

浅层就地固化桩土刚性复合地基沉降计算新方法

袁胜强, 潘春辉, 栗关裔

(上海市政工程设计研究总院(集团)有限公司, 上海 200438)

摘要: 针对就地固化桩土刚性复合地基沉降计算研究的不足及现行规范此类工况沉降计算方法的局限性, 首先剖析了就地固化桩土刚性复合地基沉降机理, 分析了土拱效应下的桩端应力分担比例和等沉面以上负摩阻区的附加应力对沉降的影响, 提出了就地固化桩土刚性复合地基沉降计算的新方法, 并通过数值模拟和工程实例进行了验证。验证结果表明, 就地浅层固化土技术, 可强化土拱效应、增强桩基传递效应, 能有效减小复合地基的整体沉降, 新沉降计算方法准确可靠。

关键词: 就地固化; 桩土复合地基; 沉降计算; 土拱效应; 桩身等沉面

中图分类号: U416.01; U411

文献标志码: A

New Calculation Method of Shallow In-Situ Solidification Technology Combined with Pile-Soil Rigid Composite Foundation

YUAN Shengqiang, PAN Chunhui, LI Guanyi

(Shanghai Municipal Engineering Design Institute (Group) Co., Ltd., Shanghai 200438, China)

Abstract: Considering the shortcomings of settlement calculation research on shallow in-situ solidification combined with pile-soil rigid composite foundation, and the limitation of settlement calculation method in current specifications under similar working conditions, this paper analyzes the settlement mechanism of shallow in-situ solidification combined with pile-soil rigid composite foundation, studies the sharing proportion of pile end stress under the soil arching effect, analyzes the settlement influence of the additional stress in the negative friction area above the equal settlement surface, and proposes a novel settlement calculation method for the shallow in-situ solidification combined with pile-soil

rigid composite foundation. The numerical simulation and engineering practice, indicate that the shallow in-situ solidified soil technology can strengthen the soil arching effect, enhance the pile foundation transfer effect, and effectively reduce the overall settlement of the composite foundation. The settlement calculation method proposed in this paper is accurate and reliable.

Keywords: in-situ solidification; pile-soil composite foundation; settlement calculation; soil arching effect; equal-settlement level of piles

浅层就地固化桩土刚性复合地基方法是针对深厚、高含水量软土地基的低碳节能、实用经济的新型道路地基处置技术, 近年来得以逐步推广应用。该技术先利用高含水量弃土、就地固化快速形成浅层硬壳层, 再借助硬壳层工作面施工刚性管桩, 最终形成刚性复合地基^[1], 具有施工速度快、承载力高、工后沉降小、节能环保的特点^[2]。

该技术软土处理深度较大, 路基整体工后沉降是重要控制指标, 目前主要参考现行相关设计规范, 采用传统复合地基的沉降计算方法。传统复合地基沉降计算方法主要基于以下三个假设: ① 桩土整体刚性假设, ② 桩土复合模量假设, ③ 整体荷载传递假设。文献[3]和文献[4]的沉降计算直接忽略桩间土的压缩变形量, 将桩土区域作为刚性整体考虑, 仅计算桩端以下土层的分层沉降量, 存在较大的偏差。文献[5]的沉降计算虽然考虑了桩土复合地基加固区域的压缩变形量, 但直接采用置换率计算桩土复合加权模量, 对于刚性管桩和桩间土层模量差异过大的工况, 沉降计算结果过小, 与工程实际存在较大偏差。文献[6]和文献[7]的沉降计算未考虑桩土应

收稿日期: 2022-08-06

基金项目: 上海市交通委科研项目, 课题编号 JT2018-KY-001

第一作者: 袁胜强, 教授级高级工程师, 工学博士, 主要研究方向为道路交通、综合枢纽、数字化等方向。

E-mail: yuanshengqiang@smedi.com;

通信作者: 潘春辉, 高级工程师, 工学硕士, 主要研究方向为地下建筑与隧道方向。

E-mail: panchunhui@smedi.com



论文
拓展
介绍

力比分担,桩端应力直接按路堤整体荷载传递计算,沉降计算整体偏大。另外,以上三类计算方法,均未考虑硬壳层对复合地基整体沉降的减小影响。因此,浅层就地固化桩土刚性复合地基如果采用传统复合地基沉降计算方法,将存在较大的局限性。

分析桩土复合地基沉降计算的相关研究,土拱效应模型和等沉面是构建模型、分析沉降的关键。楼晓明^[8]、郑俊杰^[9]、陈云敏^[10]等对土拱效应模型、等沉面的机理及计算算法进行了研究。曹卫平^[11]提出的“中性点”、刘吉福^[12]提出的“桩身等沉面”、陈明^[13]提出的“复合摩阻区”等均是与桩土等沉面相似的概念,对于分析固化土产生的等沉面效应具有一定的借鉴意义。目前浅层就地固化土刚性复合路基研究中深入考虑固化土硬壳层的沉降计算研究较少,周扬^[14]对浅层固化土和桩基模型进行了建模分析,但并未涉及桩土应力分担及桩顶沉降简化计算。

在浅层就地固化桩土刚性复合地基逐步推广大背景下,基于理论分析、数值模拟和工程验证,本文建立了一种简洁、适用的浅层就地固化桩土刚性复合地基沉降计算新方法。

1 沉降机理及沉降计算思路

由于桩土复合区域的刚性桩和桩间土之间存在沉降差,将产生应力重新分布,浅层就地固化桩土刚性复合地基最终会形成三个等沉面:①路堤下层部分由于土拱效应而形成的路堤等沉面;②桩土复合区域达到应力平衡后产生的桩土等沉面;③路堤荷载及桩土附加应力传导至桩端以下,待桩端下卧层应力逐级消散后形成的持力层等沉面(图1),最终逐步形成稳定的路基沉降。

