

DOI:10.14048/j.issn.1671-2579.2021.03.026

基于有限元的框架桥顶进施工反力桩桩后地基加固效应研究

杜昊¹,陈武林¹,贺炜²

(1.中交第四公路工程局有限公司,北京市 100022;2.长沙理工大学 土木工程学院)

摘要:为探讨地基处理对支护桩的加固效应,依托陕西省西咸新区沣泾大道南段下穿西户铁路顶进工程,开展有限元分析及多因素分析。首先,根据工程场地勘察资料分析各层土特性及计算参数,并采用由无侧限抗压强度指标确定高压旋喷桩内摩擦角、黏聚力、膨胀角及弹性模量的方法,获得各旋喷桩计算参数与无侧限抗压强度关系曲线。在此基础上,根据实际施工工况建立平面应变有限元模型,进行多因素分析。结果表明:反力桩达到极限状态对应的位移较大,其设计宜根据位移量控制;在黏土旋喷桩强度合理区间0.8~5.0 MPa,其可降低反力桩位移量26.2%~27.1%,但提高强度对位移控制的效应并不明显;旋喷桩设计厚度及长度对位移控制的效果较强度明显;考虑桩后地基处理对反力桩承载性能的提高效应可更有效地确保临时结构合理可行、经济适用。

关键词:顶进法施工;反力桩;地基处理;旋喷桩;有限元

1 前言

随着中国经济持续发展,城市道路运载能力亟待提高。许多城市须在既有铁路下拓宽市政道路,为确保施工期铁路运输畅通,其下的跨线桥通常采用顶进法施工,由排桩提供顶进施工所需的反力。当地基土承载力不足时,可在桩后进行地基处理,但其处理效果目前尚不明确,有必要开展研究。

国际上已有采用高压旋喷桩提高群桩基础水平承载性能的报道。Rollins等在美国盐湖城北部Redwood公路及I-215交叉口附近开展了大比例模型试验。模型桩为3 m×3 m管桩基础,桩外径324 mm,壁厚9 mm,中心距0.9 m,采用液压锤打入地表以下约13.4 m。试验其中一个工况采用7根直径1.22 m、长3.76 m(其中0.76 m位于承台)的旋喷桩对群桩基础前侧2.13 m范围内进行了地基处理。试验结果表明:采用地基处理后,群桩基础水平承载力提高了184%,水平刚度提高了400%。中国近年来常采用地基处理方式对临时或永久结构进行加固,如已建成的广东虎门二桥坭洲水道桥锚碇基坑地连墙墙后采用了旋喷桩进行处理,以提高成槽稳定性,增强墙后土体性

质;长沙地铁橘子洲车站基坑地连墙墙后采用水泥注浆提高土体性质。由于此类工程多为临时工程,中国开展的研究工作相对永久工程而言较少,生产中也多基于经验进行。结合实际工程对地基处理的实际效果进行多角度研究,有助于积累工程经验,确保工程安全适用、经济合理。

为探讨地基处理对支护桩的加固效应,该文依托陕西省西咸新区沣泾大道南段下穿西户铁路顶进工程,开展参数研究和有限元分析。

2 高压旋喷桩处理后地基参数分析

下穿铁路框架桥顶进工程拟建场地位于西咸新区沣东新城内,地形总体较为平坦,地面高程395.08~395.21 m。顶进施工的反力系统为直径1.2 m、长15 m、间距1.8 m的排桩(图1)。由于场地黄土具有一定的湿陷性,且地下水位较高,拟采用两排直径为0.6 m的高压旋喷桩在支护排桩后方施作防水帷幕,但其对于排桩水平承载力的提高效应尚不明确,需进行专题研究。

根据勘察资料,场地地层自上而下为:①素填土;②黄土;③中粗砂(中密);④粉质黏土;⑤中粗砂

收稿日期:2021-01-02

作者简介:杜昊,男,大学本科,工程师。E-mail:289075006@qq.com

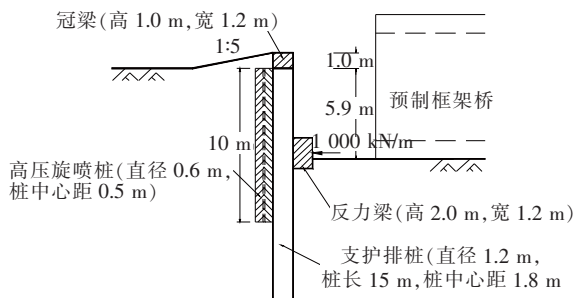


图1 框架桥顶推反力桩布置及桩后地基处理

表1 地基土计算参数

土层	层厚/ m	容重 γ / ($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	黏聚力 c/kPa	内摩擦角 $\varphi/(\text{°})$	膨胀角 $\psi/(\text{°})$	压缩模量 E_s/MPa	泊松比
①填土	0.5	18.7	2	28	14	6.0	0.35
②黄土	1.7	18.1	30(5*)	20	0	9.0	0.4
③中粗砂(中密)	6.2	18.0	0	33	16	15.0	0.3
④粉质黏土	3.0	18.0	5	30	15	9.3	0.35
⑤中粗砂(密实)	<9.2	19.0	0	38	19	30.0	0.3

