

高原地区抗滑桩边坡稳定性分析

秦俊熠, 桑彦庭, 佟新日, 彭 麒

(中国建筑土木建设有限公司, 北京 100071)

摘要: 由于实际环境的复杂性与多变性, 边坡自然沉积土体的强度参数均具有各向异性与非均质性, 强度参数的改变对边坡安全系数具有影响。基于抗滑桩土拱效应的影响, 考虑边坡土体强度参数的各向异性与非均质性, 通过编程二次开发有限元软件, 建立土体强度各向异性与非均质性的抗滑桩边坡模型, 分析土体强度参数各向同性与各向异性条件下边坡安全系数的变化。研究结果表明, 各向异性的非均质系数为 0.5 时, 对抗滑桩边坡安全系数影响最大, 比各向同性均质的边坡安全系数降低 22.9%。与水平向黏聚力强度相比, 垂直向对抗滑桩边坡稳定性影响更大, 土体各向异性与非均质性对抗滑桩边坡稳定性分析十分重要。

关键词: 抗滑桩边坡; 各向异性; 非均质性; 有限元; 稳定性分析

中图分类号: TV3 **文献标志码:** A **文章编号:** 1671-1807(2023)05-0245-06

滑坡作为一种多发性的地质灾害, 严重威胁经济社会的发展, 给人类生命和财产安全带来了不利影响。抗滑桩技术对边坡土体扰动较小且施工过程简单, 已成为加固边坡中一种常用的技术^[1-3]。现有的抗滑桩边坡稳定性研究中大多将土体设置为均质的以及各向同性的, 但由于现场环境的复杂性, 多数边坡土体的强度参数均具有各向异性与非均质性^[4-7]。某滑坡体位于四川省甘孜藏族自治州康定市, 为一中型顺层岩质滑坡, 在降雨工况下有可能会发生失稳, 且现有研究中针对该滑坡的分析较少, 因此基于土体各向异性及非均质性结合降雨条件对某滑坡体进行稳定性分析具有重要意义。

现有研究中, 边坡土体强度各向异性与非均质性的稳定性分析主要分为有限元法与极限平衡理论, Lo^[8]采用极限平衡法分析黏聚力的各向异性对边坡稳定性的影响。Arai 等^[9]针对临界非圆弧滑动面的边坡比较土体强度各向异性和各向同性的影响, 结果表明考虑土体各向异性时边坡安全系数更小。Al-Karni 等^[10]采用 Casagrande 公式考虑黏聚力各向异性, 结合 Bishop 法分析二维边坡的安全系数。Schweiger 等^[11]采用有限元及强度折减法分析了边坡的稳定性, 研究表明获得真实的安全系数需考虑土体强度的各向异性。王建锋等^[12]考虑土

体强度非线性和各向异性, 利用莫尔库仑准则分析了边坡稳定性。王栋等^[13]、张帮鑫^[14]利用有限元软件结合编程, 分析土体各向异性对边坡稳定的影响, 采用强度折减法后可自动得到边坡的安全系数。

运用有限元软件建立考虑滑坡土体强度各向异性与非均质性的抗滑桩边坡有限元模型, 结合实际工程新都桥车站抗滑桩边坡进行计算, 分析该边坡在考虑土体强度各向异性与非均质性条件下的安全稳定性, 研究结果为新都桥车站抗滑桩边坡稳定性研究提供理论依据及数值结果, 为该类型抗滑桩滑坡研究提供思路。

1 计算理论

1.1 非线性有限单元法基本方程

在有限元中, 每一个单元中结点受力都会产生一定的变形, 这种变形称为位移, 一般分为水平方向及垂直方向的位移分量, 其表达式为

$$f^e = [N_i \ N_j \ N_m] \delta^e = N \delta^e \quad (1)$$

式中: f^e 表示位移函数; N 反映了单元内位移的分布形状, 又称为形函数; δ^e 为结点的位移。获得单元的位移函数后, 对单元体的应变变量进行计算分析, 应变函数表达式为

$$\epsilon^e = B \delta^e = [B_i \ B_j \ B_m] \delta^e \quad (2)$$

式中: B 为单位应变矩阵。继而可以获得单元体的

收稿日期: 2022-10-20

作者简介: 秦俊熠(1999—), 男, 湖北随州人, 中国建筑土木建设有限公司, 施工员, 研究方向为抗滑桩边坡稳定性分析; 桑彦庭(1994—), 男, 甘肃临洮人, 中国建筑土木建设有限公司, 专业工程师, 研究方向为抗滑桩边坡稳定性分析; 佟新日(1993—), 男, 辽宁建平人, 中国建筑土木建设有限公司, 专业工程师, 研究方向为抗滑桩边坡稳定性分析; 彭麒(1997—), 男, 四川眉山人, 中国建筑土木建设有限公司, 施工员, 研究方向为抗滑桩边坡稳定性分析。

