

土-岩组合地基变截面锚杆承载性能与机制研究

曾二贤¹, 程述一², 伍林伟¹, 陈 成³, 吏 焱¹, 刘观仕³

(1. 中国电力工程顾问集团中南电力设计院有限公司, 湖北 武汉 430071; 2. 国家电网公司, 北京 100031;

3. 中国科学院武汉岩土力学研究所 岩土力学与工程国家重点实验室, 湖北 武汉 430071)

摘 要: 以山区输电线路工程为背景, 针对实践中广泛遇到的上土下岩二元层状地基, 提出了一种变截面锚杆技术, 其原理是通过增大上覆土层中锚杆的截面积, 达到充分利用上覆土层和下部岩层承载力的目的。为检验变截面锚杆的性能, 采用现场真型试验和数值模拟相结合的手段, 探讨了其承载力提升机制, 分析了不同因素对承载特性的影响规律。研究表明, 较等截面锚杆, 变截面锚杆的上拔、下压以及水平承载力均有所提升。其中, 水平承载性能提升效果最显著。场地覆土层厚度对锚杆上拔承载力影响较大, 对下压和水平承载性能影响较小。场地地形坡度对锚杆水平承载性能有较大影响, 二者呈负相关。此外, “上拔荷载+水平荷载”模式下, 变截面群锚基础的承载性能优于等截面群锚基础和传统复合基础, 且具有土方开挖量小以及更适用于斜坡地形的优点。研究成果可为该新型基础的推广应用提供技术支撑。

关 键 词: 输电线路; 杆塔基础; 岩石锚杆; 土-岩组合地基; 数值分析

中图分类号: TU 431

文献标识码: A

文章编号: 1000-7598 (2024) 07-2117-12

Bearing behavior and mechanism of variable-section anchors in soil-rock composite foundation

ZENG Er-xian¹, CHENG Shu-yi², WU Lin-wei¹, CHEN Cheng³, LI Yao¹, LIU Guan-shi³

(1. Central Southern China Electric Power Design Institute of CPECC, Wuhan, Hubei 430071, China; 2. State Grid Corporation of China, Beijing 100031, China;

3. State Key Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Institute of Rock and Soil Mechanics,

Chinese Academy of Sciences, Wuhan, Hubei 430071, China)

Abstract: A type of variable cross-section anchor is proposed for the binary layered foundation with upper soil and lower rock that is widely encountered in transmission line engineering. Its principle is to increase the cross-sectional area of the anchor in the overlying soil layer to fully utilize the bearing capacity of the soil and rock. To examine the performance of the proposed anchor, the load-bearing capacity improvement mechanism of the variable cross-section anchor is discussed through a combination of field tests and numerical simulations, and the effect of different factors on the bearing performance is investigated. The results indicated that compared with uniform section anchor, the uplift, downward, and horizontal bearing capacities of the variable cross-section anchor are increased, and the horizontal bearing performance is improved significantly. The thickness of covering soil on the sites has a significant impact on the uplift bearing capacity of the anchor, while the influence on the downward and horizontal bearing capacity is less. The terrain slope of site has a great influence on the horizontal load-bearing performance of the anchor, and the two are negatively correlated. Furthermore, under the “uplift + horizontal” loading, the group anchor foundation with variable cross-section anchor exhibits higher bearing capacity than the one with uniform section anchor and the traditional composite foundation, and also has the advantages of small excavation volume and more suitable for slope terrain. This study can provide technical support for the application of this new type of foundation.

Keywords: transmission line; tower foundation; rock bolt; soil-rock combination foundation; numerical analysis

收稿日期: 2023-11-30

录用日期: 2024-03-12

基金项目: 国家电网有限公司科技项目 (No. SGZB0000TGJS2300369); 中电工程中南电力设计院科技项目 (No. QQ02231); 国家自然科学基金 (No. 41972293)。

This work was supported by the Science and Technology Project of State Grid Corporation of China (SGZB0000TGJS2300369), the Science and Technology Project of Central Southern China Electric Power Design Institute (QQ02231) and the National Natural Science Foundation of China (41972293).

第一作者简介: 曾二贤, 男, 1984 年生, 硕士, 高级工程师, 从事电力工程方面的设计与研究工作。E-mail: zengerxian@csepd.com

通讯作者: 陈成, 男, 1986 年生, 博士, 副研究员, 主要从事岩土工程研究。E-mail: cchen@whrsm.ac.cn

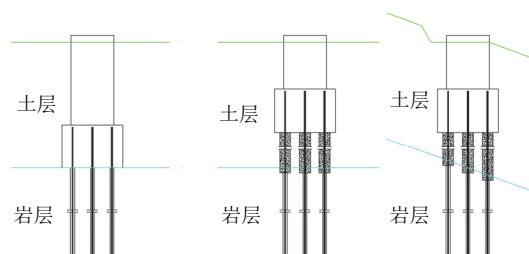
1 引言

我国近年来大力发展特高压电网工程,投资规模超过 1 500 亿元,但规划中的电网工程沿线地形以山地为主,建设条件复杂,如宁电入湘工程的山地、高山、峻岭类地形占比近 90%。因地制宜进行输电线路杆塔基础选型,具有重要的经济和环境意义^[1]。

对于丘陵山区输电线工程,当上覆土层较厚时,杆塔基础常采用掏挖基础和挖孔桩基础;当岩石覆盖层薄且岩性较好时,往往采用岩石锚杆基础。近年来,针对我国丘陵山区广泛存在的具有一定覆盖层厚度(2~3 m)的上土下岩二元层状地基,一些学者提出了承台式(或掏挖式)-锚杆复合型基础型式^[2-4]。基础承台一般置于土-岩交界面上或嵌入岩体中,下部锚杆嵌于岩体中。基础上拔时,基础承台和下部群锚可充分调动土体和岩体的承载力;基础下压时,可利用承台发挥岩体的抗压承载力。这种复合型基础具有施工机械化程度高,施工设备体积小,对环境破坏小,是一种“资源节约、环境友好”的基础型式。目前,一些学者已对这种复合型基础进行了一定的研究。郑卫峰等^[5-6]通过开展现场真型试验,研究了复合型基础的承载特性与破坏模式。Rattley 等^[7]基于现场真型试验,提出了复合型基础抗拔承载力计算方法。毛丽荣等^[8]采用数值模拟方法,分析了复合型基础各部分承载力发挥情况与岩土体塑性区分布规律,认为上拔变形刚度较大的岩锚基础对复合型基础承载极限状态起控制作用。

以往工程应用实践表明,山区输电线路往往地形坡度大、覆盖土层厚薄不一,尤其是土-岩组合地基、陡峭斜坡地形的塔位大量存在。对于斜坡地形,若采用上述复合型基础,则存在岩体开挖或爆破,施工难度和成本较高。另一方面,当上覆土层厚度较大时,如覆土厚度为 3~5 m,若将基础承台置于基岩面上,则土方开挖量较大,易对生态环境造成较大破坏;若将承台置于土层,复合基础的抗压和水抗水平承载力明显降低^[9],可能导致承载力不足的问题。鉴于此,对上述承台式(或掏挖式)-锚杆复合型基础型式进行改进,提出一种变截面的锚杆基础型式,其承台完全置于土层中,如图 1 所示。为提高基础的抗倾覆性能和利用岩土体的承载力,承台下部锚杆由原来的等截面锚杆变为变截面锚杆,即增加了土层中锚杆的直径。为避免承台下锚杆施工出现串孔现象,锚杆间距一般取为 4 倍锚

杆直径。从经济性出发,锚杆基础承台的尺寸不宜过大,这就要求变截面锚杆加粗段直径不宜太大。此外,目前山区输电线路岩石锚杆基础工程实践中,等截面锚杆的施工有专用的便携式锚杆钻机,其成孔直径一般为 0.12 m,为便于锚杆加粗段施工及有效提升变截面锚杆的工作性能,锚杆加粗段直径不宜太小。综合考虑上述因素,变截面锚杆在土层中加粗段的直径选取为 0.25 m。此外,为充分发挥下卧岩层的承载力,提出将变截面锚杆加粗段嵌岩。变截面锚杆加粗段成孔器械为机械式洛阳铲,若嵌岩深度太深,机械洛阳铲在岩层中成孔难度较大,为此,变截面锚杆的嵌岩深度选取为 1 倍锚杆直径,即 0.25 m。相对于改进前的基础型式,改进后基础可减少岩土体开挖量,施工难度相对更小,且更适用于斜坡地形。