注: * 括号外为勘察报告推荐值,括号内为根据经验折减的计算值。

关外文文献可知,对于不同土性条件,所总结的高压旋喷桩桩体强度如表2所示。

表2 不同土性下高压旋喷桩桩体强度

土性	无侧限抗压强度 度值 q_u/MPa	备注
黏土	1.5~5.0	单管法
	0.8~5.0	三管法
粉土	1.7~3.5	Burke
	0.5~3.0	规范
砂土	1.5~5.0	规范
	2.0~7.0	单管法
卵(碎)石	2.0~15.0	三管法
	3.0~10.0	规范
砾石	3.0~12.0	规范

研究表明:旋喷桩力学参数可根据经验或无侧限抗压强度进行预测。水泥土混合体的内摩擦角通常较为稳定,且与水泥掺量直接相关。细粒土中旋喷桩的内摩擦角一般为 $32^\circ \sim 36^\circ$,而粗粒土一般为 $38^\circ \sim 43^\circ$ 。Michell 推荐采用式(1)估计水泥土混合体的黏聚力 c :

$$c = 48.265 + 0.225q_u \quad (1)$$

式中: q_u 为无侧限抗压强度(kPa)。

Briaud 推荐采用式(2)估计水泥土弹性模量 E (kPa):

(密实)。根据详细勘察报告,其计算参数如表1所示。

旋喷法起始于20世纪70年代初期日本开发的地基加固技术,其通过高速喷射切割土体并使水泥与土搅拌混合,形成水泥土加固体,具有适用性广、形式灵活、价格相对便宜等特点。中国常采用的施工方法有单管法、二重管法和三重管法等。地基处理后形成的旋喷桩强度与土体矿物成分、置换能力以及水泥矿物成分等诸多因素有关。综合 DL/T 5200—2004《水电水利工程高压喷射灌浆技术规范》、地基处理手册及相

$$E = 12\,900q_u^{0.41} \quad (2)$$

旋喷桩材料的膨胀角可以简单采用 $\psi = \varphi - 30^\circ$,或采用式(3)计算:

$$\sin\psi = \frac{\sin\varphi - \sin\varphi_{cv}}{1 - \sin\varphi \sin\varphi_{cv}} \quad (3)$$

式中: ψ 为膨胀角; φ 为内摩擦角; φ_{cv} 为极限状态下摩擦角,可取为 30° 。

根据式(1)、(2)可得到旋喷桩黏聚力、弹性模量与桩体无侧限抗压强度间的关系如图2所示。

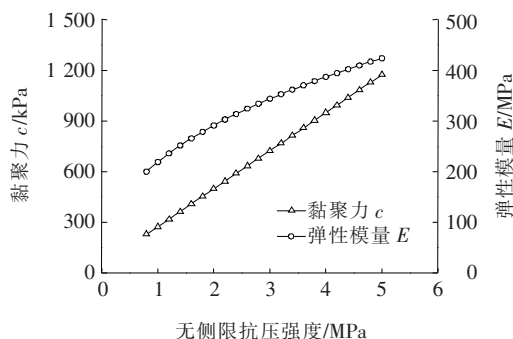


图2 旋喷桩计算参数与强度关系

3 地基处理后的反力桩性能研究

排桩桩身钢筋可根据计算弯矩配置以满足设计强度要求,故分析的关键在于确定桩侧土是否具有足够的刚度及稳定性。为探讨地基处理对反力桩性能的增

强效应,采用有限元软件 OptumG2 建立了平面应变计算模型,其网格划分如图 3 所示。计算模型中土体变形特性采用变形模量 E 描述,综合理论公式与实际经验,其值对于黏土取 $1.35E_s$,砂土取 $1.0E_s$ 。排桩采用软件中排桩单元模拟,其弹性模量为 30 GPa,重度为 25 kN/m^3 。软件根据桩距和桩径按刚度等效原则将桩转换为等效的二维墙体,由于各桩间间距为 $0.5D$,可形成良好的土拱效应,故该等效假定符合工程实际。