应力矩阵为

$$\mathbf{S} = [S_i \ S_j \ S_m] \quad (3)$$

对于非线性材料,其本构关系为

$$\mathbf{K}_e \Delta \delta = \Delta \mathbf{R} = \Delta \mathbf{R}_d + \mathbf{Q}_d^0 + \Delta \mathbf{R}^p \quad (4)$$

式中: $\mathbf{K}_e$ 表示结构劲度矩阵; $\Delta \mathbf{R}_d$ 外荷载增量; $\mathbf{Q}_d^0$ 表示初始不平衡力。

1.2 弹塑性理论

当土体材料处于弹性阶段或塑性区的弹性卸载阶段时,应力应变关系应满足虎克定律,其表达式为

$$\Delta \sigma = \mathbf{D} \Delta \epsilon \quad (5)$$

式中: $\mathbf{D}$ 表示弹性矩阵; ϵ 为应变。当土体材料进一步变形,进入塑性阶段时,变形增量分为弹性及塑性两方面,其塑性变形增量应符合流动法则,其表达式为

$$\Delta \epsilon^p = d\lambda \frac{\partial F}{\partial \sigma} \quad (6)$$

式中: $\Delta \epsilon^p$ 为塑性应变,土体材料进入塑性阶段后, $d\lambda$ 为非负的比例系数,它不仅和材料性质有关,而且和塑性变形历史有关,其应力应变关系满足式(6); F 为屈服函数; σ 为应力。

1.3 基于有限元极限平衡法的边坡稳定性分析

极限平衡法与有限元法都各自存在一些不足与问题。极限平衡法能表示出边坡稳定性系数明确的物理意义,但其未能体现岩土体在受力情况下的应力应变关系;有限单元法虽能较好地描述其应力应变分布,但无法得到确切的安全系数。因此结合二者的优点对边坡稳定性进行分析。针对二维平面应变问题,基于有限元的极限平衡法计算获得滑坡体内的应力分布状态,由莫尔库仑准则获得滑坡体的抗剪强度为

$$\tau_t = \sigma_n \tan \varphi' + c' \quad (7)$$

式中: τ_t 为滑带的抗剪强度; σ_n 为滑带土的法向应力; φ' 为滑坡体的有效内摩擦角; c' 为有效黏聚力。则滑坡体沿滑带滑动的安全系数表示为

$$K = \int_1 (\tau_t = \sigma_n \tan \varphi' + c') dL / d \int_1 \tau dL \quad (8)$$

基于式(7)、式(8),边坡稳定性问题便可转化为数学问题,即在滑坡体应力场内,寻求滑带对应的最小安全系数值。

1.4 考虑土体强度的各向异性

现场环境的复杂性、物质沉积类型的差异性以及应力的不同将会使边坡土体具有明显的各向异性与非均质性。莫尔库仑准则已经很好地应用于边坡稳定性分析研究中,但若采用该弹塑性准则进行边坡土体稳定性分析,内摩擦角 φ 一般表现为各向同性,因此使黏聚力 c 表现为各向异性和非均质