(a) 承台式-锚杆复合基础

(b) 改进后基础

图 1 复合型基础型式

Fig.1 Composite foundation type

目前针对山区斜坡地形杆塔基础工程方面的系统研究较少^[9],而对于改进后的这种新型基础,国内外尚没有既定规范或成熟经验供参考。为此,本文以变截面单锚为主要研究对象,首先开展土-岩组合地基中锚杆上拔、下压以及水平加载真型试验,研究单锚的承载特性;随后,结合有限元数值计算方法,探讨变截面锚杆在不同加载类型下的承载机制以及不同因素的影响效应;最后,对比分析改进后复合基础的承载性能。研究成果可为该新型基础的推广应用提供技术支撑。

2 土-岩组合地基中变截面锚杆真型试验

2.1 试验场地

试验区位于湖北省武汉市黄陂区木兰草原附近,为丘陵地貌。勘察结果表明,试验区场地地基为典型的上土下岩二元层状结构,其中上部土体以残积土为主,厚度约为 4 m,下部岩体为强风化片岩。残积土天然密度 γ 为 1.90 g/cm³,压缩模量 E_{S1-2} 为 8.9 MPa,黏聚力 c 为 42.0 kPa,内摩擦角 φ 为

23.2°。强风化片岩天然密度 γ 为 2.25 g/cm³，单轴抗压强度为 4.52 MPa。

2.2 试验材料与方法

为研究变截面锚杆的承载性能，进行了 3 组试验，分别为变截面锚杆上拔、下压和水平加载试验。除水平加载工况外，其余工况均包含 3 组平行试验，每组试验锚杆间距为 2.0 m。现场试验照片如图 2 所示。

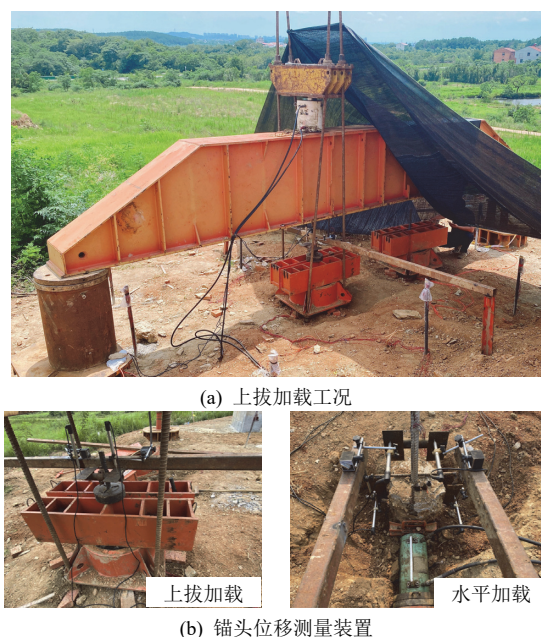


图2 变截面锚杆真型试验照片

Fig.2 Photo of full-scale test of variable-section anchor

如图 3 所示，变截面锚杆总长度 H_A 为 6 m，其中，加粗段长度为 2.25 m（入土段长度 H_s 为 2.0 m+嵌岩段长度 H_r 为 0.25 m）。锚杆加粗段直径 D 为 0.25 m，下部直径 d 为 0.12 m。锚筋为 PSB830 精轧螺纹钢，其直径 d_s 为 0.036 m，极限抗拉强度不小于 550 MPa。考虑到目前常采用的细石混凝土灌浆料存在现场拌制及振捣质量不佳、养护时间较长等问题，本次试验的锚杆注浆体选用水泥基灌浆料，具有施工便利、流动性更好、养护时间更短等优点。

锚杆上拔、下压和水平试验分别采用多循环加卸载法、慢速维持法和单向多循环加载法，具体方法参见《架空输电线路锚杆基础设计规程》(DL/T 5544—2018)^[10]。试验中测量锚头的位移以及锚杆的内力。锚头位移量测量装置和测点位置如图 2(b)所示，具体为：上拔和下压加载时，在锚杆顶部对称布置两个位移计，取平均值为试验值；水平加载时，在水平荷载作用位置高度及向上 50 cm 处各对称布置两个位移计，取水平荷载作用位置高度处两个位

移计量测结果为试验值。为获得加载过程中锚杆发展规律，在锚筋埋深分别为 0.5、1.0、2.0、3.0、4.0、5.0、6.0 m 处布置应变片，测点处锚杆轴力通过应变片测试结果、钢筋和注浆体弹性模量和面积确定。锚杆的侧摩阻力通过轴力和测点间的侧面积确定。

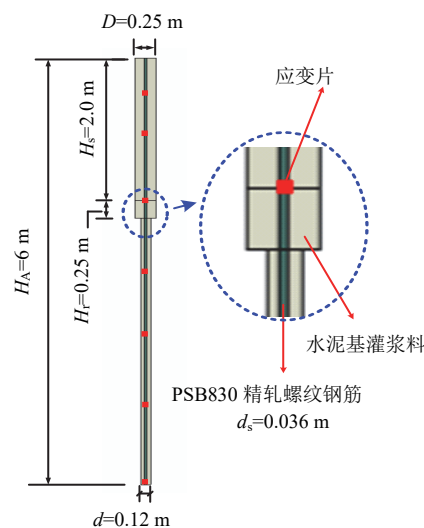


图3 变截面锚杆形式与尺寸

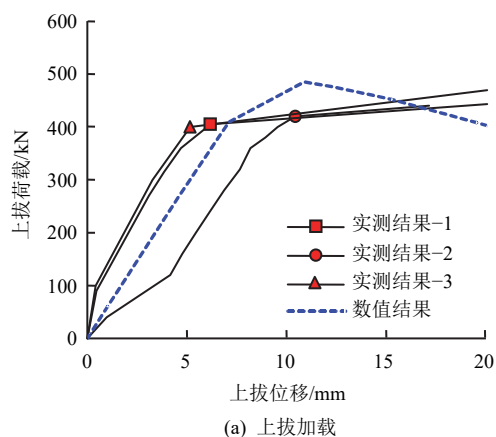
Fig.3 Layout and dimensions of variable-section anchor

2.3 试验结果与分析

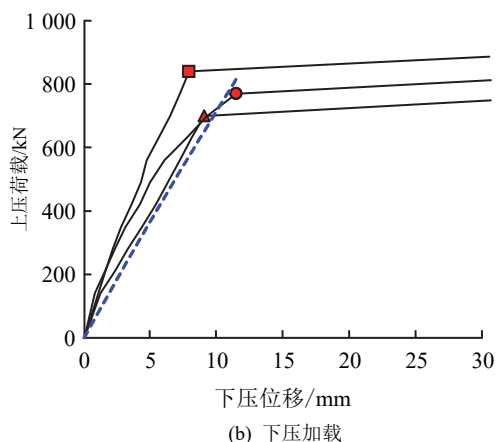
图 4 为 3 组试验测得的荷载-位移曲线。对于上拔加载工况，见图 4(a)，受场地地基土非均质影响，3 组平行试验的荷载-位移曲线初始段斜率存在一定差异，但曲线整体规律类似。3 组平行试验的终止荷载分别为 440、450、450 kN，终止荷载下锚头结构未发生破坏，但锚头上拔位移增量均超过了上一级荷载下锚头位移增量的 2 倍，锚杆失效^[10]。锚杆抗拔极限承载力取为终止荷载的前一级，分别为 420、405、400 kN，对应的上拔位移分别为 10.44、6.18、5.16 mm。图 5 为变截面锚杆在不同上拔荷载下的内力分布，包括锚杆轴力和侧摩阻力。对于轴力分布，随上拔荷载增加，曲线向右侧偏移，锚杆底部轴力均为 0。虽然土体提供的侧摩阻力远小于岩层提供的侧摩阻力，如图 5(b)所示，但土层中的锚杆直径更大，土中段（0~2 m）锚杆轴力分布曲线斜率与入岩后的曲线斜率相差并不明显。极限上拔荷载下，土层段和岩层段提供的侧摩阻力沿深度变化相对较小，表明侧摩阻力均得到了充分发挥，极限侧摩阻力分别约为 50、250 kPa。

