

DOI: 10.11779/CJGE202011016

# 加筋路堤下刚性桩复合地基若干有限元建模类型分析

姜彦彬<sup>1,2</sup>, 何宁<sup>2</sup>, 汪璋淳<sup>2</sup>, 何斌<sup>2</sup>, 钱亚俊<sup>2</sup>

(1. 金陵科技学院建筑工程学院, 江苏 南京 211169; 2. 南京水利科学研究院岩土工程研究所, 江苏 南京 210029)

**摘要:** 基于加筋路堤下 CFG 桩复合地基现场试验段分别建立单桩、群桩及全断面有限元模型, 探讨几何模型、桩土接触等条件对系统变形、应力分布及荷载传递的影响。结果表明: 受路堤边界效应影响, 全断面模型的沉降及荷载分配完成较快, 应力比  $n$ 、桩的荷载分担效率系数  $E$  均在路肩内侧附近达到最大值, 且分别高于路中位置 15.7% 和 5.2%。坡脚位置桩顶位移矢量角、桩的水平荷载及弯矩显著。单桩与群桩模型规律较为相近, 沉降发展相对迟缓且略低于全断面模型。各有限元模型预测的最终状态的  $n$ 、 $E$  及等沉面高度均正比于其桩土沉降差。统计表明单桩加固范围内实测与理论荷载误差可达 -35.1%~58.5%, 桩土竖向应力分布并不均匀。设置允许桩土发生相对位移的接触条件将增大沉降量及等沉面高度, 并影响浅层桩身受力。桩承式加筋路堤有限元数值计算应优先选择考虑桩土接触条件的全断面模型。  
**关键词:** 刚性桩复合地基; 几何模型; 应力分布; 桩土沉降; 路堤边界效应

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2020)11-2106-09

作者简介: 姜彦彬(1989-), 男, 博士, 主要从事软土地基加固方面的研究。E-mail: tumujyb@163.com。

## Finite element modelling types for rigid pile composite foundation under geosynthetic-reinforced embankment

JIANG Yan-bin<sup>1,2</sup>, HE Ning<sup>2</sup>, WANG Zhang-chun<sup>2</sup>, HE Bin<sup>2</sup>, QIAN Ya-jun<sup>2</sup>

(1. School of Architectural Engineering, Jinling Institute of Technology, Nanjing 211169, China; 2. Geotechnical Engineering Department, Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210024, China)

**Abstract:** Based on the in-situ test section of CFG pile composite foundation under geosynthetic-reinforced embankment, the finite element models for a single pile, group piles and full section are established, respectively, and the influences of the geometric model, pile-soil contact and other conditions on system deformation, stress distribution and load transfer are discussed. Mostly due to the influences of embankment boundary effect, the settlement and load distribution of the full-section model are both developed in time as the in-situ test results. The stress ratio ( $n$ ) and the load-sharing efficiency of pile ( $E$ ) both reach the maximum near the inner side of the embankment shoulder and are 15.7% and 5.2% higher than those in the center of the embankment, respectively. At the toe of the slope, the displacement vector angle of the pile top, the horizontal load and bending moment of the pile are quite significant. Under the surcharge with the same equal thickness, the single-pile model has similar performance with the group-pile model, and the settlement development of both is relatively slow and slightly lower than that of the full-section model. In each model, the predicted results show that  $n$ ,  $E$  and the equal settlement surface height are all directly proportional to the differential settlement of soil-pile on the subsurface at the final computing time. The distribution of non-uniform vertical stress on the subsurface is shown according to the numerical results. According to the statistic results, the deviation between the test load and the theoretical load can be -35.1% to 58.5% within single-pile reinforced area. Setting the contact interaction to enable the relative displacement of pile and soil will increase both the settlement and the height of the equal settlement surface, and also affect the stress of the shallow pile shaft. The full-section finite element model with pile-soil interaction is recommended to investigate the composite foundation under reinforced embankment.

