第27卷 第4期 石家庄铁道大学学报(自然科学版) Vol. 27 No.4

2014 年 12 月 JOURNAL OF SHIJIAZHUANG TIEDAO UNIVERSITY (NATURAL SCIENCE) Dec. 2014

桩网结构路基土拱效应离散元研究

韩高孝 , 宫全美 , 周顺华

(同济大学道路与交通工程教育部重点实验室,上海 201804)

摘要:建立桩网结构路基的离散元模型,从散粒体和微观角度研究了桩网结构路基中的土 拱效应。结果表明: 土拱效应随着桩间土的沉降而发展变化,桩间土发生较大的沉降后土拱效 应才能达到极限状态。桩顶平面上方 1.67 倍桩净间距范围内土体的密实度受土拱效应的影 响,土体孔隙率的变化与土拱效应发展保持一致。土拱效应发展过程中土体的竖向位移远大于 水平向位移 桩顶上方竖向位移小于桩间土上方竖向位移,等沉面的高度位于 2.7 倍的桩净间 距处。土体中竖向应力的影响范围与密实度的影响范围相同,土拱高度为该影响范围的上限, 在该范围内土压力系数随土拱效应发展而变化,但两者变化并不一致,且土压力系数在桩顶上 方和桩间土上方也不相同。

关键词: 桩网结构路基; 土拱效应; 离散元; 微观

中图分类号: TU473 文献标志码: A 文章编号: 2095 - 0373(2014) 04 - 0019 - 06

0 引言

对于桩网结构中土拱效应国内外学者开展了大量的研究,并提出了各种土拱计算模型。Hewlett 和 Randolph^[1]提出了半球壳形的土拱计算模型,并假定桩间土上的应力均匀分布、土拱拱顶或者拱脚的土单 元体会达到极限状态,据此求解桩体荷载分担比。Low^[2]认为桩间土土压力分布是不均匀的,利用与 Hewlett 相似的方法得到平面条件下的桩土荷载计算理论。Rogbeck et al^[3]假设在平面应变状态下土拱下 的土体为楔形,其顶角为 30°,并认为作用于桩间土上的压力为土拱下分土体的重量。Van Eekelen et al^[4]、Ellis & Aslam^[5]分别给出研究了该模型二维和三维条件下的土拱临界高度。日本细则^[6]用荷重 分散角 α 计算拱的形成范围,并根据分散角、桩间净距和填土高度,计算在形成完整拱和非完整拱条件下 的桩土荷载分担。Naughton^[7]认为路基中屈服土体的边界为从桩帽边界延伸出的一条对数螺旋线,从而 可计算出土拱临界高度,并认为作用于桩间土上的压力为屈服部分土体的质量。针对路基中采用两层或 两层以上的加筋材料的情况,Jenner et al^[8]提出了一种土拱计算模型,该模型认为在平面状态和三维状态 下路基中的土拱为三角形和四棱锥性,拱脚处土拱边界线或面与桩帽平面呈 45°角 桩间土承担土拱下部 路基填土的质量。与其它的方法不一样,英国 BS8006 规范^[9]首先计算作用在桩帽上的平均应力而不是 桩间土的应力,并认为路基填土的性质对桩帽的平均应力没有影响,这与实际不符,这种方法只适用于拥 有很高摩擦强度的压实良好的填土。

综上所述,目前对于桩网结构路基中土拱效应的计算还存在一定争议,各种计算模型都不尽相同,还 没有一个统一的、得到普遍认可的土拱计算模型,且上述计算模型都是基于连续介质理论,而土本身是一 种散体介质。基于以上原因,现利用离散元计算软件 PFC3D 从散粒体和微观角度桩网结构中的土拱效应 开展研究,以期对土拱效应的机理和本质有更深入的理解。

收稿日期:2013-04-02

作者简介: 韩高孝 男 1985 年出生 博士研究生

DOI: 10. 13319/j. cnki. sjztddxxbzrb. 2014. 04. 04

基金项目:高等学校博士学科点专项科研基金(20110072110026)