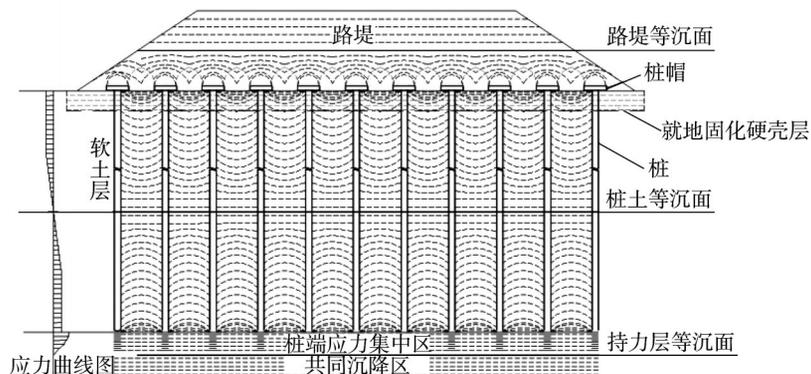


图1 浅层就地固化桩土刚性复合地基沉降机理分析图

Fig. 1 Mechanization analysis chart of pile-soil composite foundation of in-situ solidification settlement

路基整体沉降 S 等于桩顶上路堤土压缩变形的沉降 S_1 、桩土复合区域压缩变形的沉降 S_2 和桩端以下土体分层沉降 S_3 之和。其中 S_1 在常规填土高度时路堤压缩变形极小可忽略不计,若为特殊高填方路段可单独分层计算;而 S_2 和 S_3 叠加后,整体表现为桩顶平面的总沉降量 S_s ,以下沉降机理和计算思路均围绕 S_s 展开分析。

刚性复合地基的路堤下层会形成以桩帽为支撑拱、桩帽间土为拱底的土拱效应;相对桩土复合区域的桩置换率,土拱效应下的桩帽承受了更大比例的路堤荷载,桩帽间土也分担了少部分路堤荷载,两者共同形成了路堤下部的荷载协同共担机制。在桩土复合区域,桩土间差异沉降导致沿桩身纵向摩阻力方向发生变化,桩土等沉面以上为负,为桩端带来额外的附加应力,等沉面的高低与桩间土模量、桩顶荷

载等多种因素相关。本技术在地表增加了就地浅层固化硬壳层后,能够明显提升地表软土层的模量及力学性能,增加桩帽间土区域的承载能力,降低桩土复合区域差异沉降,有效减少桩身负摩阻力区范围,带来桩土等沉面的明显上移,从而降低桩端应力,进而带来持力层等沉面的上移,最终路堤沉降因此减小。

基于以上沉降机理分析,提出浅层就地固化桩土刚性复合地基沉降计算思路:①研究土拱效应下桩顶对路堤荷载的应力分担比例,优化土拱效应模型,提出桩顶荷载分布计算方法;②量化分析浅层固化土硬壳层的存在对桩土等沉面以上负摩阻区附加应力的影响;③计算桩顶平面总沉降量 S_s ,形成完整的就地固化桩土刚性复合地基的沉降计算新方法。

2 土拱效应模型

为研究路堤底部区域固化土应力和桩顶应力,取二维土拱拱顶微单元进行应力分析,如图2所示。

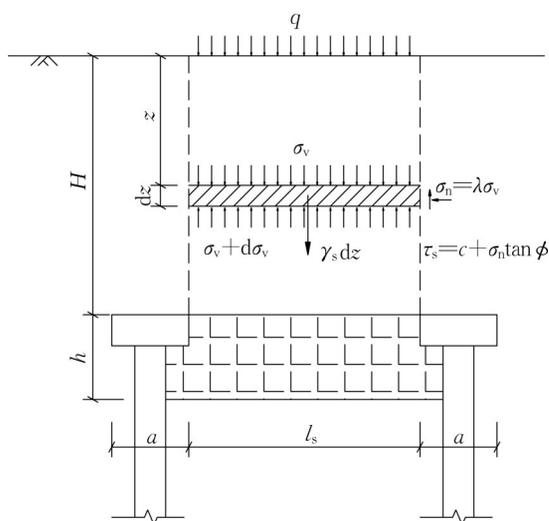


图2 拱顶微单元土压力计算简图

Fig. 2 Calculating of arching top microunit soil pressure

根据静力平衡,可表示为

$$l_s(\sigma_v + d\sigma_v) - l_s\sigma_v + 2\tau_s dz - l_s\gamma dz = 0 \quad (1)$$

式(1)及图2中: σ_v 为作用在微单元上部围岩压力; z 为微元体上覆岩体厚度; dz 为所取微元体的厚度; γ 为岩体重度; l_s 为桩帽间距; τ_s 为作用在微单元两侧的剪应力,考虑桩帽下方固化土强度系数,根据摩尔-库伦强度,计算式为

$$\tau_s = c + \sigma_n \tan \phi \quad (2)$$

式中: c 为填土粘聚力; ϕ 为内摩擦角; σ_n 为作用在微单元两侧的正应力,按 $\sigma_n = \lambda\sigma_v$ 确定, λ 为土体侧压力系数;整理式(1),可得到式(3):

$$d\sigma_v = \frac{1}{l_s}(l_s\gamma - c - \lambda\sigma_v \tan \phi) dz \quad (3)$$

当路堤较低时,上部微单元未达到极限状态,随着路堤高度的增大,中间土体变形增大,微单元逐步进入极限状态。根据太沙基模型,假定下部洞门为空状态,通过极限平衡方法模拟土体的弹塑性状态。桩顶下的固化土对土体有加固作用,由于土体变形和桩顶处的变形差异较小,土体进入塑性较少,荷载传递于固化土较多,传递于桩基较少。因此,引入拱顶微单元土体摩阻力状态系数 η 来分析拱顶微单元弹塑性状态。

$$\tau_s = c + \eta\sigma_n \tan \phi \quad (4)$$

把式(4)代入方程(3),得通解微分方程如下:

$$l_s\gamma - c - \lambda\eta\sigma_v \tan \phi = Ce^{-\frac{\lambda\eta \tan \phi}{l_s} z} \quad (5)$$

根据边界条件,可知 $z=H, \sigma_v=q$ (作用在地面的荷载),求得常量 C :

$$C = l_s\gamma - c - \lambda\eta q \tan \phi \quad (6)$$

将 C 代入式(5),得到作用于桩间固化土顶的土体压力计算公式:

$$\sigma_v = \frac{l_s\gamma - c}{\lambda\eta \tan \phi} \left[1 - e^{-\frac{\lambda\eta \tan \phi}{l_s} H} \right] + q e^{-\frac{\lambda\eta \tan \phi}{l_s} H} \quad (7)$$