对于变截面锚杆下压工况，见图 4(b)，同样受场地地基土非均质影响，3 组平行试验的荷载-位移曲线初始段斜率存在一定差异，但曲线整体规律类

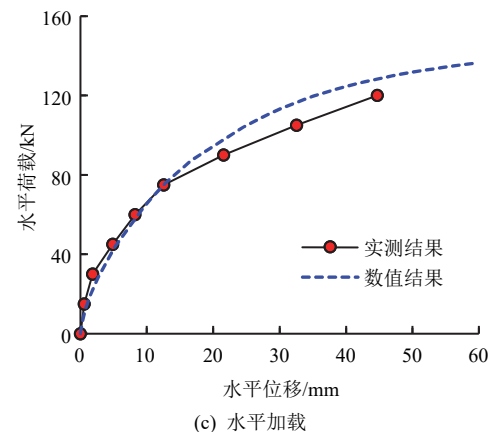
似。3 组试验的终止荷载分别为 770、840、910 kN，终止荷载下锚头处注浆体发生破碎，测量的沉降值突然大幅增加，锚杆失效^[10]。锚杆抗压极限承载力取为终止荷载的前一级，分别为 700、750、840 kN，对应的下压位移分别为 9.03、11.44、7.88 mm。图 6 为锚杆在不同下压荷载下的轴力分布。在深度 2 m 处，轴力减大幅度突然变大，这是由于锚杆变截面处岩体参与承载引起的。此外，下压荷载为 560 kN 时，锚杆端部轴力为 0，表明底部岩体并未参与承载，随着荷载的增加，锚杆底部轴力逐渐增加。



(a) 上拔加载

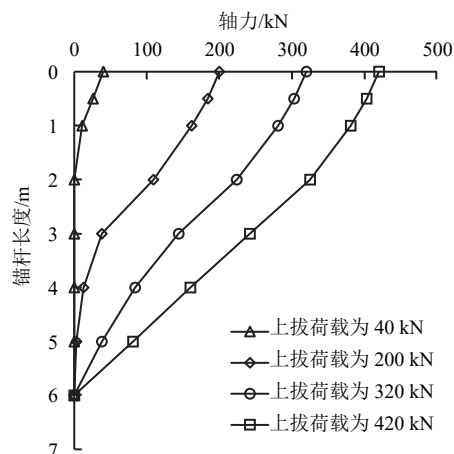


(b) 下压加载

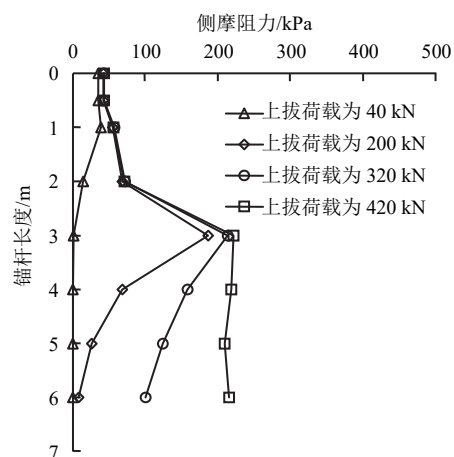


(c) 水平加载

图 4 锚杆上拔、下压与水平加载荷载-位移曲线
Fig.4 Force-displacement curves for anchor under uplift, downward and horizontal loading



(a) 轴力



(b) 侧摩阻力

图 5 变截面锚杆上拔工况下锚杆内力分布
Fig.5 Internal force distribution of variable-section anchor under uplift loading

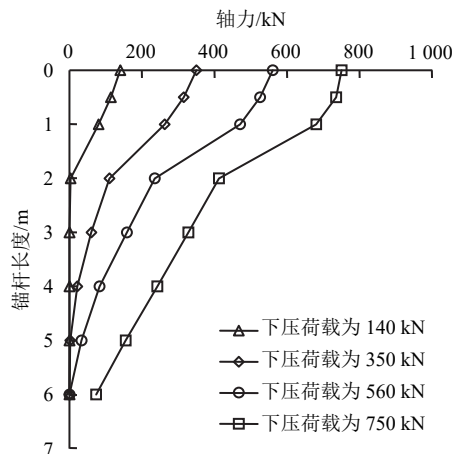


图 6 变截面锚杆下压工况下锚杆轴力分布

Fig.6 Axial force distribution of variable-section anchor under downward loading

对于变截面锚杆水平加载工况，见图 4(c)，荷载-位移曲线表现出明显的非线性特征，试验最大加载值为 120 kN，锚头处水平位移为 44.7 mm，终止荷载下锚头结构未发生破坏。曲线在荷载 75 kN

时出现拐点, 取其为极限水平承载力, 此时锚头水平位移为 12.58 mm。相较而言, 变截面锚杆的水平承载力明显小于其上拔和下压承载力。

3 土-岩组合地基中锚杆力学性能机制与影响因素

采用数值计算方法, 在充分验证数值模型及计算参数取值合理性的基础上, 开展参数化分析, 探讨锚杆承载机制以及场地条件对锚杆力学性能的影响效应。

3.1 数值建模与计算参数确定

依据现场地层情况和锚杆尺寸, 建立三维有限元计算模型, 如图 7 所示。为消除边界效应的影响, 基于锚杆和单桩数值模拟研究成果^[11-12], 本文建立模型的长度 L 和宽度 W 均为 40 倍锚杆直径, 即 10 m; 高度 H 取为 3.33 倍锚杆长度, 即 20 m, 其中, 土层厚度 H_S 为 2 m, 岩层厚度 H_R 为 18 m。锚杆由直径为 36 mm 的钢筋和注浆体组成。模型底面施加竖向 (Z 向) 位移约束, X 向两个侧面约束其 X 向水平位移, Y 向两个侧面约束其 Y 向水平位移。

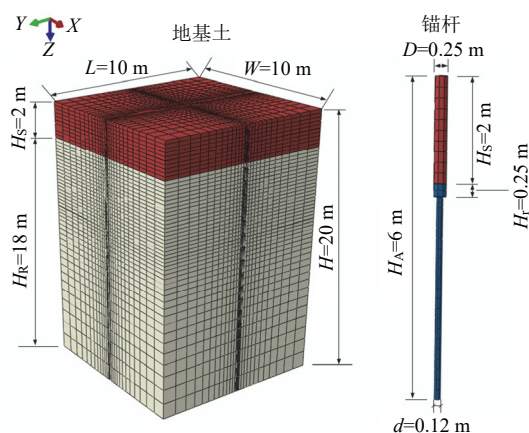


图 7 数值计算模型
Fig.7 Numerical model

计算中, 锚杆采用弹性模型, 土体和岩体均采用摩尔-库仑 (M-C) 模型。计算采用的模型参数如表 1 所示。其中, 土体强度参数依据室内试验结果确定, 泊松比按经验取为 0.35。此外, 前期大量算例表明, 变截面锚杆水平荷载-位移计算结果受土体弹性模量的影响最大。通过将计算结果与现场实测结果对比, 发现土体的弹性模量为 0.077 GPa 时, 计算结果和实测结果吻合较好。岩体参数主要通过现场踏勘、岩石单轴抗压强度以及变截面锚杆上拔和下压加载工况的计算结果与实测结果对比等方面综合确定。此外, 计算中, 锚杆上拔和下压工况

的加载方式为位移加载, 水平加载工况中采用在锚头处施加集中力的方式进行加载。

表 1 锚固体与岩土体本构模型参数
Table 1 Model parameters of anchor, rock and soil

材料类型	密度 ($\text{g} \cdot \text{cm}^{-3}$)	弹性模型		M-C 模型	
		弹性模量/GPa	泊松比	黏聚力/kPa	摩擦角/($^\circ$)
钢筋	7.80	208.000	0.20	—	—
注浆体	2.40	30.000	0.20	—	—
土体	1.90	0.077	0.35	42.2	23.2
岩体	2.25	2.000	0.25	500.0	30.0