1 PFC3D 模型

数值计算模型以京沪高铁某路基断面为原型,该断面中地基采用 CFG 桩处理 桩径为 0.5 m 桩帽尺 寸为 1 m × 1 m 桩间距 1.8 m。数值计算模型与原型的模型比为 6.7 在数值模型中模型箱的长和宽均为 0.42 m 模型高 0.5 m(见图 1) 桩帽尺寸为 0.15 m × 0.15 m 桩净间距为 0.12 m 模型箱的前、后、左、右 边界均由一光滑的墙来模拟,底边界由 9 个光滑的墙来模拟(见图 2) 其中 1、3、7、9 号墙用来模拟桩帽, 计算时不考虑桩身刚度对拱效应的影响。在模型箱填满土并达到平衡后 2、4、5、6、8 号墙向下移动来模拟 桩间土的沉降 图 2 所示的虚线位置处在模型底面以下各设置一道竖向墙(见图 1)以防止 2、4、5、6、8 号 墙向下移动时土颗粒溢出。由球形颗粒模拟粗粒土,颗粒直径为 1.2 cm 模型中共包含 80 000 多个颗粒, 颗粒间的接触关系为线性接触,颗粒间法向和切向刚度分别为 2×10³ N/m 和 1.5×10³ N/m ,颗粒摩擦系 数为 0.8 模型孔隙率为 0.16 墙的法向刚度为 2×10⁴ N/m。为了量测模型中应力和孔隙率的变化,在模 型底面以上 0.32 m 的范围内设置了 800 个直径为 4 cm 的测量球,并跟踪了模型底面 0.32 m 范围内 800 个颗粒的位移,在活动门下移前,这些颗粒的位置见图 3、图 4。

由于多年来人们已习惯于用宏观参数来描述摩擦型散体材料的力学性质,故对模型中所列的模型微观参数不一定有直观的认识,因此有必要将上述微观参数与宏观参数联系起来。对于摩擦型散体材料而言,内摩擦角是衡量其力学性质的一个重要的宏观指标,因此利用数值三轴实验测定了散粒体的内摩擦角。用来测定内摩擦角的双轴试验的样本高0.4 m,直径0.2 m ,实验所加的围压分别为10 kPa、20 kPa和30 kPa,三轴实验的偏应力和轴向应变曲线见图5 根据双轴实验结果便可得到计算模型中散粒体的内摩 擦角为38°。





图1 计算模型





2 计算结果分析

2.1 桩土荷载分担

桩和桩间土承担的荷载随桩间土沉降的变化见图 6 ,其中 *B*、*C* 分别代表桩和桩间土承担的荷载。图中 纵、横坐标都进行了归一化处理 ,纵坐标为桩间土沉降过程中桩和桩间土承担的荷载 *f* 与初始状态下桩和 桩间土承担的荷载 *f*₀ 之比 横坐标为桩间土的沉降 *s* 与桩净间距之比。由图 6 可知 ,随着桩间土的下沉桩 所承担的荷载先是逐渐增大 ,并在沉降为桩净间距的 0. 19 倍时达到最大值为 1.6 倍的初始状态时的荷载 ,之后开始逐渐减小; 而桩间土所承担的荷载随着桩间土的沉降呈现出相反的变化 ,并在沉降为桩净间 距的 0. 19 倍时达到最小值为 0. 38 倍的初始状态时的荷载。由此可知在桩间土沉降的过程中 ,土拱效应 也在发生变化 ,并不是一成不变 ,且土拱效应达到极限状态时桩间土需要产生较大的沉降。

孔隙率随桩间土沉降的变化见图 7 ,其中 *B*、*C* 分别代表桩顶位置处桩顶上方和桩间土上方孔隙率的 变化。由图 7 可知 ,随着桩间土的下沉桩顶上方土体的孔隙率先是逐渐减小 ,并在沉降为桩净间距的 0. 19 倍时达到最小值为 0. 14 ,之后开始逐渐增大; 而桩间土上方的孔隙率随着桩间土的沉先是逐渐增大 ,并 在沉降为桩净间距的 0. 23 倍时达到最大值约为 0. 38 ,然后一直稳定在该值附近。对比图 6 和图 7 可以 发现 ,土拱效应的发展对应于土体中孔隙率的变化过程 ,在土拱效应加强的过程中伴随着桩顶上方土体 的压密 ,当土拱效应达到极限状态时桩顶上方的土体达到最密状态。通过对比初始状态与沉降过程中密 实度的变化 ,可以发现桩顶上方压密土体的范围在桩顶以上 0. 08 至 0. 12 cm 之间 ,即在 0. 67 至 1 倍的桩 净间距之间。图 8 为土拱效应达到极限状态时桩顶上方 0. 04 至 0. 08 m 范围内土体孔隙率在平面上的分 布图 ,由图 8 可知 ,土体中的密实度从桩顶上方到桩间土上方递减 *A* 个桩形心处土体密实度最低。但是 当高度 *h* 在 0. 2 m(*h*/*d* = 1. 67) 以上后土体中孔隙率在平面上的分布趋于均匀 ,如图 9 所示 ,由此可认为 该高度以下的范围为土拱效应的影响范围。