**Key words:** rigid pile composite foundation; geometric modelling; stress distribution; settlement of pile and soil; embankment boundary effect

## 0 引言

加筋路堤下刚性桩复合地基(又称桩承式加筋路

基金项目: 国家重点研发计划项目(2018YFC1508505, 2017YFC0404801); 国家自然科学基金面上项目(51979174, 51679149); 中央级公益性科研院所基本科研业务费专项资金项目(Y319004, Y320006)

收稿日期: 2019-11-25

堤)通过土拱效应、加筋效应使路堤荷载向桩顶集中并通过桩土相互作用传递至地基深处以减小沉降量,兼具施工快、稳定性好等优点,在工后沉降要求较高的深厚软基加固中得到广泛重视<sup>[1]</sup>。相比室内及现场试验,使用有限元数值模型研究加筋路堤下刚性桩复合地基更为灵活和经济。

常用桩承式加筋路堤有限元几何模型包括:轴对称及平面应变等二维模型,单桩、群桩及全断面等三维模型<sup>[2-3]</sup>。提取模型几何特征并理想化边界条件可简化数值模型。将复合地基群桩等效为“桩墙”可将加筋路堤下刚性桩复合地基降维为平面应变模型,可大幅提升运算速度<sup>[4]</sup>。但二维平面应变模型人为地改变了系统的三维属性,忽略了复合地基沿轴线方向的不均匀性,目前已越来越少地用于模拟桩承式加筋路堤。取路中位置单桩加固范围及其上部堆载为典型单元,可建立基于大面积堆载假定的单桩模型,包括三维单桩模型、圆柱体单桩模型及轴对称模型<sup>[5]</sup>。单桩模型易于批量建模,运算成本较低,是复合地基有限元模拟中应用最为广泛的几何模型,且几乎所有路堤下复合地基解析模型均以之为求解单元<sup>[6-7]</sup>。尽管如此,单桩模型却无法考虑桩承式加筋路堤客观存在的路堤边界效应及群桩效应。随着计算机配置的大幅提升,能够还原工程原貌特征的三维全断面模型越来越多地用于精细化地模拟大型复杂工程,但建模及运算耗时、不收敛影响因素众多,很少用作参数分析<sup>[3]</sup>。

有限元建模时若不考虑桩土接触问题而认为桩土接触面变形协调可显著减少三维模型的计算成本并提高收敛性<sup>[8]</sup>,但不考虑普遍存在的桩土相对位移往往会低估沉降量<sup>[3]</sup>。此外,忽略复合地基固结过程,只进行静力计算而不做流固耦合的简化方法虽然可以节省算力,但只能获得荷载作用下最终固结完成状态下的结果,无法预测孔压消散过程及工后沉降<sup>[9]</sup>。

计算模型的简化可以忽略次要问题,突出主要问题,有效缩减计算成本。然而,如何定量评价各类有限元模型在模拟加筋路堤下刚性桩复合地基变形、应力分布及荷载传递的表现,相关研究工作还十分有限且不够深入<sup>[2-5]</sup>。为此,本文以杭州湾跨海大桥南岸接线加筋路堤下水泥粉煤灰碎石(CFG)桩复合地基测试路段为例,分别建立单桩、群桩及全断面三维有限元流固耦合模型,探讨几何建模方法、路堤边界效应、是否考虑桩土接触条件及土工加筋等数值建模因素对桩承式加筋路堤变形及应力分布的影响。

## 1 建模概述

### 1.1 工程概况

杭州湾跨海大桥南岸接线深厚软基处理试验段包含 CFG 桩复合地基法处理的桥头连接段重点观测断面<sup>[1]</sup>。如图 1 所示,软基厚度 31 m,CFG 桩长 33 m,穿过软土层后嵌入下卧砂层 2 m。CFG 桩直径 0.5 m,平面梅花形布置,桩间距 2 m,桩土置换率为 5.7%。桩顶之上路堤总填筑高度为 5.321 m,自下而上分别为 0.5 m 厚的加筋碎石垫层(加筋材料为一层钢塑土工格栅)、4.06 m 厚的填土层、0.575 m 厚的基层及 0.186 m 厚的面层。路堤填筑过程如图 2 所示,全部路堤填筑共持续 1060 d,现场观测工作持续至竣工之后 779 d。