性,其计算方式表示为^[15-16]

$$c_i = c_h + (c_v - c_h) \cos^2 i \quad (9)$$

式中: c_h 为水平方向上的黏聚力参数; c_v 为垂直方向上的黏聚力参数; i 为土体最大主应力与垂直方向的夹角。将水平黏聚力与垂直黏聚力参数的比值假定为各向异性系数,即

$$k = \frac{c_h}{c_v} \quad (10)$$

将所得的各向异性系数代入式(8)可得

$$c_i = \left(1 + \frac{1-k}{k} \cos^2 i\right) c_h k_i \quad (11)$$

1.5 考虑土体的非均质性

边坡土体的非均质性表现为土体黏聚力参数随深度增加而增大,其表达式为

$$c_h = c_{h0} + \lambda h \quad (12)$$

式中: h 为土体高度; λ 为黏聚力线性变化时的斜率。

2 工程概况

某滑坡体位于甘孜州,滑坡整体形态近似呈圈椅状(图1),边坡高程为3 499~3 660 m,前后缘高差约160 m,坡度30°~44°,沿线位于山间河谷区,地形起伏相对较小,河流切割中等,地形整体较平缓,宽度约223 m,纵向长度约221 m,面积约49 283 m²。该滑坡在大地构造上位于全球著名的特提斯-喜马拉雅构造域东缘的泛华夏大陆古生代-中生代羌塘-三江构造区,位于松潘-甘孜造山带间,岩体较破碎。如图2所示,滑坡纵向表现为后缘较薄,中部、前缘较厚,横向表现为两侧较薄,中部厚15~30 m,体积约为700 000 m³,滑坡体主要为四系崩积层(Q_4^{col})碎石土;坡洪积层(Q_4^{dl+pl})粉质黏土、角砾土、碎石土;冲洪积层(Q_4^{pl+pl})粉质黏土、圆砾土、卵石土;坡残积层(Q_4^{dl+el})粉质黏土、角砾土、碎石土。下伏基岩:三叠统西康群两河口组($T_3 ln^3$),薄-中层板岩夹石英砂岩。车站路基于滑坡体边缘通过,为保证滑坡体稳定,于滑坡体前缘设置一排锚索桩进行加固。