桩间土竖向应力分布随着距离桩越近应力越大,越靠近桩间中心应力越小,因而分布呈现不均匀性,引入不均匀分布系数 β ,一般取0.8。

根据单桩处理范围内路堤的总荷载保持一致条件推理得桩顶荷载 P 计算公式。

$$P = (\gamma H + q)(l_s + a)^2 - \beta\sigma_v[(l_s + a)^2 - l_s^2] \quad (8)$$

从式(8)可以看出,按照《城市道路路基规范》等国内规范的刚性地基处理最终沉降的公式,基本不考虑桩间土压缩变形对沉降的影响,则桩承受的荷载是式(8)前半部分,即上部覆土的全部荷载,此时沉降计算是偏于保守的,造成了工程上较大的浪费。采用浅层就地固化土技术,会增强土拱效应,桩帽间土可以承担较大的土压力,从而减少桩顶承受的荷载,对控制路堤复合基础的沉降和应力分布有较好的作用。

根据式(7)和(8),绘制桩顶荷载 P 关于路堤高度 h 和摩阻力状态系数 η 的函数曲线。随着覆土高度的提高,桩间土顶的土应力呈现逐渐收敛趋势,如图3所示;相应的随着路堤高度增加,桩顶承受荷载不断增大;因此在路堤高度2.5 m以上,浅层固化土和路堤形成的土拱效应是不可忽略的。摩阻力状态系数代表着在土拱极限塑性破坏程度,土体发挥摩阻力程度。随着摩阻力状态系数的提高,即土塑性破坏越显著,摩阻力发挥效应越大,桩顶承担的荷载越大,如图4所示;且在路堤高度越高的情况下,该效应影响越大;因此固化土实施深度越大,且固化土强度越大,桩基承受荷载越小,越有利于路堤的整体稳定性和后期沉降的减小。

3 等沉面负摩阻力效应

浅层就地固化桩土刚性复合地基从路堤顶至桩底下卧层通常会出现3个等沉区:路堤等沉区、桩身等沉区和下卧层等沉区,如图5所示。路堤等沉区与土拱效应的形成密不可分, L_0 为桩间土上方土体

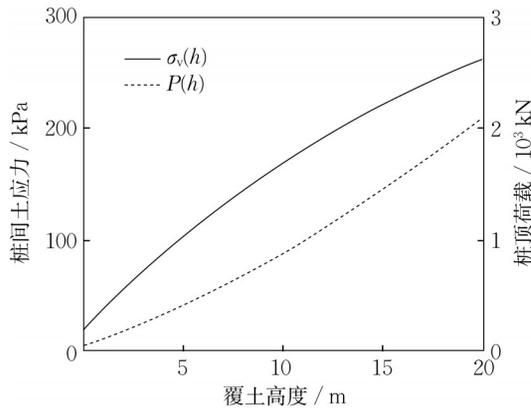


图 3 土压力和桩顶荷载与覆土关系图

Fig. 3 Soil pressure, and loading top of pile versus earthing

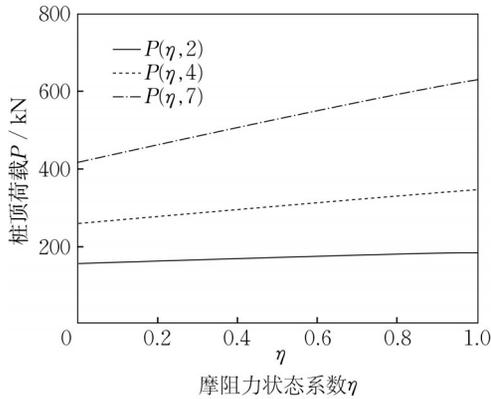


图 4 桩顶荷载与摩擦阻力状态系数关系图

Fig. 4 Top loading of pile versus frictional resistance modulus

微单元与桩顶土体边界不产生位移的临界位置, 此高度与路堤下方固化土的高度 h 相关, h 越高, 固化土强度越大, 路堤等沉面位置越低。

由于路堤下方桩和土的变形不一致, 桩土之间存在摩擦力^[15], 桩身等沉面位于摩擦力正负交替的位置, 即桩身等沉面以上为负摩擦力, 下方为正摩擦力^[16-17]。负摩擦力的存在将土压力向桩身转移, 导致桩身等沉面之上的桩身应力不断增大, 负摩擦力通

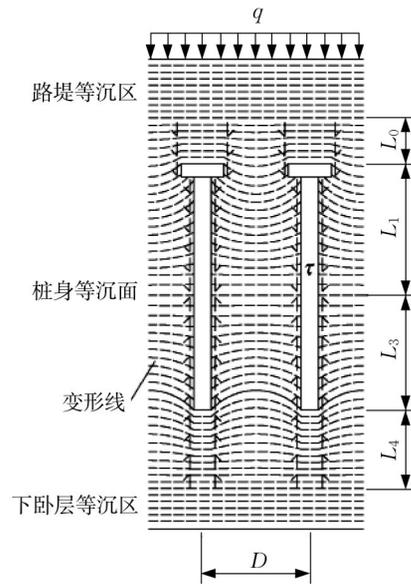


图 5 桩承式路堤等沉面图

Fig. 5 Equal-settlement level of pile bearing embankment

过桩身传导至桩端, 桩身等沉面以下的桩间土附加应力增大, 桩端土附加应力增大, 从而对桩基的沉降和承载力不利, 并随着长期沉降的产生而加剧这一效应。

采用固化土作为路堤下方的硬壳层, 可以有效隔离路堤土和下方软弱土。根据浙江省宁波地区高富水淤泥土固化土试验, 试验软土含水率 80%~91%, 重度 2.72, 液限 $I_L=46.5$, 塑限 $I_p=26.3$, 原状土体有效粘聚力 $C_s=13$ kPa, 有效内摩擦角 $\varphi=28^\circ$, 压缩模量 $E_s=2.8$ MPa; 固化土水泥掺量 4%~16%, 固化土的力学性能指标均大幅提高, 如表 1 所示, 其中压缩模量 E_s 会相对于原状土提高 2 倍~30 倍。根据数值计算的结果, 对于桩长 17 m, 桩直径 0.5 m, 间距 3 m, 路堤高度 4 m 的路堤, 下等沉面高度与固化土压缩模量的关系如表 1 所示, 下等沉面高度和固化土强度变化也呈正相关性。

