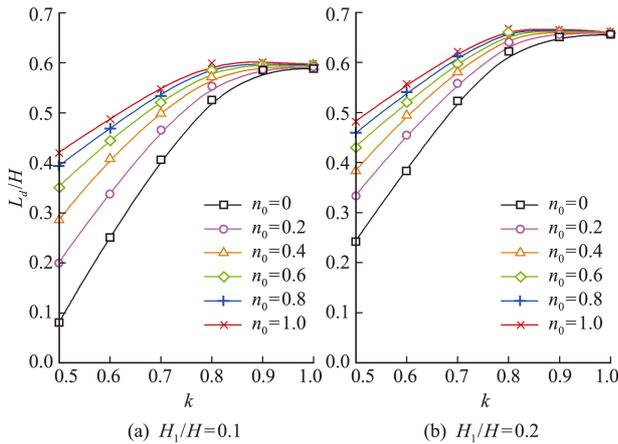


图 7 非均质及各向异性对隧道拱顶失稳范围影响 ($\beta=60^\circ, \varphi=20^\circ$)

Fig. 7 Influence of nonhomogeneity and anisotropy of soil strength on collapse range of tunnel vault ($\beta=60^\circ, \varphi=20^\circ$)

4.4 隧道洞口仰坡安全系数

结合抗剪强度系数折减法,极限分析上限法求解隧道洞口仰坡稳定性的解析式是包含安全系数的隐函数方程,这表明该方法难以直接求得坡体安全系数。本文给出一种利用稳定图间接计算非均质及各向异性影响下隧道洞口段含裂缝仰坡安全系数方法。设定 $H=10\text{ m}$, $H_1/H=0.2$, $\beta=60^\circ$, $c=40\text{ kPa}$, $\varphi=20^\circ$, $\gamma=18\text{ kN/m}^2$ 。设定 $n_0=0, 0.2, 0.4, 0.6, 0.8, 1.0$, $k=0.5, 0.6, 0.7, 0.8, 0.9, 1.0$ 。参照式(15)计算得到稳定性系数 N_f ,进一步绘制如图 8 所示纵坐标为 $c/\gamma H \tan \varphi$,横坐标为 $\tan \varphi/F_s$ 的稳定图。依据稳定图获得仰坡安全系数过程为,首先结合土体强度及坡体几何参数得到纵坐标 $c/\gamma H \tan \varphi$ 的值,进一步找到土体强度非均质及各向异性条件下纵坐标对应的稳定图横坐标 $\tan \varphi/F_s$ 值,最后通过已知土体内摩擦角 φ 反算得到隧道洞口仰坡安全系数 F_s 。如已知算例的参数值求得纵坐标 $c/\gamma H \tan \varphi=0.61$,当图 8(a)中 $n_0=1.0, k=0.6$ 时,对应横坐标 $\tan \varphi/F_s=0.304$,求得 $F_s=1.20 > 1.0$,仰坡处于稳定状态;当图 8(b)中 $k=1.0, n_0=0.6$ 时,对应横坐标 $\tan \varphi/F_s$

$F_s=0.385$,求得 $F_s=0.95 < 1.0$,仰坡处于失稳状态。

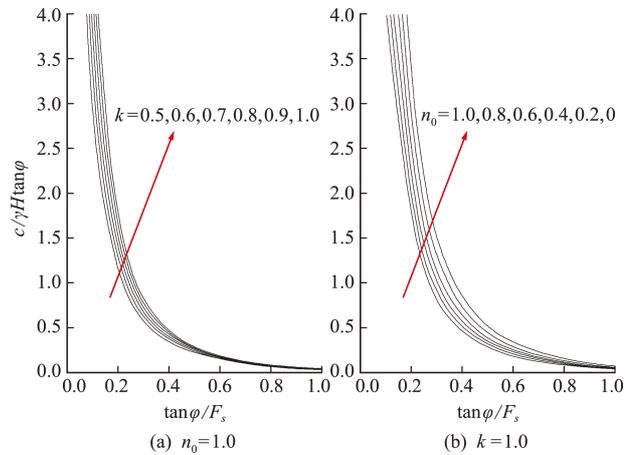


图 8 非均质及各向异性下仰坡稳定图 ($\beta=60^\circ, H_1/H=0.2, \alpha_1=0.2$)