图1 某滑坡体抗滑桩边坡

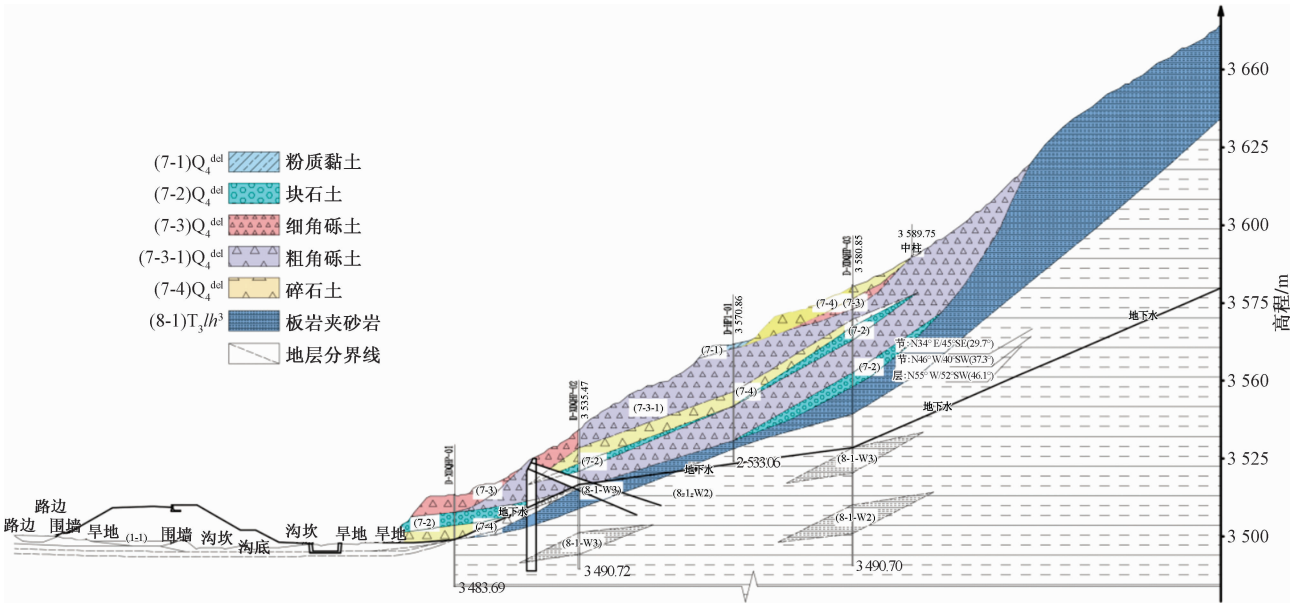


图 2 某滑坡体抗滑桩边坡剖面图

D2K394+602.61~D2K394+797.79 段线路右侧长 195.18 m,于该滑坡体坡脚设置抗滑桩,沿 AK 基线方向桩(中~中)间距为 4.0~6.0 m,桩截面采用 1.5 m×2.5 m~2.0 m×3.0 m。桩身靠基线侧一面与基线 AK 平行,距基线 AK 距离为 105.09~130.8 m,桩长 12.0~39.0 m,桩编号 1#~34#,共设置 34 根桩,桩身采用 C45 混凝土灌注。

3 各向异性边坡有限元数值模型

3.1 模型参数

根据地勘资料,获得滑坡土体的物理力学参数,见表 1。

表 1 地层物理力学指标

土体	重度 γ / ($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	黏聚力 c / kPa	抗剪强度 φ	σ_0 / ($\text{kN} \cdot \text{cm}^{-3}$)	f_s / kPa
粉质黏土(Q_4^{del})	19	20	17	150	50
块石土(Q_4^{del})	22	18	42	350	130
细角砾土(Q_4^{del})	19	20.5	32	200	70
粗角砾土(Q_4^{del})	21	19	35	250	90
碎石土(Q_4^{del})	21	19	38	300	130
板岩夹砂岩($T_3 l h^3$)	23	17	44	350	120

由于有限元软件中土体材料参数默认为各向同性,因此结合王栋等^[13]的研究进行应用,满足边坡土体材料各向异性的要求,步骤如下。

步骤 1:对边坡模型进行编程,获得边坡模型网格每个节点的应力应变值,计算各节点的值 i ,并将值 i 根据土体材料的不同划分为若干个区域,不同区域的值 i 对应不同的场变量。

$$\cos(2i) = \frac{\sigma_z - \sigma_x}{2r} \tag{13}$$

$$r = \sqrt{\frac{(\sigma_z - \sigma_x)^2}{4} + \tau_{xz}^2} \tag{14}$$

步骤 2:计算每一区域的平均黏聚力,将其输入不同的场变量中,进而对每个节点的黏聚力进行赋值。

步骤 3:将边坡土体分为若干个水平层,计算各个水平层的黏聚力值,表现出滑坡土体的非均质性及各向异性。

步骤 4:有限元软件无法直接采用强度折减法针对边坡非均质性及各向异性的土体进行计算,因此将强度折减数值手动输入进而获得滑坡稳定性系数。

3.2 计算工况

依据 2022 年 1—5 月某滑坡体的降雨实时监测调度资料,如图 3 所示,降雨强度最高为 424 mm,且 5 月 10—28 日降雨变化较为剧烈,因此选用该时间段的降雨条件作为滑坡模型的计算工况,分析在该降雨条件下新都桥车站抗滑桩滑坡的稳定性。

3.3 有限元模型

依据地质地形资料,建立长 220 m,高 160 m 的抗滑桩边坡三维模型(图 4),地层分界线以下为岩体,地层分界线以上为土体,土体分为 5 个不同区域,如图 2 的地质资料。该有限元模型网格为 8 节点六面体单元类型,共 8 476 个网格,限定模型前后面的竖向位移,限定模型左右面的水平向位移以及