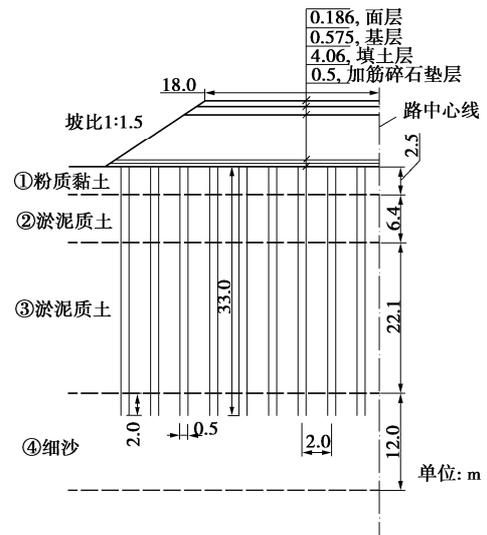


图 1 加筋路堤下 CFG 桩复合地基剖面图

Fig. 1 Profile of CFG pile composite foundation under reinforced embankment

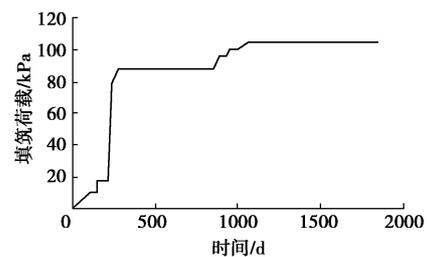


图 2 路堤填筑过程

Fig. 2 Loading process of embankment

### 1.2 有限元建模

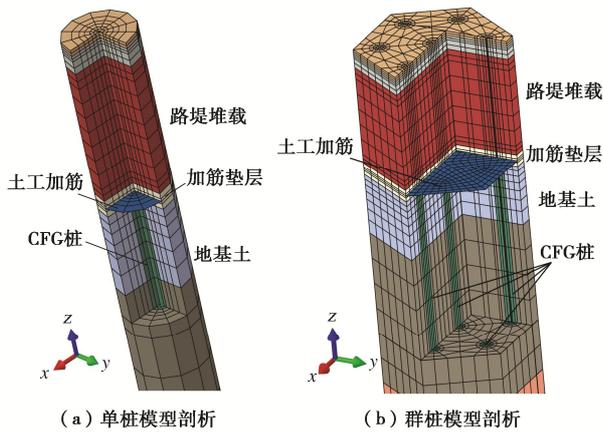
为探讨有限元几何建模方法、桩土接触与土工加筋等条件对桩承式加筋路堤荷载传递及变形的影响,使用 ABAQUS 有限元软件根据上述现场工况分别建立如图 3 所示的 3 种三维数值模型,即单桩模型、群桩模型及全断面模型。单桩模型横截面积等于梅花形几何布桩的单桩加固面积(3.46 m<sup>2</sup>),类似地,群桩模型为 7 桩模型,二者均默认路堤为大面积等厚堆载工况且不考虑路堤边坡的存在。全断面几何建模与实

际相对应,如图 3 (c), (d) 所示,根据对称性,以路堤中心线为对称轴取半幅路堤及其影响范围建模(模型总宽度为 3 倍的路堤底面宽度),考虑梅花形布桩的特殊性沿路堤长度方向取两排桩建模(包括一排整桩和两排半桩)。此外,以全断面模型为基准分别建立有、无桩土接触及土工加筋条件的对比模型,文中模型编号如表 1 所示。空白对照为无桩、无加筋全断面模型。当文中不做特别说明时,所述模型均指有加筋、设置桩土接触(即允许桩土发生相对位移)的模型。