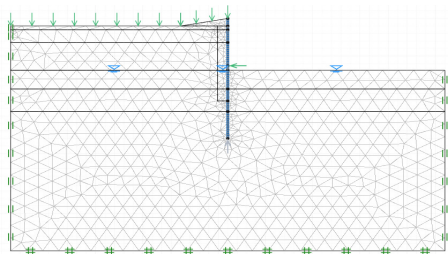


图 3 计算模型网格划分图

支护桩两侧距离边界 23 m(大于 3 倍开挖深度),以避免边界效应的影响。根据实际施工顺序,计算模型首先获得初始应力场,然后施工桩基础,基坑开挖 5.9 m 及施工 1.0 m 高冠梁,最后对排桩施加 1 000 kN 顶推反力荷载。为模拟现场堆载及其他可变荷载,在桩后地表面施加 15 kPa 的分布荷载。

基于图 1 所示地基处理几何尺寸可计算得到极限状态对应的最大集中荷载为 4 826 kN,但其对应的桩顶位移量已达到 0.57 m,土体位移量达 1.05 m(图 4)。可见,排桩可以承受的最大反力应由位移控制。

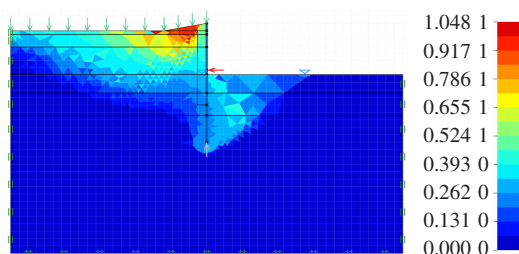


图 4 极限状态下变形场(极限荷载 4 826 kN)(单位:m)

由于排桩为临时工程,采用 $0.1D$ 作为位移控制标准。当旋喷桩强度 q_u 为 0.8 MPa,宽度为 1.1 m,长度为 10.0 m,受最大顶推力为 1 000 kN 作用时的位移场如图 5 所示。其最大位移为 90 mm,可满足临时工程要求。

根据表 2,黏性土中旋喷桩无侧限抗压强度为 0.8

~5.0 MPa。因此,该文针对旋喷桩无侧限抗压强度、地基处理宽度和深度三个因素进行探讨,同时将计算结果与无地基处理的工况对比,结果如图 6 所示。

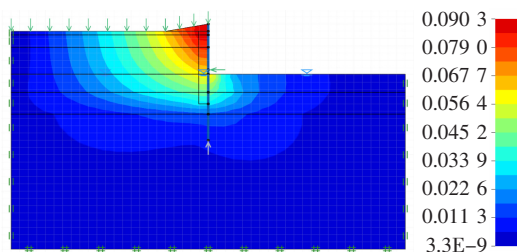


图 5 最大顶推力 1 000 kN 作用下变形场(单位:m)

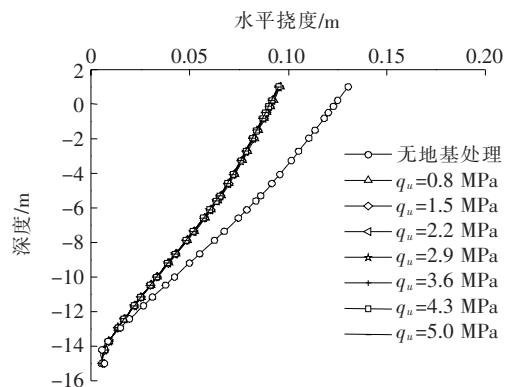


图 6 旋喷桩强度对排桩受力变形的影响

由图 6 可知:① 在最大顶推力作用下,无旋喷桩处理时,排桩水平挠度为 130 mm,而宽度 1.1 m 的桩后旋喷桩可将其降低至 95 mm 左右,降低比例为 26.2%~27.1%;② 相同处理宽度条件下,旋喷桩桩身强度对排桩受力变形特性的影响较小。

对 1 000 kN 荷载作用下,旋喷桩强度 q_u 为 0.8 MPa,长度为 10 m,宽度分别为 0.6、1.1、1.6 及 2.1 m 的工况进行计算,其结果如图 7 所示。由图 7 可知:地基处理范围越宽,则反力桩最大变形越小。处理宽度为 2.1 m 时,桩身最大挠度为 88 mm,降低比例为 32.3%。综合各方案性价比分析,加上排桩后侧防水需要,工程中选用两排旋喷桩,宽度为 1.1 m。

对 1 000 kN 荷载作用下,旋喷桩强度 q_u 为 0.8 MPa,宽度为 1.1 m,长度分别为 5.0、10.0 及 15.0 m 的工况进行计算,其结果如图 8 所示。由图 8 可知,旋喷桩长度越大,则排桩最大挠度越小。当长度为 15 m 时,排桩最大挠度为 93 mm;而长度为 5 m 时,最大挠度增大至 101 mm。其相对无地基处理工况的降低比率为 22.3%~28.6%。