除材料本构关系外, 计算中通过设置“摩擦-黏结-损伤”接触^[13]来模拟锚杆-岩土体和锚筋-注浆体间的界面力学特性。对于摩擦接触关系, 包括法向接触和切向接触, 其中法向接触采用“硬接触”, 无需提供模型参数, 切向接触采用“罚函数”模型, 需提供切向摩擦系数。对于黏结-损伤接触模型, 其本构关系曲线如图 8 所示, 由损伤前的弹性阶段和达到损伤临界应力后的损伤阶段组成, 包含 3 个模型参数: 弹性段曲线的斜率 (刚度系数)、损伤临界名义应力以及黏结模型完全失效时对应的相对位移。对于锚筋-注浆体接触界面, 采用已有的试验数据^[14], 结合有限元法和多岛遗传优化算法, 通过建立与试验边界条件相同的数值模型, 以上述 3 个模型参数为优化控制变量, 并给定这 3 个参数较大范围的约束条件 ($50 \text{ MPa/m} < \text{刚度系数} < 500 \text{ MPa/m}$, $0.1 \text{ MPa} < \text{损伤临界名义应力} < 10 \text{ MPa}$, $0.005 \text{ m} < \text{相对位移} < 0.05 \text{ m}$), 以模拟输出的锚杆上拔荷载-位移曲线与实测曲线间的差值为目标函数, 开展参数反演分析, 最终得出的计算参数如表 2 所示。基于这组参数的计算结果与实测结果对比如图 9 所示, 两者吻合较好, 特别是加载段曲线, 验证了参数取值的合理性。对于锚杆-岩土体接触界面, 其损伤

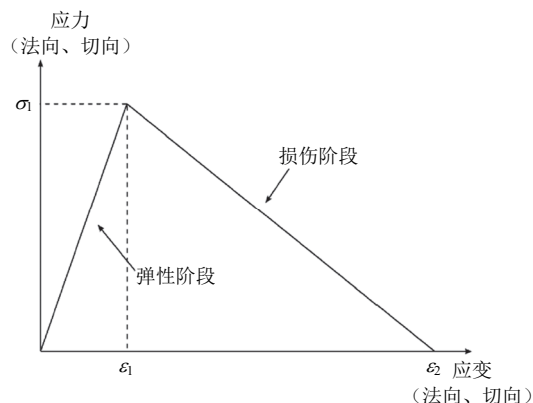


图 8 黏结接触本构关系
Fig.8 Constitutive model for cohesive contact

临界名义应力取为实测的极限侧摩阻力,其余参数基于实测荷载-位移曲线反演确定,具体参数如表 2 所示。

对 3 种试验工况进行模拟,计算出的锚杆荷载-位移曲线如图 4 所示,其中,变截面锚杆下压荷载达到 827.8 kN 时,计算不收敛。对比实测和计算结果可知,二者吻合的较好,反映了采用的数值计算模型的合理性。

利用获取的模型计算参数,开展参数化分析,对比分析了锚杆截面形式、场地覆土层厚度以及地形坡度对锚杆承载性能的影响,具体工况参见表 3。

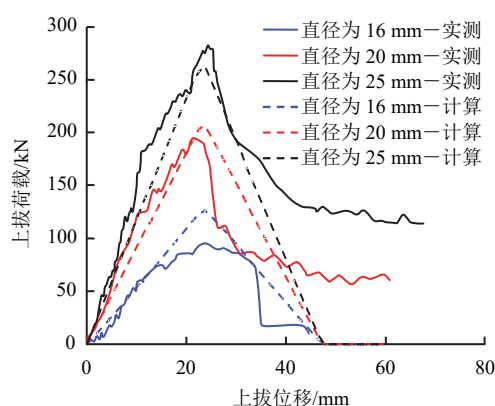


图 9 钢筋-注浆体接触界面力学特性

Fig.9 Mechanical properties of the contact interface between rebar and grouting body

表 2 接触模型本构参数

Table 2 Constitutive parameters of contact model

接触界面	摩擦接触	黏结-损伤接触		
	切向摩擦系数	刚度系数/(MPa·m ⁻¹)	临界名义应力/MPa	损伤演化相对位移/m
钢筋-注浆体	1.0	260	5.8	0.025
土层-注浆体	0.3	9.6	0.05	0.050
岩层-注浆体	0.7	180	0.25	0.050

表 3 计算工况

Table 3 Calculation working conditions

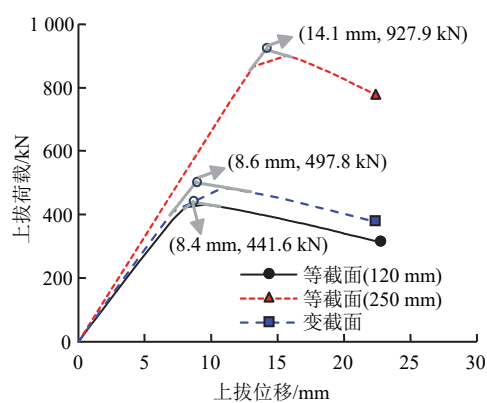
考察因素	工况描述
截面形式	3 种工况,分别为直径为 120、250 mm 的等截面锚杆以及变截面锚杆,覆土厚度均为 2 m。
覆土厚度	4 种工况,覆土厚度分别为 1、2、3、4 m;锚杆形式均为变截面。
地形坡度	4 种工况,地形坡度为 0°, 25°, 30° 和 35°,锚杆形式均为变截面。

注:变截面锚杆在土层和岩层中直径分别为 250、120 mm,加粗段嵌岩深度为 250 mm,锚杆长度均为 6 m。

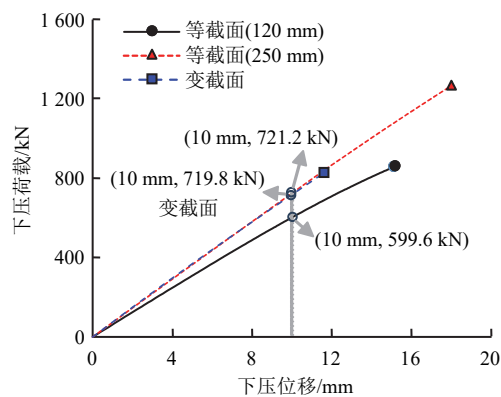
3.2 锚杆截面形式的影响

图 10 对比了为不同截面形式锚杆在上拔、下压以及水平加载下的荷载-位移曲线。

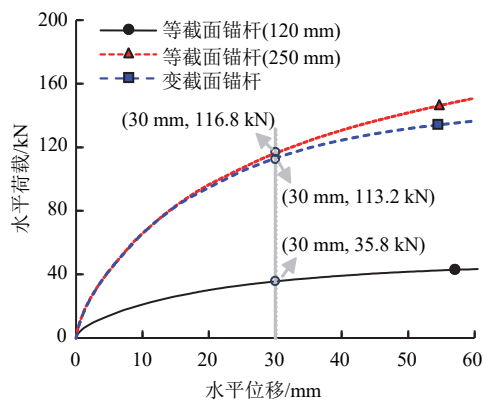
对于上拔工况,见图 10(a),由于锚杆的上拔承载力来源于锚杆与周围岩土体间的摩阻-黏结力,因此,外径为 250 mm 的等截面锚杆上拔承载力最大。等截面锚杆的荷载-位移曲线加载段斜率以及极限上拔承载力随锚杆直径的增加逐渐增加,其中,极限上拔承载力增加率与锚杆直径增加率基本相等。由于锚杆与土层接触界面能提供的抗拔力较小,因而变截面锚杆与外径为 120 mm 的等截面锚杆荷载-位移曲线相差相对较小,前者极限上拔承载力较后者增加了 12.7%。图 11 列出了不同上拔位移下钢筋、注浆体和锚杆的轴力分布以及锚杆与岩