表 1 固化土拌合后物理参数

Tab. 1 Physical parameters of solidification soil after mixing

| 水泥掺量/% | 压缩系数 a/MPa^{-1} | 压缩模量 E_s/MPa | 有效粘聚力 C_s/kPa | 有效内摩擦角 $\varphi/(\circ)$ | 下等沉面高度比 |
|--------|--------------------------|-----------------------|------------------------|--------------------------|---------|
| 4 | 0.53 | 6.19 | 18.8 | 42.38 | 0.72 |
| 6 | 0.17 | 18.85 | 59.8 | 42.58 | 0.81 |
| 8 | 0.13 | 24.77 | 89.9 | 42.94 | 0.92 |
| 16 | 0.03 | 80.54 | 289.5 | 41.09 | 0.95 |

对比无固化土的常规桩承式路堤, 桩间等沉面位置根据桩端的持力层的位置而不同, 根据文献 [6], 持力层为粘性土和粉土时, 其等层面 L_1 为桩长的 0.5~0.6 倍; 桩端为基岩时, 则等沉面 L_1 为桩长

的 1 倍, 即土体产生负摩擦力为全桩长。而固化土在桩顶的路, 桩基和固化土地基模型考虑为桩基承台模型, 而软土地区的桩承式路堤一般桩长为 10~20 m, 其持力层为黏土或软黏土, 因此高水泥掺量固

化土(8%及以上)可以控制桩侧土基本不会产生负向位移,所以等沉面可以等效考虑 L_1 在桩顶。

4 沉降计算方法

根据上述第2、3节分析,浅层固化桩土刚性复合地基的受力机理可以考虑为桩顶之上的路堤荷载通过土拱效应施加在桩顶,而路堤的整体沉降与桩顶的沉降是直接相关的。显然,路堤超过一定高度,路堤等沉面在路面以下,即路面的沉降保持均匀,与桩顶沉降一致。根据文献[11],等沉面的高度与路堤的土拱效应是相关的,一般路堤等沉面的位置与桩顶高度为1.4~1.6倍桩帽间距。

常规的计算路堤整体沉降是考虑为全部荷载通过复合地基作用于桩底,通过计算桩底的大面积附加应力计算深层土体的沉降并乘以经验系数进行估算,该计算方法没有考虑桩与土的摩阻力作用,将附加荷载全部作用于底部是不符合实际的,也因此需要在设计过程中考虑加长桩长以进入持力层,对工程是一种浪费。

本文计算路堤沉降考虑桩顶荷载土拱效应的荷载分布,对于复合桩基沉降采用明德林计算方法,即对于桩沉降荷载分为两个部分,一部分为桩侧摩阻力对下部土体的附加应力,另一部分考虑桩端阻力对于下部土体的附加应力分布,通过分层总和法对荷载分布进行叠加计算桩下部土体的沉降。

$$s = \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zi}}{E_{si}} \Delta_{zi} \quad (9)$$

$$\sigma_{zi} = \frac{P}{l^2} [\alpha I_{p,i} + (1 - \alpha) I_{s,i}] \quad (10)$$

式(9)~(10)中: s 为单桩沉降,忽略相邻桩基和桩自身

压缩变形,相邻桩基对单桩底部产生的附加应力占比极小,因此可以简化计算; σ_{zi} 为路堤荷载对桩端以下产生的附加应力,对于摩擦型桩基,可以只考虑桩端部分和侧摩阻力沿桩深呈线性增长的摩阻力; α 为桩端阻力比,可根据桩侧阻和端阻极限强度比例进行分配;荷载 P 根据上述为桩顶通过土拱效应产生而施加在桩顶的荷载,经第3节论述,因固化土的作用很好的控制了桩侧负摩阻力,因而在计算公式中可仅考虑桩顶荷载而不考虑负摩擦阻力效应,而将上部摩擦阻力考虑为沿桩身深度线性增长的摩阻力,因此根据明德林解,可将复合摩擦桩简化为仅考虑三角形布置的摩阻力对桩下土的附加应力和桩端阻力对桩下土的附加应力,相应的应力系数为 $I_{p,i}$, $I_{s,i}$,计算可参考文献[7]。

5 工程实例验证

5.1 工程方案

宁波市某工程桥台后地基处理采用浅层就地固化桩土复合地基。路堤位于匝道落地段,采用L型挡墙护堤,地基处理宽度约16 m。结合相关工程现场测试方法^[18],进行现场实测分析。对台背后区域选取中间相邻两块做实测对比填土区块,选择实测的工点有两处,分别是A、B块,和C、D块。其中A、B块填土高度5.0 m,路堤基础为直径500 mm的混凝土桩基,桩间距为2.8 m,正方形布置,桩长15 m。C、D块填土高度4.0 m,路堤基础为直径500 mm的混凝土桩基,桩间距为3.0 m,正方形布置,桩长13 m。顶部均设置1.5 m×1.5 m的桩帽和60 cm褥垫层。如图6所示。图中 N 为挡墙坡率,本工程 $N=0.05$ 。