表 1 数值模型概况

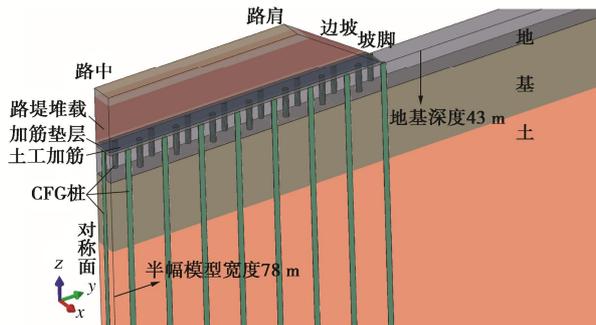
Table 1 Numerical models

模型	加筋+接触	无筋+接触	加筋+无接触	无筋+无接触
全断面	A1	A2	A3	A4
群桩	B	—	—	—
单桩	C	—	—	—

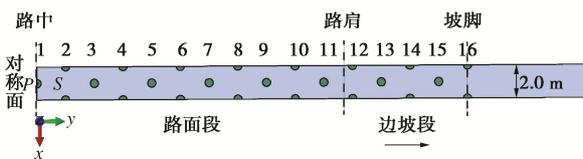


(a) 单桩模型剖析

(b) 群桩模型剖析



(c) 全断面模型(半幅,局部透视)



(d) 全断面模型平面布桩图

图 3 有限元几何模型示意图

Fig. 3 Schematic graphs of finite element geometric models

使用 ABAQUS 建立文中所述 3 种有限元模型时,所用材料和单元类型均相同。主要建模参数及设置概

述如下:参考相关文献[10],地基土及路堤材料均采用莫尔-库仑理想弹塑性本构模型,CFG 桩及加筋体采用弹性模型,根据地质勘察资料[1]整理相关材料参数见表 2。其中加筋为刚塑性土工格栅,应变为 2%时达到极限抗拉强度 200 kN/m。地基土采用 C3D8P 单元进行流固耦合计算,路堤及 CFG 桩采用 C3D8 单元,加筋采用 M3D4 单元并使用 Embedded Region 方法嵌入碎石垫层中。现场地下水位埋深很浅,排水面为地表;不考虑成桩过程,以正常固结状态的有效应力分布进行地应力平衡。不设置桩土接触条件的模型认为桩土接触界面处变形协调,没有相对位移发生,建模时桩土在同一个部件中而分属不同材料。设置桩土接触的模型定义部件间的相互作用关系,接触本构采用经典的法向硬接触、切向罚函数的库仑接触摩擦模型[2],接触面摩擦角取为相应土层的内摩擦角[10]。

## 2 结果分析

### 2.1 沉降

路堤下桩顶平面处桩与土的沉降是复合地基重要的变形评价指标,取图 3 (c), (d) 所示路中位置对比各模型的沉降及其发展过程。桩顶沉降提取点为图 3 (d) 所示的 P 点,桩间土为 S 点。如图 4 (a) 所示,全断面模型的最终桩间土沉降及发展过程均与现场实测对应较好。单桩和群桩模型的桩土沉降曲线重合且发展相对迟缓,观测结束时桩间土沉降量为 134 mm,稍低于实测值 143 mm。现场未能提供桩顶沉降测试数据,与桩间土沉降规律类似,基于大面积堆载的单桩与群桩模型预测桩顶沉降均小于全断面模型(图 4 (a))。分级堆载过程中全断面模型在各级堆载结束后即可完成大部分沉降量,而单桩及群桩模型的沉降发展缓慢,曲线光滑且对分级堆载的表现不明显。

图 3 (a), (b) 所示的单桩模型和群桩模型均是按照桩土置换率不变的原则选取代表性区域进行建模,二者在地表有等厚堆载且在模型边界处无水平位移。文中所述桩承式加筋路堤建于渗透性低的深厚软弱场地,单桩及群桩模型桩土沉降都是地表固结排水后产生,因此沉降发展相对缓慢。全断面模型路堤之外即无上覆荷载约束也无群桩加固,因此路面之下靠近边坡的区域其约束明显被弱化。全断面模型路中沉降变形即包括由填筑引起的瞬时沉降,也包括长期荷载作用下的固结排水沉降。路堤填筑后边坡附近区域普遍具有明显水平位移和不同程度的坡外隆起[2],因此路中区域的桩土相对变形调整更快完成。基于上述边界效应,本文工况下单桩模型及群桩模型的最终桩间土沉降、桩顶沉降及桩土沉降差均小于全断面模