(a) 上拔加载



(b) 下压加载



(c) 水平加载

图 10 不同截面形式锚杆荷载-位移曲线

Fig.10 Force-displacement curves for anchors with different cross-sections

土体间的侧摩阻力分布。钢筋轴力随深度逐渐减小, 底部轴力为 0。拉拔破坏前, 钢筋轴力随上拔位移逐渐增加; 破坏后, 上拔荷载逐渐减小, 钢筋轴力也相应减小。锚杆失效时, 基于轴力分布计算出的侧摩阻力值最大值位于最上部, 其值为 2.45 MPa, 小于极限值 5.8 MPa, 表明钢筋-注浆体界面未发生破坏。注浆体轴力沿深度呈三角形分布, 顶部和底部轴力基本为 0, 土-岩交界面处轴力最大。将钢筋和

注浆体视为整体, 同一截面处二者的轴力和为锚杆的轴力值, 如图 11(c)所示, 其随深度分布表现为在土层中斜率较小, 进入岩层后斜率明显增大。与轴力分布相对应, 拉拔破坏前, 侧摩阻力随上拔位移增加逐渐增加, 如图 11(d)所示。岩体上部提供的侧摩阻力大于下部提供的侧摩阻力。当侧摩阻力达到最大容许值时, 接触界面发生损伤, 侧摩阻力开始减小, 锚杆逐渐失效。

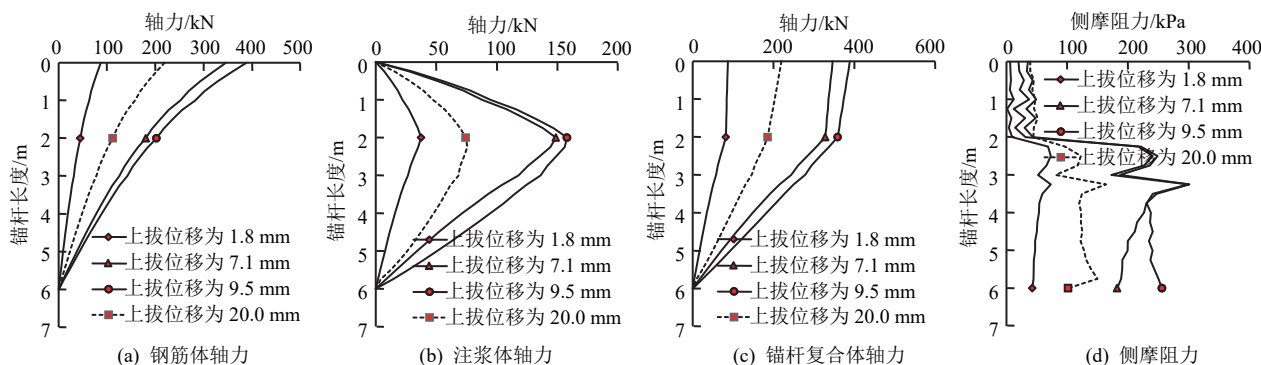


图 11 等截面锚杆上拔工况下内力分布

Fig.11 Internal force distribution of uniform section anchor under uplift loading

图 12 给出了 3 种锚杆失效时轴力和侧摩阻力沿深度分布。对于轴力而言, 两种等截面锚杆均呈现出两段式分布; 而变截面锚杆则表现出 3 段式分布, 其中, 0~2 m 范围内的轴力衰减斜率与外径 250 mm 的锚杆相同, 2.5~6.0 m 段的轴力衰减斜率与外径为 120 mm 的锚杆相同, 而 2.00~2.25 m 段的衰减斜率最大。不同于轴力分布, 不同锚杆失效时的侧摩阻力分布基本相同。由此可推测, 锚杆长度相同的情况下, 覆土层厚度越大, 变截面锚杆的极限上拔承载力较等截面锚杆 (外径为 120 mm) 提升的幅度越大。此外, 图 12 中给出了变截面锚杆内力的实测结果, 可以看出, 锚杆内力的计算结果也与试验值吻合的较好, 进一步验证了数值模型的合理性。

对于下压工况, 见图 10(b), 变截面锚杆与外径为 250 mm 的等截面锚杆荷载-位移曲线基本重合, 外径为 120 mm 的等截面锚杆曲线位于二者下方。竖向位移为 10 mm 时 (真型试验中锚杆极限荷载对应的平均位移为 9.45 mm), 变截面锚杆对应的下压荷载为 719.8 kN, 与外径为 250 mm 锚杆的 721.2 kN 下压荷载接近, 较外径为 120 mm 锚杆 599.6 kN 的下压荷载增加了 20%。图 13 为位移为 10 mm 时 3 种锚杆轴力和侧摩阻力分布。与实测结果类似, 变截面锚杆轴力在 2.00~2.25 m 范围内发生突变, 对比等截面锚杆轴力可知, 变截面处岩体参与了承

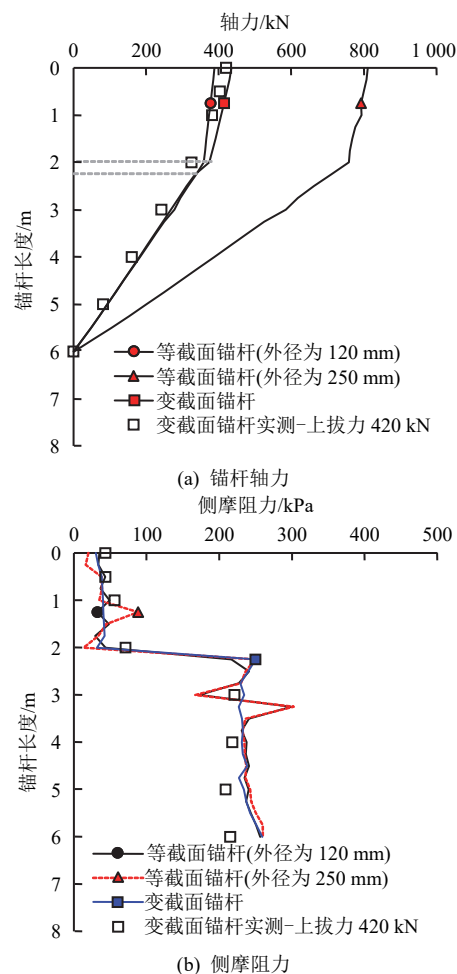


图 12 上拔工况下不同截面形式锚杆内力分布
Fig.12 Internal force distribution of anchors with different cross-sections under uplift loading

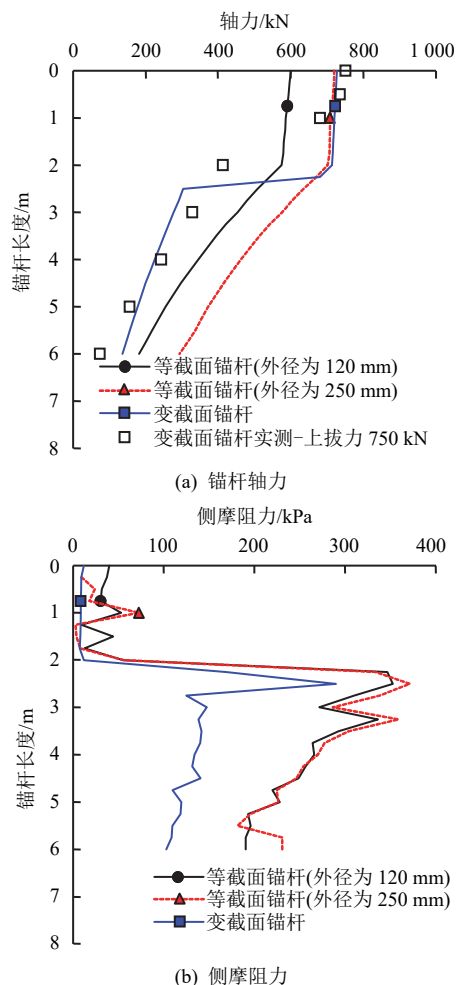


图 13 下压工况下不同截面形式锚杆内力分布
Fig.13 Internal force distribution of anchors with different cross-sections under downward loading