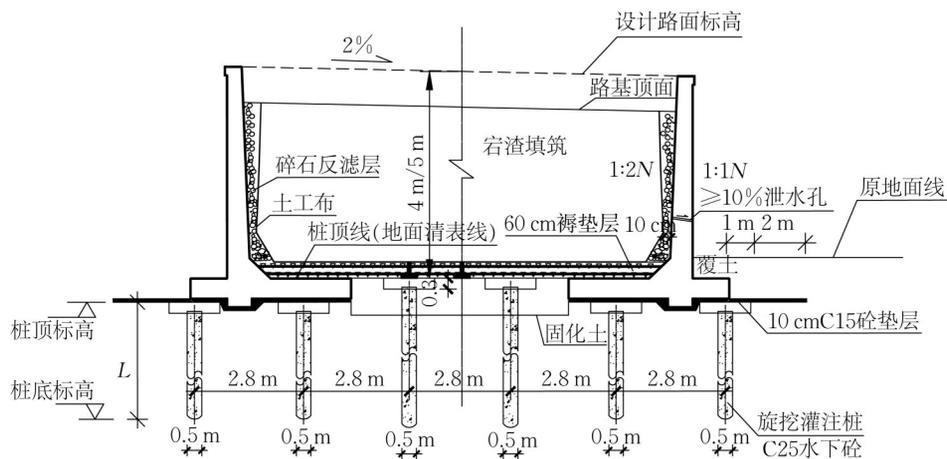


图6 路堤横向布置图

Fig. 6 Cross section of embankment

A块和C块为无固化土的普通桩基加固路堤,B块和D块采用2.0 m厚的固化土铺设于桩顶地基以

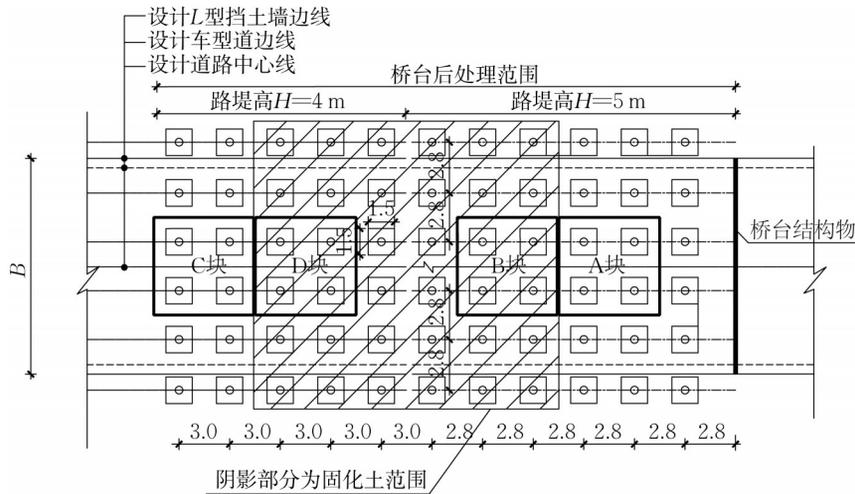


图7 路堤平面布置图(单位:m)

Fig. 7 Ichnography of embankment (unit:m)

设置土压力盒位于褥垫层底部,固化土顶部,监测点分别位于桩顶 Sa1, Sb1, Sc1, Sd1, 两桩中间 Sa2, Sb2, Sc2, Sd2 和四桩中间 Sa3, Sb3, Sc3, Sd3, 如图8所示。

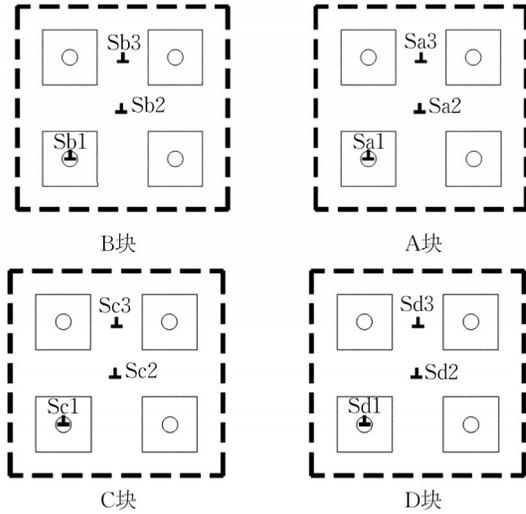


图8 路堤监测点布置图

Fig. 8 Ichnography of embankment monitoring site

5.2 现场实测数据

根据监测数据,如图9、图10所示,在无固化土的A区块工况,随着褥垫层、填土的施工,监测点位置的竖向土压力在各个阶段随着施工的进展不断增大,增大的幅度和埋设点的位置相应是有区别的,这反映了土拱效应对土压力的有较大的影响。其中Sa1的最大土压力为137.2 kPa, Sa2最大土压力为48.5 kPa, Sa3最大土压力为56.6 kPa, 填土的重度

根据现场压实度测量约 $18.5 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-3}$,如此可知Sa1桩顶受到土拱效应的影响,土压力相对均匀土压力荷载增加了约48%,而Sa2和Sa3位置的土压力受到土拱效应的影响荷载相对均匀土压力减少了约52%和40%,土拱效应将土压力进行了应力重分布。Sa2和Sa3位置的土压力较为接近,说明土拱效应的空间上的差异不大,在工程设计中可以按平面土拱公式进行近似计算。在4 m填土的C区块有这类似的规律。

根据有固化土土压力监测数据图10, B块Sb1的最大土压力为111.5 kPa, Sb2最大土压力为75.3 kPa, Sb3最大土压力为80.5 kPa,可见土压力差异不大,水泥加固土层有效平均了土体应力分布。在4 m填土的D区块有这类似的规律。

5.3 数值模拟

运用平面数值有限元分析方法,按照施工顺序进行全过程分析。计算整体变形云图如图11所示,整体沉降桩顶为85 mm,在浅层固化土的作用下,桩顶上方土体呈现整体下沉趋势,桩间土体没有下陷,可见固化土有对桩间荷载有较好承托效应,避免了桩间土变形引起的桩的负摩阻力,对减小路堤整体沉降有利。从桩底变形可知桩端有明显的刺入效应,即桩端变形较桩侧变形大,因此在分析固化土桩承复合地基应重点考虑桩在荷载作用下的应力应变效应而非整体考虑。