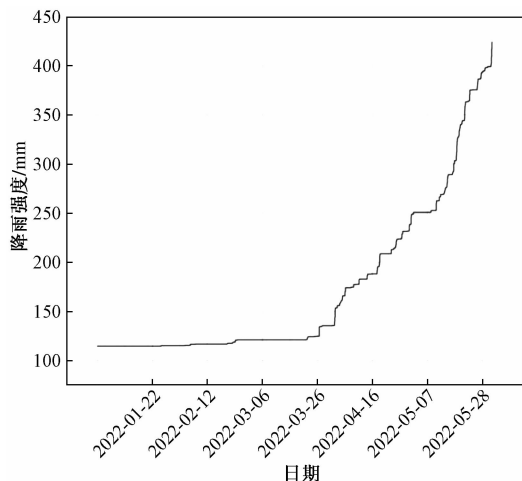


图 3 实时监测的降雨强度

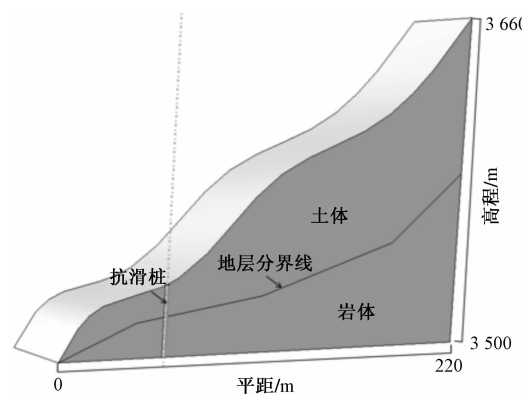


图 4 滑坡有限元模型

底部 3 个方向的位移,对土体和抗滑桩施加重力荷载及降雨面荷载。

4 有限元结果分析

4.1 各向异性与非均质性条件下边坡稳定性分析

在土体均质(即非均质系数 $n=1$)条件下,分析土体强度各向异性变化时对边坡安全系数的影响,预设各向异性系数为 $0.1 \leq k \leq 1$ 。计算获得不同各向异性系数下均质边坡安全系数,如图 5 所示。 k 在 $0.1 \sim 0.5$ 区间内安全系数逐渐降低,当 $k=0.5$ 时,安全系数值最小, k 在 $0.5 \sim 0.9$ 区间内安全系数逐渐增大,因此选择各向异性系数 $k=0.5$ 时进行进一步分析。

当土体强度参数表征为各向同性,即各向异性系数 $k=1$ 时,计算获得抗滑桩边坡安全系数为 1.4。与变化最为剧烈 $k=0.5$ 时比较, $k=1$ 时抗滑桩边坡安全系数明显高于考虑土体强度参数各向异性时的安全系数,约高出 9.46%。与 $k=0.1$ 边坡安全系数为 1.347 相比,各向同性计算得到的安全系数约高出 3.9%,表明土体强度参数各向异性

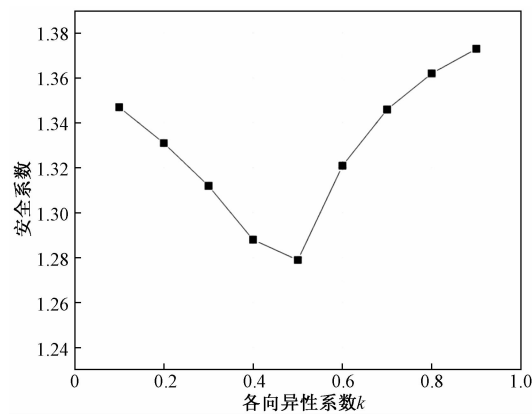


图 5 不同各向异性系数下的安全系数

对抗滑桩边坡稳定性的影响较大。

当各向异性系数 $k=0.5$ 时引入土体非均质性条件,计算获得不同非均质性系数条件下抗滑桩边坡安全系数,如图 6 所示。由土体非均质性系数 $n=0.5, k=0.5$ 与 $n=1, k=1$ 时计算所得,当抗滑桩边坡未考虑土体强度各向异性与非均质性时其安全系数显著增大,约变化 22.9%。在实际边坡中,土体强度都表现出不同的各向异性与非均质性,但现有研究中分析抗滑桩边坡稳定性时多数假定土体各向同性与均质性进行计算,然而该计算结果往往会比实际边坡安全系数高出不少,致使研究结果高估边坡的稳定性,引起不利后果。因此,抗滑桩边坡稳定性研究中不可忽视土体强度各向异性与非均质性的条件。

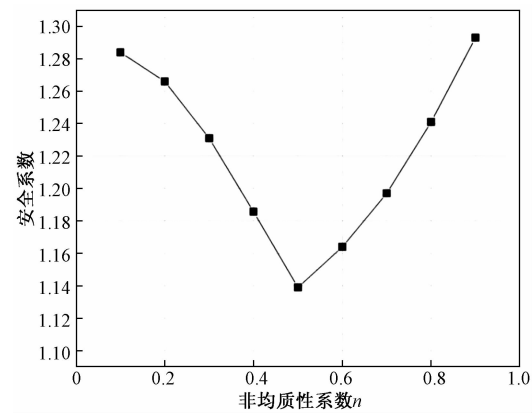


图 6 不同非均质性系数下的安全系数

4.2 边坡变形分析

不同各向异性系数与非均质性系数条件下,选取抗滑桩边坡坡脚处作为参考点进行边坡变形分析,其水平方向位移变化曲线如图 7、图 8 所示。图 7 为不同各向异性系数下的水平位移增量,各向异性系数 $k=0.5$ 时,边坡水平位移增量最大,容易