2.3 位移

图 10 为桩顶平面上方 4 cm 土颗粒竖向位移的平面分布图,由图 10 可知,土体的竖向位移从桩顶上 方到桩间土上方逐渐增大 4 个桩形心处土体的竖向位移最大。相对而言,水平位移(见图 11)显得比较 杂乱,规律性比较差且水平位移要大大小于竖向位移。土拱效应达到极限状态时,从桩顶上方 0.04 m 至 0.32 m 每隔 0.04 m 各平面土颗粒竖向位移的平面分布都具有相似的规律,只是量值有所不同,上述各面 的最大沉降分别为: 19.1 mm、14.8 mm、10.5 mm、8.3 mm、6.6 mm、5.4 mm、4.4 mm、3.5 mm,不均匀沉降 为 18.6 mm、13.7 mm、8.6 mm、5.7 mm、3.6 mm、2.3 mm、1.3 mm、0.9 mm,由此可知随着高度的增加土体 的沉降、和不均匀沉降都在减小。桩顶上方 0.32 m 平面的不均匀沉降小于 1 mm,可以将该平面作为等沉 面,等沉面高度与桩净间距的比值为 2.7。



图 10 颗粒竖向位移平面分布图

图 11 颗粒水平位移平面分布图

2.4 竖向应力

图 12 为桩顶上方 8 cm 处竖向应力的平面分布图,由图 12 可知,在桩顶上方存在明显的应力集中现 象,土体中的竖向应力从桩顶上方到桩间土上方递减 A 个桩形心处土体竖向应力最小。从桩顶上方 0.04 m 至 0.32 m 每隔 0.04 m 各平面的竖向应力分布都具有相似的规律,只是量值有所不同,上述各面的最大 竖向应力分别为: 23.0 kPa、20.1 kPa、16.9 kPa、14.8 kPa、12.9 kPa、11.3 kPa、10.2 kPa、9.0 kPa(见图 13, 其中 A 代表 4 个桩形心处竖向应力沿深度方向的分布 B 代表两桩中心处竖向应力沿深度方向的分布 C 代表桩顶上方竖向应力沿深度方向的分布),最大值与最小值的差分别为 21.6 kPa、14.5 kPa、8.1 kPa、 4.8 kPa、2.9 kPa、1.1 kPa、0.8 kPa、0.4 kPa。由图 13 可知 桩间土上方竖向应力在桩顶上方 0.2 m(1.67 倍桩的净间距)由增加改变为减小 桩顶上方竖向应力在该高度处增加的幅度开始变大,可以认为该高度 为以下的范围为土拱效应影响的范围,这与土由体孔隙率所确定的范围一致。



2.5 土压力系数

图 14 为桩顶上方 0.08 m 处土压力系数的平面分布图,由图 14 可知 桩顶上方土压力系数最小、4 桩 形心处土压力系数最大,两桩中心处土压力系数介于两者之间。从桩顶上方 0.04 m 至 0.2 m 每隔 0.04 m 各平面的土压力系数分布都具有相似的规律 在此之上的土压力系数的平面分布趋于均匀。图 15 为 4 桩形心处土压力系数沿深度方向的分布图。由图 15 可知 0.2 cm 以上的土压力系数基本相等,该高度以下土压力系数呈现出先增大后减小的特征,在桩顶上方 0.08 m 处达到最大值。图 16 为土压力系数随桩间土沉降的变化图,由图 16 可知,随着桩间土的沉降土压力系数并不是常数,土压力系数先随着沉降的增大而增大在沉降达到 0.23 倍的桩净间距后开始减小,最后在沉降达到 0.49 倍的桩净间距后土压力系数趋于稳定。对比桩、土荷载分担的结果,可以发现在土拱效应达到极限状态时土压力系数并没有达到最大值,土压力系数的变化和土拱效应的发展并不一致。



图 14 土压力系数平面分布图 图 15 土压力系数沿深度分布图 图 16 土压力系数与桩间土沉降关系图

3 结论

通过以上的分析可以得到如下结论:

(1) 土拱效应随着桩间土的沉降而发展变化,在桩间土下沉的过程中桩承担的荷载呈现出先增大后减小的特征,在沉降为桩净间距的0.19 倍时达到最大值,而桩间土所承担的荷载随着则呈现出相反的发展趋势。

(2) 桩顶平面上方 1.67 倍桩净间距范围内土体的密实度受土拱效应的影响,桩顶上方土体的孔隙率 先减小后增大 桩间土上方土体的孔隙率先增大后保持在稳定的水平,土体孔隙率的变化与土拱效应发 展保持一致。