对于中间单桩的侧摩阻力提取进行分析^[17],可见在上方固化土的区域有明显的侧阻力限制作

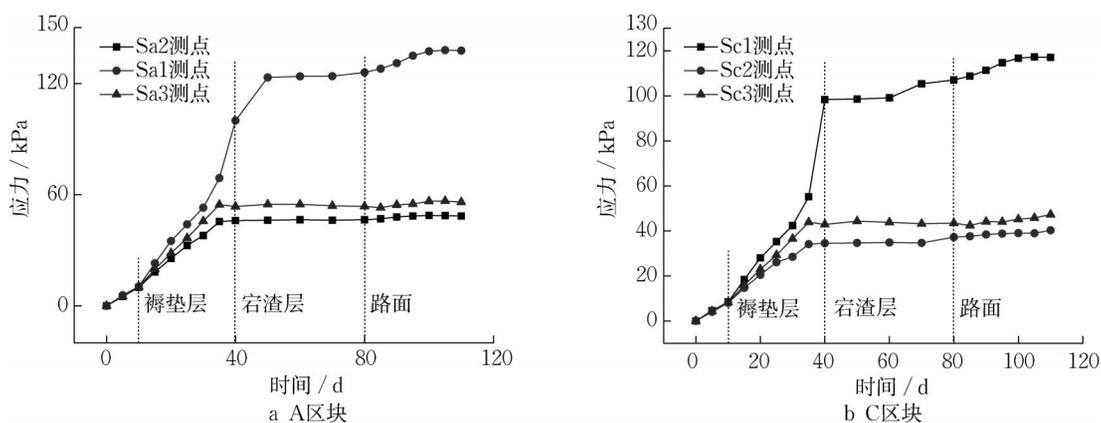


图9 无固化土桩顶土压力监测数据

Fig. 9 Soil pressure of pile top without solidification

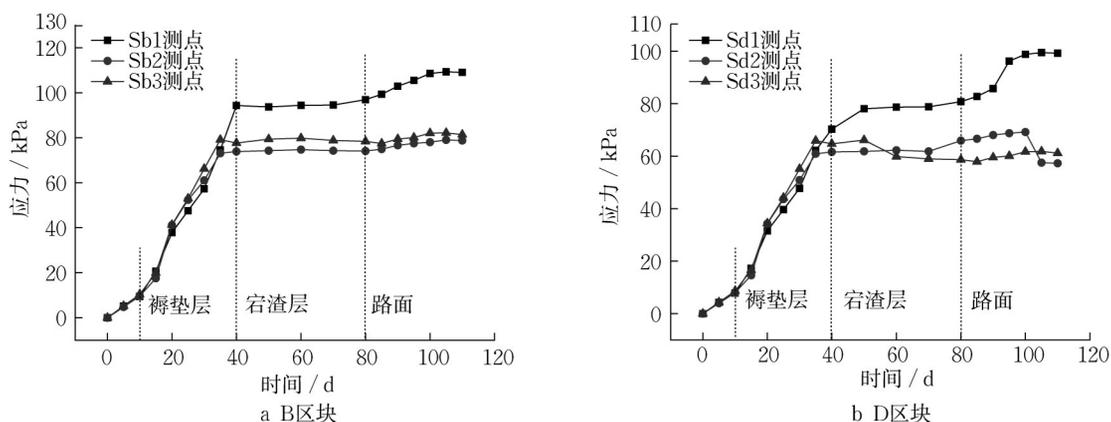


图10 有固化土桩顶土压力监测数据

Fig. 10 Soil pressure of pile top after solidification

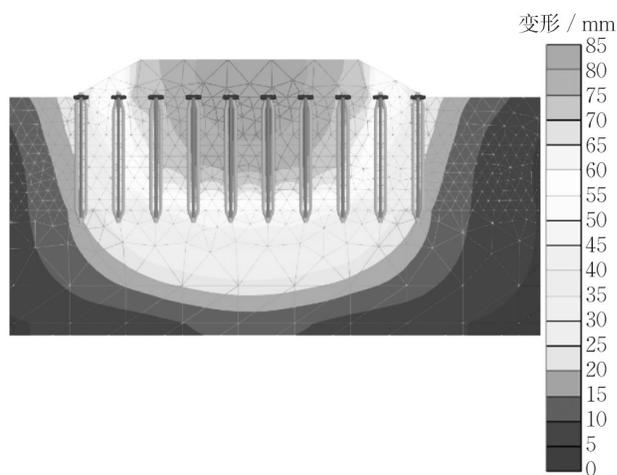


图11 固化土桩承式路堤变形云图

Fig. 11 Settlement cloud chart of solidification soil in pile bearing embankment

用^[19],可见固化土对承载有较大的承托作用,且该区域的桩基侧阻力为正,也验证说明了在固化土的作用下,桩的负摩阻力效应被大大削弱^[20]。桩基的竖

向侧阻力的曲线总体接近于从上至下增大的三角形趋势(图12),也论证了式(7)考虑桩基沉降采用桩侧阻力三角形分布和桩端阻力分担的计算模型。

5.4 规范计算分析

根据建筑桩基技术规范^[6]的要求,梳桩的沉降计算不应考虑桩间土分担荷载,即路堤荷载全部由桩基承担。由此求出A区块和C区块桩顶承担的应力分别为 $\sigma_{pa}=322.3\text{ kPa}$, $\sigma_{pc}=296.0\text{ kPa}$,桩间土应力均为0,由此求得桩顶荷载为 $P_a=725.2\text{ kN}$, $P_c=666.0\text{ kN}$ 。

根据桩长15 m,桩间距2.8 m,直径0.5 m,对桩底受力影响范围内的土层分层计算变形进行积分求和。按照不同分层深度求得明德林公式系数 I_{pi} , I_{si} ,代入式(10)中得出桩底以下分层土的附加应力 σ_i ,采用式(9)得出不同条件下桩顶变形 $s_a=245.4\text{ mm}$, $s_b=194.05\text{ mm}$ 。