发生边坡变形,且抗滑桩阻止了其上部边坡土体的变形滑动,但抗滑桩前部土体依然向下失稳变形。当各向异性系数 $k=0.9$ 时,坡脚水平位移最小,印证了前文计算所得的安全系数变化趋势,表明了水平黏聚力变化对边坡变形的影响较垂直黏聚力变化更小,因此应更注重垂直向的土体各向异性。图 8 为考虑土体非均质性时边坡的位移变化,此时坡脚位移增量整体较不考虑土体非均质性时更大,当非均质系数 $n=0.5$ 时,坡脚位移变化最大,当非均质系数 $n=0.9$ 时,坡脚水平位移最小,表明土体非均质性对边坡变形的影响显著。

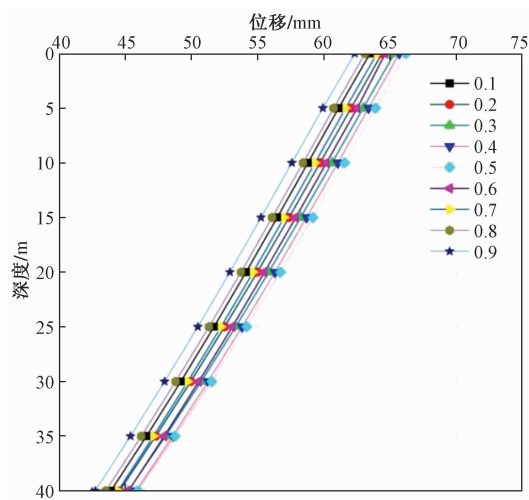


图 7 不同各向异性系数下的位移

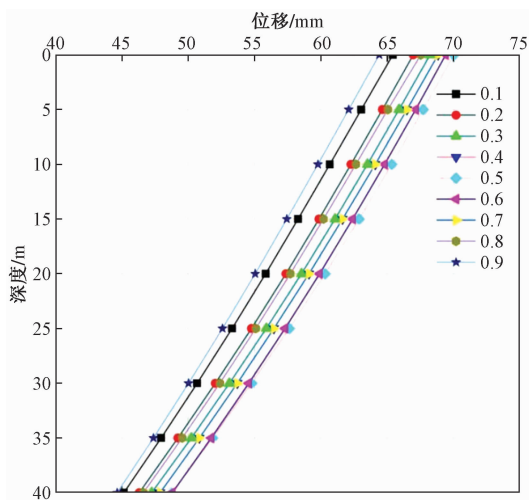


图 8 不同非均质性系数下的位移

5 结论

调研某滑坡体抗滑桩边坡的地质地形资料,统计分析该地区的降雨条件变化,建立考虑土体强度各向异性和非均质性的某滑坡体抗滑桩边坡有限

元模型,分析土体各向同性与各向异性条件下边坡安全系数的变化。得到以下结论:

1)通过对有限元软件的二次开发,更为全面地考虑了边坡土体强度各向异性与非均质性以及抗滑桩的土拱效应,获得更为准确的抗滑桩边坡稳定性计算结果。

2)强度各向异性均质边坡的安全系数较各向同性均质边坡降低约 9.46%;当抗滑桩边坡土体强度参数为各向异性与非均质性时,边坡的安全系数较各向同性均质边坡的安全系数降低了 22.9%。与水平向黏聚力变化相比,垂直向的各向异性对边坡稳定性影响更大,因此,土体强度各向异性和非均质性在抗滑桩边坡稳定性分析中十分重要。

3)建立了考虑土体黏聚力强度各向异性和非均质性的某滑坡体抗滑桩边坡有限元模型,为后续研究抗滑桩边坡稳定性提供了新的思路,为各向异性的抗滑桩边坡稳定性影响因素的相关研究奠定了理论基础。

参考文献

[1] KOURKOULIS R, GELAGOTI F, ANASTASOPOULOUS I, et al. Hybrid method for analysis and design of slope stabilizing piles[J]. Journal of Geotechnical & Geo-environmental Engineering, 2011, 138(1): 1-14.