(3) 土拱效应发展过程中土体的竖向位移远大于水平向位移,桩顶上方竖向位移小于桩间土上方竖向位移,等沉面的高度位于2.7 倍的桩净间距处。

(4) 与密实度受影响的范围相同,土体中竖向应力的影响范围也在桩顶平面上方1.67 倍桩净间距的 范围内,可以认为土拱高度为1.67 倍的桩净间距。

(5) 土拱高度范围内桩顶上方土压力系数最小、四桩形心处土压力系数最大,两桩中心处土压力系数 介于两者之间。在此范围内土压力系数随土拱效应的发展而变化,土压力系数的变化和土拱效应的发展 并不一致。

[1] Hewlett W J, Randolph M F. Analysis of piled embankments [J]. Ground Engineering, 1988, 21(3):12-18.

- [2] Low B K, Tang S K, Choa V. Arching in piled embankments [J]. ASCE Journal of Geotechnical Engineering, 1994, 120(11): 1917-1938.
- [3]Rogbeck Y, Gustavsson S, SÖdergren I, et al. Reinforced piled embankments in Sweden-design aspects [C] // Proceedings of the 6th International Conference on Geosynthetics. United States: Industrial Fabrics Association International ,1998: 755-762.
- [4] Van Eekelen S J M, Bezuijen A, Oung O. Arching in piled embankments; experiments and design calculations [C] // BGA International Conference on Foundations. United Kingdom: Thomas Telford Services Ltd 2003: 885-894.
- [5] Ellis E A, Aslam R. Arching in piled embankments: comparison of centrifuge tests and predictive methods [J]. Ground engineering, 2009, 42(6): 34-38.

[6] 鉄道総合技術研究所. 撹拌混合基礎(機械撹拌方式) 設計#施工手引[M]. 東京: 鉄道総合技術研究所 2001.

(下转第36页)

第27卷

Yu Yan, Liu Donglin, Zhang Ruiyun

(School of Civil Engineering, Shijiazhuang Tiedao University, Shijiazhuang 050043, China)

Abstract: At present , domestic and foreign studies on building rectification technology are very scarce , and mostly depend on engineering experience. In view of this situation , based on the actual project—a new plant silo as background , the field monitoring and experiments are made , and through a systematic analysis by using the finite element software ANSYS , the simulation of lifting process and lifting effect is realized , and finally the collaborative work conditions for the upper structure , foundation and foundation underpinning beam are obtained and the most adverse conditions are pointed out so as to effectively guide the rectification work. The engineering practice shows that this method achieves good results and provides effective method and theory guidance for further research on correcting method , choice of a reasonable correction scheme and reasonable design of underpinning system.

Key words: uprising and rectification; underpinning beam; the finite element; limit state

(责任编辑 车轩玉)

- [7] Naughton P J. The significance of critical height in the design of piled embankments [C] // Proceedings of Geo-Denver. United States: American Society of Civil Engineers, 2007: 453-460.
- [8] Jenner C G , Austin R A , Buckland D. Embankment support over piles using geogrids [C] // Proceedings 6th International Conference on Geosynthetics. United States: Industrial Fabrics Association International , 1998: 763-766.
- [9]British standards institution. Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills [M]. London: British Standards Institution, 1995.

Research on Soil Arching Discrete Element of Pile Supported Geosynthetic-reinforced Embankment

Han Gaoxiao, Gong Quanmei, Zhou Shunhua

(Key Lab on Road and Transportation Engineering of Ministry of Education at Tongji University , Shanghai 201804 , China)

Abstract: Soil arching in pile supported geosynthetic-reinforced embankment is studied from granular and microcosmic viewpoint by using discrete element program. It indicates that soil arching develops with the settlements of soil between piles and it needs large settlement for soil arching to get ultimate state. Soil arching has an influence on soil density degree above pile within 1.67 times of clear pile spacing and the variation of porosity brings into correspondence with development of soil arching. The vertical displacements of soil are largely greater than horizontal displacements and vertical displacements of soil above piles are greater than that above soil between piles. The height of plane which settlements of soil are equal is 2.7 times of clear pile spacing and the height of soil arching is upper limit of scope which soil density degree and vertical stress are affected. The soil pressure coefficient , below the height of soil arching , varies with development of soil arching but the variation of them is inconsistent and soil pressure coefficients above pile and soil between piles are not equal.

Key words: pile supported geosynthetic-reinforced embankment; soil arching; discrete element; microcosmic viewpoint

(责任编辑 车轩玉)