载, 导致变截面锚杆底部轴力最小。与轴力分布对应, 变截面处岩体的承载还使得变截面锚杆在岩层中的侧摩阻力发挥程度弱于两种等截面锚杆。

对于锚杆水平加载工况, 见图 10(c), 3 种锚杆的荷载-位移曲线均表现出明显的非线性特征。相同位移下, 外径为 250 mm 的等截面锚杆和变截面锚杆的水平荷载基本相同, 均明显大于外径为 120 mm 的等截面锚杆对应的荷载。例如, 水平位移为 30 mm 时, 外径为 250 mm 的等截面锚杆、变截面锚杆以及外径为 120 mm 的等截面锚杆的水平荷载分别为 116.8、113.2、35.8 kN, 变截面锚杆水平荷载较外径为 120 mm 的等截面锚杆提高了 232.4% (水平位移为 15 mm 时提高率为 214.1%)。相较而言, 群锚基础情况下, 可在一定程度上考虑变截面锚杆对基础水平承载力的贡献。图 14 对比了锚头水平位移为 30 mm 时 3 种锚杆的水平荷载和轴力分布。可以看出, 水平荷载下, 变截面锚杆轴力在土-岩交界处显著增加, 表明变截面处岩体参与了承载。对于锚身水平荷载, 外径为 250 mm 的等截面锚杆水平

荷载分布与变截面锚杆类似, 受土-岩交界处岩体承载作用影响, 后者的反弯点出现在 2.0 m 处, 小于前者对应的 2.25 m, 两者均大于外径为 120 mm 的等截面锚杆反弯点深度 1.0 m。从图 14(b)中还可看出, 变截面锚杆和外径 250 mm 等截面锚杆的水平位移主要发生在深度 2.5 m 范围内, 而变截面锚杆加粗段的长度为 2.25 m, 表明变截面锚杆的变形主要发生在加粗段, 这也是变截面锚杆水平承载力较外径 250 mm 等截面锚杆相差较小的主要原因。变截面锚杆上部加粗段不仅增加其自身的抗弯刚度, 还可调动周围更多的土体参与承载, 这是其水平承载力显著大于外径 120 mm 等截面锚杆的主要原因。

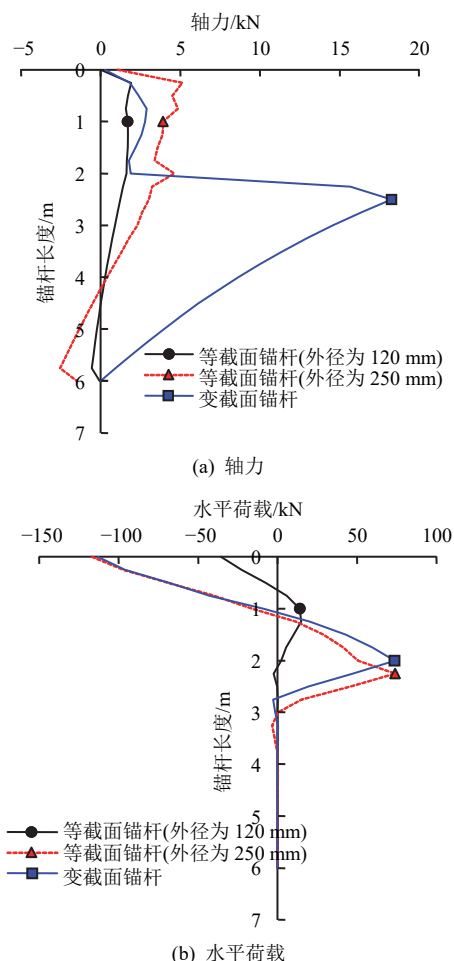


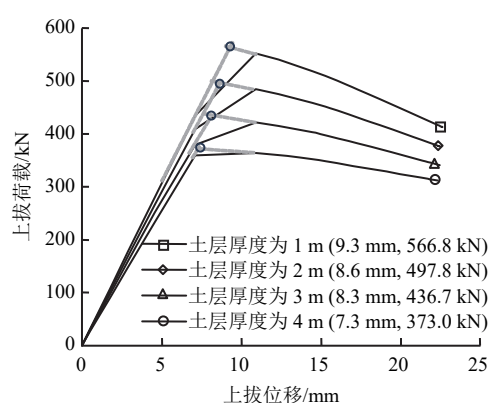
图 14 水平加载工况下不同截面形式锚杆内力分布
Fig.14 Internal force distribution of anchors with different cross-sections under horizontal loading

整体而言, 相较于输电线基础中常采用的外径为 120 mm 的等截面锚杆, 变截面锚杆在上拔、下压以及水平承载力方面均有所提升, 其中, 水平承载力的提升效果显著。另一方面, 相较于外径为 250 mm 的等截面锚杆, 变截面锚杆的水平和竖向承载力与

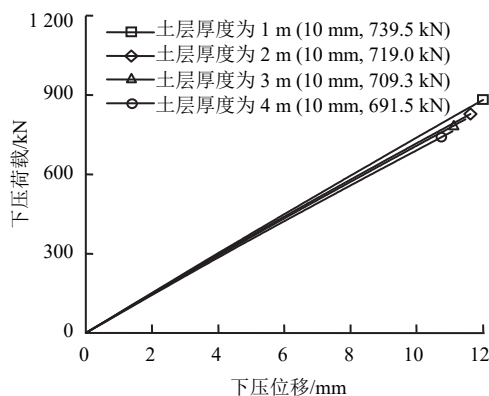
其相差较小。由于变截面锚杆上部加粗段主要位于土层中, 变截面形式在提升锚杆承载性能的同时, 其施工难度和成本并不会显著增加。

3.3 上覆土层厚度的影响

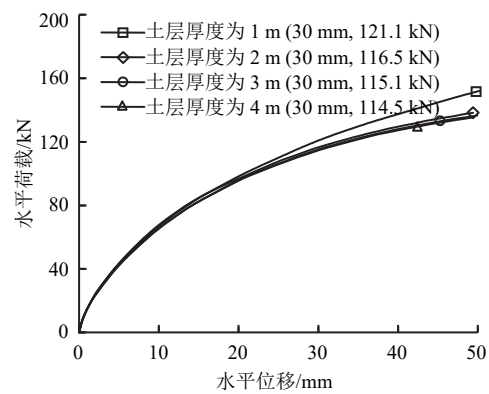
图 15 为不同覆土厚度下锚杆荷载-位移曲线。对于上拔工况, 见图 15(a), 覆土厚度分别为 1、2、3、4 m 的锚杆对应的极限上拔荷载分别为 566.8、497.8、436.7、373.0 kN。极限荷载下锚杆与周围岩土体间的侧摩阻力得到了充分发挥, 极限上拔荷载与覆盖土层厚度线性相关, 覆土厚度越大, 极限上拔荷载越小。对于下压工况, 如图 15(b)所示, 覆土



(a) 上拔荷载



(b) 下压荷载



(c) 水平荷载

图 15 不同土层厚度下锚杆荷载-位移曲线

Fig.15 Force-displacement curves for anchors under different soil layer thicknesses

厚度对锚杆下压承载性能有一定影响, 但影响相对较小。例如, 下压位移为 10 mm 时, 覆土厚度分别为 1、2、3、4 m 的锚杆对应的极限下压荷载分别为 739.5、719.0、709.3、691.5 kN。对于水平加载工况, 如图 15(c)所示, 覆土厚度对锚杆水平承载性能的影响同样相对较小。当锚头水平位移为 30 mm 时, 覆土厚度分别为 1、2、3、4 m 的锚杆对应的上部水平荷载分别为 121.1、116.5、115.1、114.5 kN。

图 16 对比了不同工况下锚身的水平荷载分布。可以看出, 覆土厚度为 1 m 时, 曲线反弯点深度为 1.25 m, 受锚杆嵌岩影响, 反弯点处的水平荷载为 181.7 kN。覆土厚度为 2~4 m 时工况对应的反弯点深度均为 2.0 m, 反弯点对应的水平荷载远小于覆土厚度为 1 m 的工况, 表明随覆土厚度增加, 锚杆嵌岩对其水平承载性能的影响逐渐减弱。

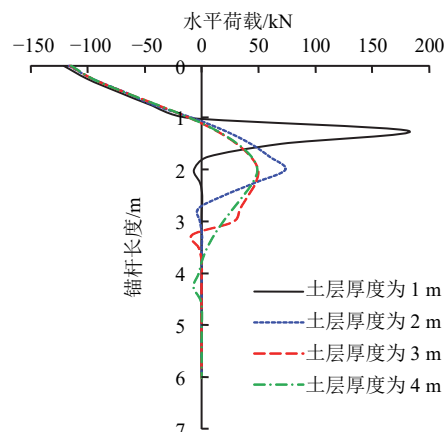


图 16 不同覆土厚度下锚杆水平荷载分布

Fig.16 Horizontal force distribution of anchors under different soil layer thicknesses