Fig. 8 Stability charts of fissured slopes considering nonhomogeneity and anisotropy of soil strength ($\beta=60^\circ, H_1/H=0.2, \alpha_1=0.2$)

为完整研究土体非均质及各向异性对隧道洞口含裂缝仰坡安全系数的影响,进一步计算本文设定的不同 n_0 及 k 下的隧道洞口段仰坡安全系数,绘制安全系数与土体强度非均质及各向异性系数关系,如图 9 所示。可以看出,土体强度非均质性及各向异性对仰坡安全系数影响明显,表现为 n_0 越大, F_s 越大,而 k 越大, F_s 越小。说明土体强度非均质系数的增大有利于仰坡稳定,而各向异性系数的增大将导致仰坡安全系数降低,不利于仰坡稳定。

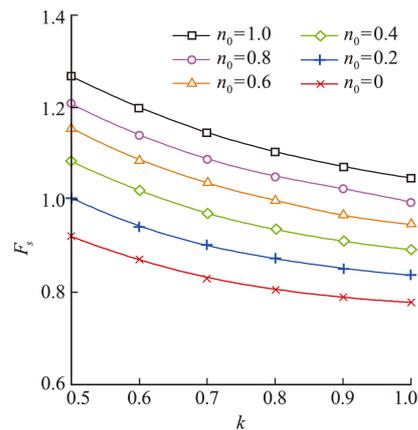


图 9 仰坡安全系数与土体强度非均质及各向异性关系 ($\beta=60^\circ, H_1/H=0.2, \alpha_1=0.2$)

Fig. 9 Relationship between stability factors and nonhomogeneity and anisotropy of soil strength ($\beta=60^\circ, H_1/H=0.2, \alpha_1=0.2$)

5 结论

基于极限分析上限理论和抗剪强度系数折减法,提出一种考虑土体强度非均质及各向异性影响

的隧道洞口含裂缝仰坡稳定性计算方法,重点分析了临界状态下土体非均质及各向异性对仰坡稳定性系数、坡顶裂缝位置分布、隧道拱顶失稳范围及仰坡安全系数的影响规律,研究表明,土体强度非均质性及各向异性对隧道洞口仰坡稳定性有明显影响。得到的主要结论如下。

(1) 将本文计算方法得到的稳定性系数解答与已有坡角及裂缝深度影响下的解答对比分析,验证了本文计算方法应用于隧道洞口含裂缝仰坡稳定性分析是合理的。

(2) 坡顶裂缝深度 H_1/H 越大、坡角 β 越大,仰坡的稳定性系数 $\gamma H/c$ 越小,仰坡所需临界坡高越小。土体强度非均质系数 n_0 越大,仰坡稳定性系数 $\gamma H/c$ 越大,而土体强度各向异性系数 k 越大,仰坡稳定性系数 $\gamma H/c$ 越小。表明非均质系数越大和各向异性系数越小,隧道洞口含裂缝仰坡临界坡高越大。

(3) 坡顶裂缝深度 H_1/H 越大,隧道拱顶失稳范围 L_d/H 越大,而坡角 β 越大,隧道拱顶失稳范围 L_d/H 越小。裂缝位置分布特征与隧道拱顶失稳范围密切相关,土体强度非均质系数 n_0 及各向异性系数 k 越大,隧道洞口段仰坡坡顶裂缝位置越远离坡顶边缘,且隧道拱顶失稳范围 L_d/H 越大。