实际上上述规范公式考虑将所有荷载施加至桩顶是与实际情况不符的,因为土拱效应,桩间土也会

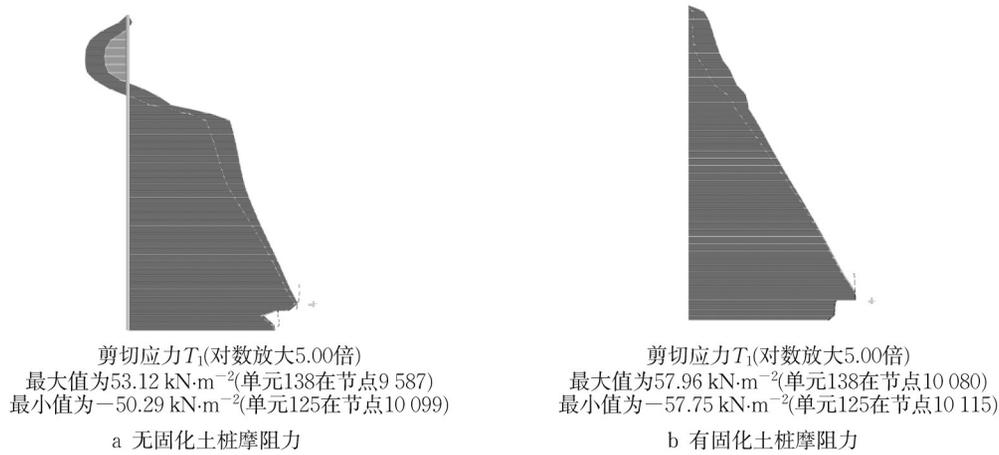


图 12 桩侧阻力图

Fig. 12 Resistance around pile side

分担一定的荷载,因此求得的桩顶变形是偏大的。

5.5 理论公式计算

对于不同区块的土拱效应发挥程度,根据本文提出的计算公式,参照文献[9]的取值,区块A和区块C的摩阻力状态系数 $\eta_1=0.2$,区块B和区块D的摩阻力状态系数取 $\eta_2=0.8$ 。分别代入式(7)求得桩间土顶土压力分别为 $\sigma_a=59.3 \text{ kPa}$, $\sigma_c=48.4 \text{ kPa}$,和 $\sigma_b=90.4 \text{ kPa}$, $\sigma_d=67.82 \text{ kPa}$ 。而后代入式(8)求得桩顶荷载 $P_a=590.2 \text{ kN}$, $P_c=491.5 \text{ kN}$,和 $P_b=437.2 \text{ kN}$, $P_d=299.8 \text{ kN}$ 。

根据桩长15 m和13 m,桩间距2.8 m和3.0 m,直径0.5 m,对桩底受力影响范围内的土层分层计算变形进行积分求和。按照不同分层深度求得明德林公式系数 I_{pi}, I_{si} ,代入式(10)中得出桩底以下分层土的附加应力 σ_i ,采用式(9)得出不同条件下桩顶变形 $s_a=169.4 \text{ mm}$, $s_c=132.1 \text{ mm}$,和 $s_b=121 \text{ mm}$, $s_d=$

84.7 mm。

5.6 几种方法的对比分析

根据监测数据图10,在有固化土的B区块工况, Sb1, Sb2, Sb3的土压力变化规律和A区块是相似的,而数值幅度是大不相同的。其中Sb1的最大土压力为111.5 kPa,相对于均匀土压力增加了约20.5%, Sb2最大土压力为76.4 kPa,相对于均匀土压力减少了约17.4%, Sb3最大土压力为80.5 kPa,相对于均匀土压力减少了约12.9%,与A区块对比,可见固化土的实施较大的调节了土拱效应的比例,将土压力相对均匀的分摊到桩顶和桩间,和此前的计算研究是相吻合的。

不同条件下路堤荷载作用下,按照本文所述的固化土沉降理论计算结果与现场实测结果对比如表2所示,可见本文理论计算和实测值的误差较小,有较好的准确性。

表 2 理论计算与现场实测对比

Tab. 2 Comparison of theoretical calculation and field measurement

| 项目 | 分类 | 无固化土 | | 有固化土 | |
|--------------|-------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| | | A 区块 填高 5 m | C 区块 填高 4 m | B 区块 填高 5 m | D 区块 填高 4 m |
| 沉降 /mm | 现场实测值 | 183.4 | 148.1 | 131 | 116.6 |
| | 数值计算值 | 138.8 | 113.8 | 110 | 83.6 |
| | 规范计算值 | 245.4 | 194.05 | | |
| | 理论计算值 | 169.4 | 132.1 | 121 | 84.7 |
| 桩顶应力/kPa | 现场实测值 | 137.2 | 117.13 | 111.5 | 99.23 |
| | 数值计算值 | 128.5 | 106.66 | 100.4 | 76.3 |
| | 规范计算值 | 322.3 | 296.0 | | |
| | 理论计算值 | 151.5 | 118.17 | 124.6 | 103.42 |
| 桩间应力 /kPa | 现场实测值 | 56.6 | 47.3 | 80.5 | 61.18 |
| | 数值计算值 | 45.6 | 37.5 | 70.3 | 59.76 |
| | 规范计算值 | 0 | 0 | | |
| | 理论计算值 | 59.3 | 48.4 | 90.4 | 67.82 |

经过对比分析,可以总结得出以下结论:

(1)现场实测的结果与本文理论公式计算的形态和结果是相近的,同时理论计算的结果与数值模拟也体现出趋势的一致性,沉降的理论计算数值与现场实测测试结果误差在5%~10%的可控范围内,因此进一步论证了复合地基计算模型的准确性。

(2)通过对比有固化土区块B,D和无固化土区块A,C的桩顶应力分布可知,有固化土相对于无固化土会减少桩顶应力约20%~30%,从而可以减小桩基受压,减少桩基沉降的作用。

(3)通过对比有固化土区块B,D和无固化土区块A,C的桩间应力分布可知,有固化土相对于无固化土会增加桩间应力约30%~40%,说明固化土可以有效分配路堤土荷载,使得桩间固化土可以和桩基共同承担上覆荷载,从而起到整体减少路堤沉降和不均匀沉降的作用。

(4)而相对于规范计算值,因仅考虑荷载全部传递至桩顶,所的的桩顶应力和计算位移均远大于实测值,且对于有固化土的工况,规范是没有相应的计算公式的。因此本文的理论计算方法可以考虑土拱效应、桩基摩阻力分布,有效计算桩顶、桩间应力分布即相应沉降,对于普通复合地基和就地固化桩土复合地基均有一定的适用性。

6 结论

沉降计算是基于就地固化桩土复合地基的关键一环。本文通过理论模型分析和工程实测验证,通过优化土拱效应模型,计算桩体分担的路堤应力,结合等沉面及负摩阻力的推算,最终建立桩端应力计算公式。本文建立的基于土拱效应的桩端应力分担模型、考虑固化土及等沉面影响下的路基沉降计算方法,修正了目前规范中计算方法的相关局限,对于就地固化桩体刚性复合地基的沉降计算和推广应用,具备积极的指导意义。

作者贡献声明:

袁胜强:提出研究课题,指导研究工作,明确论文框架。
潘春辉:处理工程数据,开展桩土沉降参数分析,撰写论文。
栗关裔:参与选题,整理文章框架,撰写论文,搜集文献。

参考文献:

[1] HAN J, AKINS K. Use of geogrid-reinforced and pile supported earth structures [C]//Proceedings of International

Deep Foundation Congress. Orlando:ASCE,2002:668-679.