整体而言, 对于长度为 6.0 m 的变截面锚杆, 场地覆土厚度对其上拔承载力影响较大, 对水平和下压承载性能影响相对较小。

3.4 地形坡度的影响

图 17 给出了水平加载时不同地形坡度下锚杆荷载-位移曲线。需说明的是, 计算结果显示坡度对变截面锚杆的上拔和下压承载性能影响很小, 受限于篇幅, 文中未列出具体的结果。

从图 17 可以看出, 地形坡度对锚杆的水平承载性能产生了一定的影响。当锚头水平位移为 30 mm 时, 平地以及坡度为 25°、30°、35° 的工况对应的上部水平荷载分别为 116.5、94.9、92.1、90.0 kN。图 18 给出了锚头水平位移为 30 mm 时, 土-岩交界面产生的附加剪切力。可以看出, 地形坡度对土-岩交界面的抗剪性能产生了一定的影响。平地以及坡度分别为 25°、30°、35° 的工况对应的抗剪切

力分别为 74.8、66.9、64.7、62.3 kN, 即随着地形坡度的增加, 土-岩交界面提供的附加抗剪力逐渐减小。这也是坡度越大, 锚杆水平承载力越小的原因。

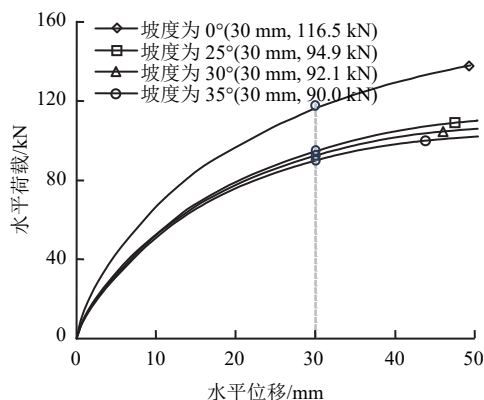


图 17 不同地形坡度下锚杆水平荷载-位移曲线

Fig.17 Horizontal force-displacement curves for anchors under different soil layer thicknesses

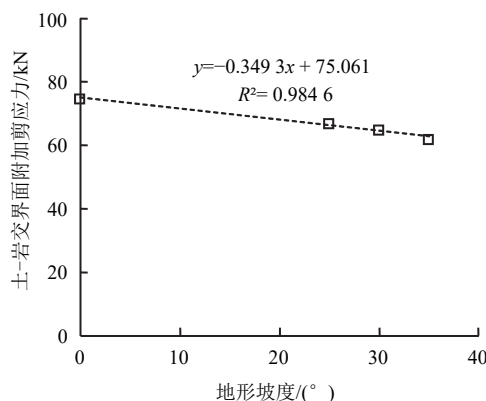


图 18 锚头水平位移为 30 mm 时土-岩交界面附加剪力
Fig.18 Additional shear force at soil-rock interface with horizontal displacement of anchor head of 30 mm

4 讨 论

基于上述给出的模型计算参数, 本节主要探讨改进前后群锚基础的承载性能。其中, 改进前复合基础的承台置于土-岩交界面上, 锚杆长度为 5.0 m; 改进后复合基础的承台置于土层中, 承台下锚杆分为等截面和变截面两种形式, 如图 19 所示, 长度均为 6.0 m。承台下包含 9 根锚杆, 等截面锚杆外径为 120 mm, 变截面锚杆上部直径为 250 mm, 下部直径为 120 mm。基础承台尺寸为 1.8 m×1.8 m×1.2 m (高度), 上部立柱直径为 1.2 m。采用土-岩二元层状地基, 地形条件分为平地 and 25° 斜坡两种, 覆土厚度均为 4.0 m, 基础承载埋深为 3.0 m。工程实践中, 受风荷载和导线张力作用, 输电线路塔下的

基础受荷模式分为“上拔荷载+水平荷载”和“下压荷载+水平荷载”两种, 水平荷载分量约为竖向力分量的 15%~20%。本次分析中, 群锚基础顶部施加的水平荷载为施加的竖向荷载的 15%。

图 20 给出了平地条件下 3 种型式基础的荷载-位移曲线。可以看出, 虽然水平荷载仅为竖向荷载的 15%, 但同一时刻, 3 种基础顶部的水平位移明显大于竖向位移, 表明群锚基础的水平承载性能决定了其工作性能。考虑输电线路塔构造特征, 本次分析中, 基础的极限承载状态对应为基础顶部水平

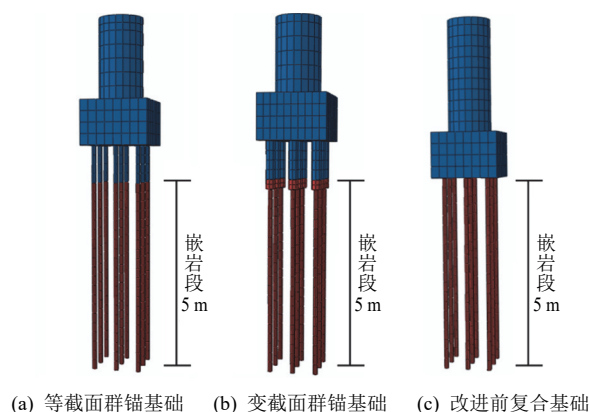
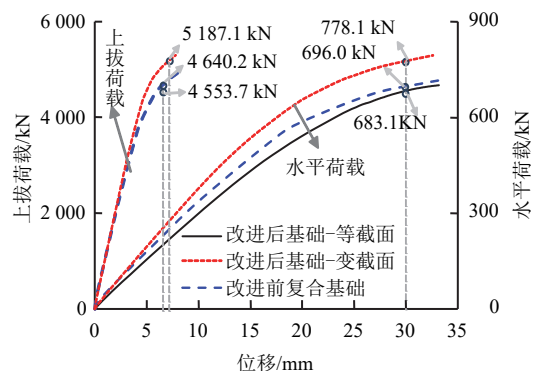
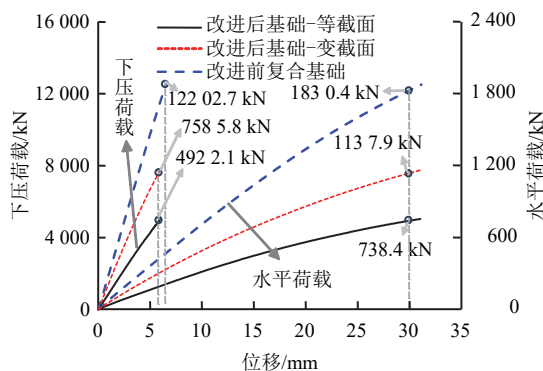


图 19 群锚基础型式

Fig.19 Layouts of group anchor foundation



(a) “上拔+水平”加载



(b) “下压+水平”加载

图 20 平地条件下锚杆基础顶部荷载-位移关系
Fig.20 Force-displacement relations at the top of anchor foundation under flat ground conditions

位移达到 30 mm。对于“上拔+水平”加载工况,改进后变截面锚杆基础的极限水平承载力为 778.1 kN,较等截面锚杆基础的 683.1 kN 提高了 14.0%,较改进前复合基础的 696.0 kN 提高了 11.8%。改进后变截面锚杆基础较改进前基础不仅可提高承载性能,其承台埋深更浅,土方开挖量小,基础型式更便于斜坡地形施工。“下压+水平”加载工况下,由于改进前基础承台直接置于岩层上,其承载性能最好,对应的极限水平承载力为 1 830.4 kN,较改进后变截面锚杆基础的 1 137.9 kN 以及等截面锚杆基础的 738.4 kN 分别提高了 60.8%和 147.9%。