(4) 土体强度非均质系数 n_0 越大,仰坡安全系数 F_s 越大,而各向异性系数 k 越大,仰坡安全系数 F_s 越小。表明土体强度非均质系数的增大有利于隧道洞口含裂缝仰坡稳定,而各向异性系数的增大不利于仰坡稳定。

参考文献(References):

- [1] 陈龙飞,游世辉,刘小飞,等.基于持续同调的边坡破坏过程的拓扑特征研究[J].计算力学学报,2021,38(2):146-153. (CHEN Long-fei, YOU Shi-hui, LIU Xiao-fei, et al. Topological feature study of slope failure process based on persistent homology machine learning[J]. *Chinese Journal of Computational Mechanics*, 2021, 38(2):146-153. (in Chinese))
- [2] 唐小富,吴卫,王亮.隧道洞口边仰坡稳定性分析及防护[J].铁道科学与工程学报,2014,11(2):106-110. (TANG Xiao-fu, WU Wei, WANG Liang. Slope stability of tunnel entrance and protection[J]. *Journal of Railway Science and Engineering*, 2014, 11(2):106-110. (in Chinese))
- [3] 李小青.隧道工程(第一版)[M].北京:中国建筑工业出版社,2010. (LI Xiao-qing. *Tunnel Engineering*(1st Edition)[M]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2010. (in Chinese))
- [4] 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 the soil slope with cracks considering the upper slope inclination[J]. *China Journal of Highway and Transport*, 2021, 34(5):45-54. (in Chinese))
- [5] 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. (in Chinese))
- [6] Al-Karni A A, Al-Shamrani M A. Study of the effect of soil anisotropy on slope stability using method of slices[J]. *Computers and Geotechnics*, 2000, 26(2):83-103.
- [7] Pan Q J, Dias D. Face stability analysis for a shield-driven tunnel in anisotropic and nonhomogeneous soils by the kinematical approach[J]. *International Journal of Geomechanics*, 2016, 16(3):04015076.
- [8] 黄润秋.20世纪以来中国的大型滑坡及其发生机制[J].岩石力学与工程学报,2007,26(3):433-454. (HUANG Run-qiu. Large-scale landslides and their sliding mechanisms in China since the 20th century [J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2007, 26(3):433-454. (in Chinese))
- [9] He Y, Liu Y, Zhang Y, et al. Stability assessment of three-dimensional slopes with cracks[J]. *Engineering Geology*, 2019, 252:136-144.
- [10] 邓东平,李亮,赵炼恒.河岸边坡稳定性及张裂缝最不利位置研究[J].中南大学学报(自然科学版),2013,44(9):3873-3883. (DENG Dong-ping, LI Liang, ZHAO Lian-heng. Critical position of tensile cracks and stability analysis in slope near river[J]. *Journal of Central South University (Science and Technology)*, 2013, 44(9):3873-3883. (in Chinese))
- [11] Senior R B. Tensile strength, tension cracks, and stability of slopes[J]. *Soils and Foundations*, 1981, 21(2):1-17.
- [12] Leshchinsky D. Slope stability analysis: Generalized approach[J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, 1990, 116(5):851-867.
- [13] Liu F T, Zhao J D. Limit analysis of slope stability by rigid finite-element method and linear programming considering rotational failure[J]. *International Jour-*