- [2] DUMAS C, MANSUKHANI S A, PORBAHA R D, *et al.* Innovative technology for accelerated construction bridge and embankment foundations [R]. Washington D C: American Association of State Highway and Transportation Official, 2002.
- [3] 张留俊,王福胜,杨少华,等.公路软土地基路堤设计与施工技术细则:JTG/T D31-02—2013[S].北京:人民交通出版社,2013.
- ZHANG LiuJun, WANG Fusheng, YANG Shaohua, *et al.* Technical guidelines for design and construction of highway embankment on soft ground : JTG/T D31-02—2013 [S]. Beijing: China Communication Press, 2013.
- [4] 凌建明,刘伟杰,钱劲松,等.城市道路路基设计规范:CJJ194—2013[S].北京:人民交通出版社,2013.
- LING Jianming, LIU Weijie, QIAN Jinsong, *et al.* Code for design of urban road subgrades : CJJ194—2013 [S]. Beijing: China Communication Press, 2013.
- [5] 龚晓南,水伟厚,王长科,等.复合地基技术规范:GB/T50783—2012[S].北京:中国计划出版社,2012.
- GONG Xiaonan, SHUI Weihou, WANG Changke, *et al.* Technical code for composite foundation : GB/T50783—2012 [S]. Beijing: China Planning Press, 2012.
- [6] 黄强,刘金砺,高文生,等.建筑桩基技术规范:JGJ94—2008[S].北京:中国建筑工业出版社,2008.
- HUANG Qiang, LIU Jinli, GAO Wensheng, *et al.* Technical code for building pile foundations: JGJ94—2008 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2008.
- [7] 腾延京,黄熙龄,王曙光,等.地基基础设计规范:GB50007—2011建筑[S].北京:中国建筑工业出版社,2012.
- TENG Yanjing, HUANG Xiling, WANG Shuguang, *et al.* Code for design of building foundation: GB50007—2011 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2012.
- [8] 楼晓明,孙晓峰,陈广.大面积路堤荷载下带承台桩的荷载传递分析[J].土木工程学报,2009,42(2):98.
- LOU Xiaoming, SUN Xiaofeng, CHEN Guang, *et al.* Analysis on load transfer for caped piles under large area of embankment. [J]. China Civil Engineering Journal, 2009, 42(2):98
- [9] 郑俊杰,罗先国,付海平,等.基于H&R土拱模型的桩承式加筋路堤分析[J].华中科技大学学报(自然科学版),2019,47(1):50.
- ZHENG Junjie, LUO Xianguo, FU Haiping, *et al.* Analysis of geosynthetic-reinforced pile-supported embankment based on H & R soil arching model [J]. Huazhong University of Science & Technology (Natural Science Edition), 2019, 47(1):50.
- [10] 陈云敏,贾宁,陈仁朋,桩承式路堤土拱效应分析[J].中国公路学报,2004,17(4):1.
- CHEN Yunmin, JIA Ning, CHEN Renpeng. Soil arch analysis of pile-supported embankments [J]. China Journal of Highway

- and Transport, 2004, 17(4):1.
- [11] 曹卫平. 桩承式路堤土拱效应及基于性能的设计方法研究[D]. 杭州:浙江大学, 2007.
CAO Weiping. Study on soil arching and performance-based design method for piled reinforced embankments [D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2007.
- [12] 刘吉福, 郑刚, 龚晓南, 附加应力法计算刚性桩复合地基路基沉降[J]. 岩土工程学报, 2018, 40(11):1995.
LIU Jifu, ZHENG gang, GONG Xiaonan. Superimposed stress method to calculate settlement of embankment with rigid-pile composite foundation [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, 40(11):1995.
- [13] 陈明, 李境培, 梁发云, 等, 刚性桩复合地基副摩阻区深度的一种计算方法[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2011, 39(7):955.
CHEN ming, LI Jingpei, LIANG Fayun, *et al.* A calculation method for depth of negative friction zone of rigid pile composite foundation [J]. Journal of Tongji University (Natural Science), 2011, 39(7):955.
- [14] 周扬, 陈永辉, 孔纲强, 等, 路堤荷载下浅层就地固化联合管桩复合地基桩-土应力比及沉降计算[J]. 岩土力学, 2022, 43(13):1.
ZHOU Yang, CHEN Yonghui, KONG Gangqiang, *et al.* Pile-soil stress ratio and settlement of in-situ shallow solidification combined pipe pile composite foundation under embankment load [J]. Rock and Soil Mechanics, 2022, 43(13):1.
- [15] HAN J. Recent research and development of ground column technologies [J]. Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Ground Improvement, 2015, 168(4):246.
- [16] CHEN R P, CHEN Y M, HAN J, *et al.* A theoretical solution for pile-supported embankments on soft soils under one-dimensional compression [J]. Canadian Geotechnical Journal, 2008, 45(5): 611.
- [17] CHANDLER R J, MARTINS J P. An experimental study of skin friction around piles in clay [J]. Geotechnique, 1982, 32(2): 119.
- [18] ZHANG Chonglei, JIANG Guanlu, LIU Xianfen, *et al.* Arching in geogrid-reinforced pile-supported embankments over silty clay of medium compressibility: Field data and analytical solution [J]. Computers and Geotechnics, 2016, 77(3): 202.
- [19] BOLTON M D, LEE C J, AL-TABBAA A. Numerical modeling of ground effects on the distribution of dragloads in pile foundation [J]. Geotechnique, 2002, 52(5):325.
- [20] COMODROMOS E M, BAREKA S V. Evaluation of negative skin friction effects in pile foundations using 3D nonlinear analysis [J]. Computers and Geotechnics, 2005, 32: 210.