[2] 周繁铭,董旭光,李峥,等.降雨入渗对锚杆加固多级边坡稳定性影响分析[J]. 科学技术与工程, 2022, 22(28): 12550-12556.

[3] 解瑞松,巩悦,韩飞,等.抗滑桩对边坡桥梁桩基受力变形的影响[J]. 科学技术与工程, 2022, 22(9): 3665-3673.

[4] BISHOP A W. The strength of soils as engineering materials[J]. Geotechnique, 1966, 16(2): 91-130.

[5] 彭晓钢,王寰宇,李有志,等.考虑土体非均质各向异性特征及地震效应的挡墙主动土压力分析[J]. 铁道科学与工程学报, 2022, 19(1): 112-119.

[6] 林敬辉,田雨.考虑土层各向异性的朗肯被动土压力公式[J]. 公路, 2021, 66(12): 76-81.

[7] SERGI C, MIGUEL M, ANTONIO G, et al. Numerical simulation of the undrained stability of slopes in anisotropic fine-grained soils[J]. Geomechanics & Geoengineering, 2018: 1-12.

[8] LO K Y. Stability of slopes in anisotropic soils[J]. Atmospheric Chemistry & Physics, 1965, 12(23): 11679-11694.

[9] ARAI K, NAKAGAWA M. Influence of strength anisotropy on the search for critical noncircular slip surface[J]. Journal of the Japanese Society of Soil Mechanics & Foundation Engineering, 2008, 26(3): 129-136.

[10] AL-KARNI A A, AL-SHAMRANI M A. Study of the

effect of soil anisotropy on slope stability using method of slices[J]. Computers & Geotechnics, 2000, 26(2): 83-103.

[11] SCHWEIGER H F, WILTAFSKY C, SCHARINGER F, et al. A multilaminate framework for modelling induced and inherent anisotropy of soils[J]. Géotechnique, 2009, 59(2): 87-101.

[12] 王建锋, 陈祖煜, 张基泰. 各向异性非线性强度条件下的边坡稳定性[J]. 力学与实践, 2004(5): 22-26.

[13] 王栋, 金霞. 考虑强度各向异性的边坡稳定有限元分析[J]. 岩土力学, 2008(3): 667-672.

[14] 张帮鑫, 贾剑青, 赖远明, 等. 考虑分区各向异性和渗流作用的边坡稳定性研究[J/OL]. 土木与环境工程学报(中英文): 1-9[2022-12-10]. <http://kns.cnki.net/kcms/detail/50.1218.TU.20211109.1754.002.html>.

[15] NIAN T K, CHEN G Q, LUAN M T, et al. Limit analysis of the stability of slopes reinforced with piles against landslide in nonhomogeneous and anisotropic soils[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2008, 45(8): 1092-1103.

[16] 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.

Slope Stability Analysis of Anti-slip Piles in Plateau Area

QIN Junyi, SANG Yanting, TONG Xinri, PENG Qi

(China Building Civil Construction Co., LTD., Beijing 100071, China)

Abstract: Due to the complexity and variability of the actual environment, the strength parameters of the natural sedimentary soil of the slope are anisotropic and heterogeneous, and the change of the strength parameters has an impact on the safety factor of the slope. Based on the influence of anti-slide pile soil arching effect, considering the anisotropy and heterogeneity of soil strength parameters of slope, the anti-slide pile slope model with soil strength anisotropy and heterogeneity is established by programming the secondary development of finite element software, and the change of slope safety factors under the isotropic and anisotropic soil strength parameters are analyzed. The results show that when the heterogeneity coefficient of each anisotropy is 0.5, it has the greatest impact on the safety factor of the anti-slide pile slope, which is 22.9 % lower than that of the isotropic homogeneous slope. Compared with the horizontal cohesion strength, the vertical influence on the stability of anti-slide pile slope is greater, and the anisotropy and heterogeneity of soil are very important for the stability analysis of anti-slide pile slope.

Keywords: anti-slide pile slope; anisotropy; heterogeneity; finite element; stability analysis