对于 25° 斜坡工况,3 种基础在“上拔荷载+水平荷载”和“下压荷载+水平荷载”两种荷载模式下的荷载-位移曲线规律与平地工况基本相同,但受坡度影响,斜坡工况对应的基础承载力要低于平地工况对应的值。“上拔荷载+水平荷载”加载时,改进后变截面锚杆基础的极限水平承载力为 679.7 kN,较等截面锚杆基础的 613.1 kN 提高了 10.9%,较改进前复合基础的 619.3 kN 提高了 9.8%。“下压+水平”加载时,改进前复合基础极限水平承载力为 1 389.9 kN,较改进后变截面锚杆基础的 912.9 kN 以及等截面锚杆基础的 609.9 kN 分别提高了 52.3%和 127.8%。

工程实践中,可根据输电线路塔型号以及场地地形条件,在变截面群锚基础和传统复合型基础二者间灵活选用。整体而言,变截面群锚基础是一种值得推广应用的基础形式。

5 结 论

本文基于现场真型试验和数值模拟,对上土下岩二元层状地基中的等截面锚杆和变截面锚杆承载性能进行了分析,探讨了变截面锚杆的承载机制以及承载性能的影响因素,得出主要结论如下:

(1)较输电线路基础中常采用的外径为 120 mm 的等截面锚杆,变截面锚杆(上部直径为 250 mm,下部直径为 120 mm)上拔、下压以及水平承载性能方面均有所提升。锚杆长度为 6 m,覆土厚度为 2 m 时,变截面锚杆上拔和下压承载力分别提升 12.7%和 20.0%,水平承载力提升效果最为显著,杆顶水平位移为 15 mm 对应的水平荷载增加幅度超过 200%。较外径为 250 mm 的等截面锚杆,变截面锚杆的水平和竖向承载能力与其相差较小。

(2)覆土厚度对变截面锚杆上拔承载力影响较大,对下压和水平承载性影响相对较小。其中,锚杆上拔承载力与覆土厚度线性负相关。场地地形坡

度对变截面锚杆上拔和下压承载力影响很小,对水平承载性能影响较大,坡度越大,水平承载性能越差。当锚杆长度为 6 m,覆土厚度为 2 m 时,坡度为 35° 下变截面水平承载力较平地工况减小 29.4%。

(3)输电线路群锚基础的水平承载性能决定了其工作性能。较等截面群锚基础,基础下部锚杆的变截面形式可有效改善基础的承载性能。其中,场地平整且覆土厚度为 4 m 时,“上拔荷载+水平荷载”作用下变截面群锚基础的水平承载力较等截面锚杆和传统复合型基础分别提高了 14%和 11.8%;25° 斜坡条件下,对应的提高比例分别为 10.9%和 9.8%。

(4)变截面锚杆较等截面锚杆可更加充分发挥周围岩土体的承载力,较传统复合型基础,具有土方开挖量小、施工难度和成本低以及更适用于斜坡地形等优点,目前已在宁夏-湖南特高压±800 kV 直流线路工程中进行了推广应用。但也须指出,变截面锚杆的施工工艺较等截面锚杆基础和传统复合型基础要复杂,需在工程实践中不断完善。此外,当基础受“下压荷载+水平荷载”作用且对基础承载力要求较高时,应根据场地地形条件等,综合比选变截面锚杆基础和传统复合型基础。

参 考 文 献

- [1] 郑卫锋,张天光,陈大斌,等.我国输电线路基础工程现状与研究新进展[J].水利与建筑工程学报,2020,18(2):169-175.
ZHENG Wei-feng, ZHANG Tian-guang, CHEN Da-bin, et al. Current status and latest research progress of tower foundation to transmission line in China[J]. *Journal of Water Resources and Architectural Engineering*, 2020, 18(2): 169-175.
- [2] 刘洪义.一种新型复合基础方案及其试验研究[J].吉林电力,2011,36(3):7-10.
LIU bao-yi. A new type of compound foundation plan and its experimental research[J]. *Jilin Electric Power*, 2011, 36(3): 7-10.
- [3] 程永峰,鲁先龙,丁世君,等.掏挖与岩石锚杆复合型杆塔基础抗拔试验与计算[J].电力建设,2012,33(3):6-10.
CHENG Yong-feng, LU Xian-long, DING Shi-jun, et al. Experimental and computational research on the uplift of composite foundation of belled pier and rock anchor in transmission line engineering[J]. *Electric Power Construction*, 2012, 33(3): 6-10.
- [4] 丁世君,金建华,鲁先龙.输电线路新型复合式基础的

- 设计与应用[J]. 武汉大学学报(工学版), 2011, 44(增刊 1): 210-213.
- DING Shi-jun, JIN Jian-hua, LU Xian-long. Design and application of novel composite foundations to transmission lines[J]. **Engineering Journal of Wuhan University**, 2011, 44(Suppl.1): 210-213.
- [5] 郑卫锋, 刘利民, 刘义, 等. 输电线路复合式锚杆基础现场试验研究[J]. 建筑科学, 2012, 28(7): 56-58, 96.
- ZHENG Wei-feng, LIU Li-min, LIU Yi, et al. Experiment research of composite anchor foundation in transmission line[J]. **Building Science**, 2012, 28(7): 56-58, 96.
- [6] 郑卫锋, 杨文智, 刘利民. 输电线路复合型基础的应用研究[J]. 电力建设, 2012, 33(9): 11-14.
- ZHENG Wei-feng, YANG Wen-zhi, LIU Li-min. Study on application of composite foundation in transmission line[J]. **Electric Power Construction**, 2012, 33(9): 11-14.
- [7] RATTLE M J, RICHARDS D J, LEHANE B M. Uplift performance of transmission tower foundations embedded in clay[J]. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 2008, 134(4): 531-540.
- [8] 毛丽荣, 郑众安, 吴建勇, 等. 掏挖与岩石锚杆复合型基础上拔承载机理与参数影响研究[J]. 长江科学院院报, 2021(3), 38(11): 1-6.
- MAO Li-rong, ZHENG Zhong-an, WU Jian-yong, et al. Uplift bearing mechanism and parameter influence of excavation and rock bolt composite foundation[J]. **Journal of Yangtze River Scientific Research Institute**, 2021(3), 38(11): 1-6.
- [9] 鲁先龙, 程永锋. 斜坡地形输电线路基础和杆塔的配合技术[J]. 电力建设, 2011, 32(8): 29-33.
- LU Xian-long, CHENG Yong-feng. Study on technology of foundation to match tower structure of transmission line on sloping ground[J]. **Electric Power Construction**, 2011, 32(8): 29-33.
- [10] 电力规划设计总院. DL/T 5544—2018 架空输电线路锚杆基础设计规程[S]. 北京: 中国计划出版社, 2018.
- China Electric Power Planning & Engineering Institute. DL/T 5544—2018. Code for design of anchor foundation of overhead transmission line[S]. Beijing: China Planning Press, 2018.
- [11] 张凯, 杨庆, 蒋景彩, 等. 全长粘结岩石锚杆拉拔数值模拟[J]. 大连理工大学学报, 2013, 53(5): 710-714.
- ZHANG Kai, YANG Qing, JIANG Jing-cai, et al. Numerical simulation of fully-grouted rock bolt under pull-out load[J]. **Journal of Dalian University of Technology**, 2013, 53(5): 710-714.
- [12] 杨建平, 朴春德, 常鸿飞, 等. 水平荷载下灌注桩变形分布式检测及承载机理研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2014(增刊 1): 2983-2988.
- YANG Jian-ping, PU Chun-de, CHANG Hong-fei, et al. Distributed detection of deformation and bearing mechanism on bored pile under horizontal load[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2014(Suppl.1): 2983-2988.
- [13] 曾宪明, 杜云鹤, 范俊奇, 等. 锚固类结构第二交结面剪应力演化规律、衰减特性与计算方法探讨[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, 24(增刊): 4610-4626.
- ZENG Xian-ming, DU Yun-he, FAN Jun-qi, et al. Discussion on evolutionary law, attenuating characteristic and calculation method for the shearing stress of the second interface of anchorage type structures[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2008, 24(Suppl.): 4610-4626.
- [14] 郭昊曼. 全长粘结锚杆锚固机理研究[D]. 北京: 华北电力大学, 2021.
- GUO Hao-min. Research on anchorage mechanism of full-length bonded anchor[D]. Beijing: North China Electric Power University, 2021.