- nal of Geomechanics*, 2013, **13**(6): 827-839.
- [14] 汤祖平, 李 亮, 赵炼恒, 等. 含软弱夹层边坡稳定性的极限分析上限解析[J]. 铁道科学与工程学报, 2014, **11**(2): 60-64. (TANG Zu-ping, LI Liang, ZHAO Lian-heng, et al. Stability analysis of slopes with weak interlayer based on upper bound limit analysis [J]. *Journal of Railway Science and Engineering*, 2014, **11**(2): 60-64. (in Chinese))
- [15] 郑 刚, 赵佳鹏, 周海祚, 等. 抗滑桩加固含软弱夹层边坡的静动力极限分析[J]. 重庆大学学报, 2019, **42**(11): 47-55. (ZHENG Gang, ZHAO Jia-peng, ZHOU Hai-zuo, et al. Stability analysis of weak interlayer slopes reinforced with piles under seismic load [J]. *Journal of Chongqing University*, 2019, **42**(11): 47-55. (in Chinese))
- [16] Drucker D C, Prager W. Soil mechanics and plastic analysis or limit design[J]. *Quarterly of Applied Mathematics*, 1952, **10**(2): 157-165.
- [17] Chen W F. *Limit Analysis and Soil Plasticity*[M]. Amsterdam, New York: Elsevier Scientific Pub. Co., 1975.
- [18] 饶平平, 夏 云, 沈程林. 不同水位下降模式下非均质及各向异性边坡稳定性分析[J]. 上海理工大学学报, 2021, **43**(3): 277-285. (RAO Ping-ping, XIA Yun, SHEN Cheng-lin. Stability analysis of nonhomogeneous and anisotropic slopes subjected to different water drawdown modes[J]. *Journal of University of Shanghai for Science and Technology*, 2021, **43**(3): 277-285. (in Chinese))
- [19] Michalowski R L. Stability charts for uniform slopes [J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2002, **128**(4): 351-355.
- [20] Lo K Y. Stability of slopes in anisotropic soils [J]. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 1965, **91**(4): 85-106.
- [21] Utili S. Investigation by limit analysis on the stability of slopes with cracks [J]. *Géotechnique*, 2013, **63**(2): 140-154.

Upper bound solution of slopes with cracks at tunnel entrance considering nonhomogeneity and anisotropy of soil strength

ZHANG Jing-wu^{*1,2}, LI Ming-dong¹, RONG Yao², LIU Zhi-dan³, GUAN Zhong-min⁴

(1. School of Civil Engineering and Architecture, East China University of Technology, Nanchang 330013, China;

2. Jiangxi Transportation Research Institute Co., Ltd., Nanchang 330200, China;

3. School of Civil Engineering, Hefei University of Technology, Hefei 230009, China;

4. Pengsheng Construction Group Co., Ltd., Shangrao 334600, China)

Abstract: In view of the slope stability evaluation error caused by ignoring the nonhomogeneity and anisotropy of soil, the theory of limit analysis coupled with the strength reduction method is applied, and the analytical formula for the stability of the slopes with cracks at tunnel entrance considering nonhomogeneity and anisotropy is derived. The influence of nonhomogeneity and anisotropy on the stability coefficient of slopes, the crack position of the slopes, the collapse range of tunnel vault and the safety factor are explored. The results demonstrate that the greater the crack depth and slope angle, the smaller the stability coefficient of the slope. The larger the nonhomogeneity coefficient and the smaller the anisotropy coefficient are, the larger the critical height of the slope is. When the nonhomogeneity coefficient and anisotropy coefficient increase, the crack position gets farther away from the edge of the top of the slope, which means the collapse range of the tunnel vault becomes greater. The increase of the coefficient of nonhomogeneity is beneficial to the stability of the slope, while the increase of the coefficient of anisotropy will lead to the instability of the slope.

Key words: tunnel; slope stability; nonhomogeneity; anisotropy; tensile crack; limit analysis

引用本文/Cite this paper:

张京伍, 李明东, 荣 耀, 等. 隧道洞口段非均质及各向异性土质裂缝仰坡稳定性上限解[J]. 计算力学学报, 2023, **40**(2): 281-288.

ZHANG Jing-wu, LI Ming-dong, RONG Yao, et al. Upper bound solution of slopes with cracks at tunnel entrance considering nonhomogeneity and anisotropy of soil strength [J]. *Chinese Journal of Computational Mechanics*, 2023, **40**(2): 281-288.