由分析可见:旋喷桩的尺寸对受力变形特性的影

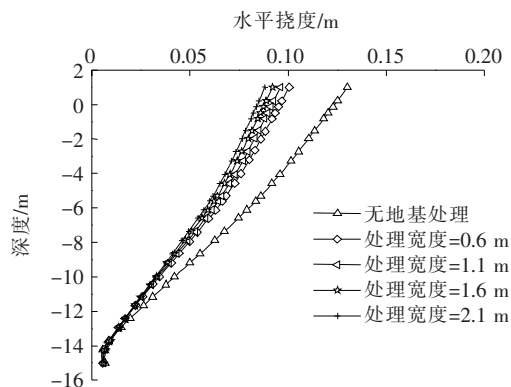


图7 旋喷桩宽度对排桩受力变形的影响

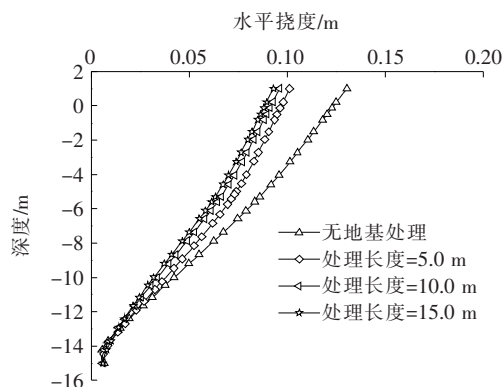


图8 旋喷桩长度对排桩受力变形的影响

响较强度大,但在合理取值范围内的影响均不明显。如在满足止水功能的条件下,其变形降低比率为22%~32%,在临时工程设计中如能合理考虑,可有效减少施工费用。

工程采用该方案处理后,顶推施工过程顺利完成。

4 结论

(1) 跨线桥顶进施工采用反力桩达到极限状态时对应的位移量较大,其承载能力宜采用位移进行控制。

(2) 旋喷桩的尺寸对受力变形特性的影响相对无限限抗压强度明显,在合理取值范围内对变形的降低比率为22%~32%,进行临时工程设计时宜予以考虑。

(3) 在跨线桥顶推施工临时反力系统设计时,计入桩后地基处理的增强效应,可确保临时结构合理可

行、经济适用。

参考文献:

- [1] K. M. Rollins, M. E. Adsero, D. A. Brown. Use of Jet Grouting to Increase Lateral Pile Group Resistance in Soft Clay[C]. The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, October 12~17, 2008.
- [2] Matthew E. Adsero. Impact of Jet Grouting on the Lateral Strength of Soil Surrounding Driven Pile Foundations [D]. USA, Brigham Young University—Provo, 2008.
- [3] 贺伟, 凡子义, 崔剑峰, 等. 坭洲水道桥圆形地连墙支护体系监测与分析[J]. 地下空间与工程学报, 2019(2).
- [4] 贺伟, 潘星羽, 张军, 等. 河心洲地铁车站深基坑开挖监测及环境影响分析[J]. 岩土工程学报, 2013(zk1).
- [5] 彭少龙, 王琥, 苏爱斌. 桩承式加筋路堤在尾矿区的应用[J]. 中外公路, 2020(6).
- [6] 中国有色金属工业西安勘察设计研究院. 陕西省西咸新区沣东新城沣泾大道南段 K3+140~K3+811 岩土工程勘察报告[R], 2016.
- [7] 龚晓南. 地基处理手册[M]. 北京: 建筑工业出版社, 2011.
- [8] DL/T 5200—2004 水电水利工程高压喷射灌浆技术规范[S].
- [9] Balmer GG. Shear Strength and Elastic Properties of Soil—Cement Mixtures under Triaxial Loading[C]. In: Proceedings of American Society for Testing Materials by Portland Cement Association, Research and Development Laboratories, 1958; 1 187—1 204.
- [10] Fan, J., Wang, D., & Qian, D. Soil—Cement Mixture Properties and Design Considerations for Reinforced Excavation[J]. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 2018, 10(4): 791—797.
- [11] Mitchell JK. The Properties of Cement—Stabilized Soils [C]. In: Proceedings of the Residential Workshop on Materials and Methods for Low Cost Road, Rail, and Reclamation Works, 1976: 365—404.
- [12] Briaud JL, Nicholson P, Lee J. Behavior of a Full—Scale VERT Wall in Sand[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2000, 126(9): 808—818.
- [13] 高大钊, 袁聚云. 土质学与土力学[M]. 3版. 北京: 人民交通出版社, 2001.