表 2 有限元计算材料参数

Table 2 Parameters of materials for finite element analysis

土层	厚度 /m	w /%	$\gamma$ /( $\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$ )	e	$K_0$	$I_p$	E /MPa	$\nu$	c /kPa	$\varphi$ /( $^\circ$ )	$\psi$ /( $^\circ$ )	k /( $10^3\text{m}\cdot\text{d}^{-1}$ )
面层	0.186	—	22.0	—	—	—	1200.00	0.22	—	—	—	—
基层	0.575	—	21.0	—	—	—	100.00	0.30	—	—	—	—
填土	4.060	—	19.2	—	0.59	—	30.00	0.37	6.0	24.0	0	—
碎石垫层	0.500	—	21.0	—	0.36	—	60.00	0.26	0	40.0	10	—
①粉质黏土	2.500	31.0	19.1	0.872	0.69	14.0	2.74	0.41	20.0	18.0	0	5.2
②淤泥质土	6.400	34.1	18.6	0.951	0.74	8.3	2.85	0.43	11.3	15.0	0	5.4
③淤泥质土	22.100	42.1	18.1	1.160	0.85	13.2	2.00	0.46	12.6	8.9	0	0.8
④细砂	12.000	29.5	19.1	0.834	0.58	—	5.79	0.37	0	25.0	0	617.8
CFG 桩	33.000	—	24.0	—	0.25	—	12000.00	0.20	—	—	—	—
加筋	0.005	—	—	—	—	—	2000.00	0.20	—	—	—	—

型, 低估程度分别为 5%, 3%和 19% (图 4 (b))。

图 4 (c) 对比了不同加筋与桩土接触条件下全断面模型的最终桩、土沉降量。如图所示, 本文只有一层土工加筋且强度较低, 相同接触条件下有、无加筋对沉降影响不明显。而允许桩土界面发生相对位移的 A1 与 A2 模型沉降均大于桩土变形协调的 A3 和 A4 模型。以有土工加筋工况为例, A1 模型桩间土及桩顶的最终沉降分别为 145, 124 mm, 均大于 A3 模型的量值 (132, 122 mm), A1 模型的桩土沉降差 (21 mm) 大于 A3 (10 mm)。各模型路中位置桩间土最终沉降值均远低于天然地基堆载工况的 884 mm, 说明 CFG 桩复合地基极大地缩减了沉降。

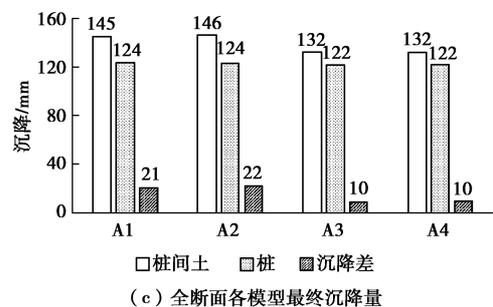


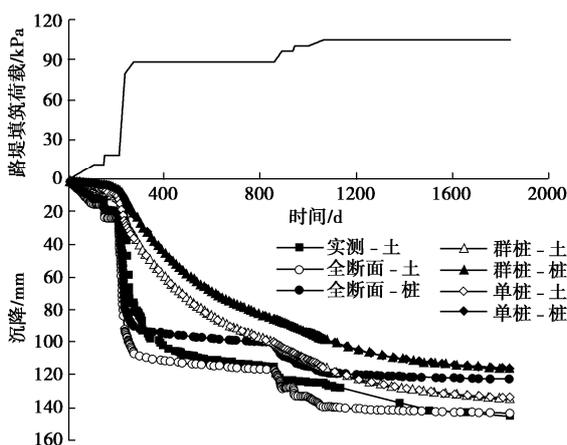
图 4 地表桩土沉降

Fig. 4 Settlements of pile and soil on subsurface

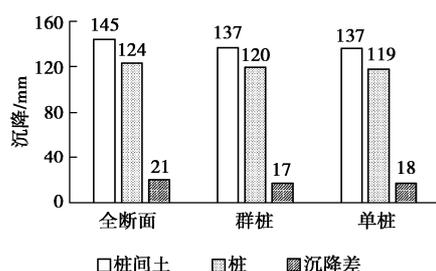
## 2.2 桩土荷载分担

### (1) 测试分析

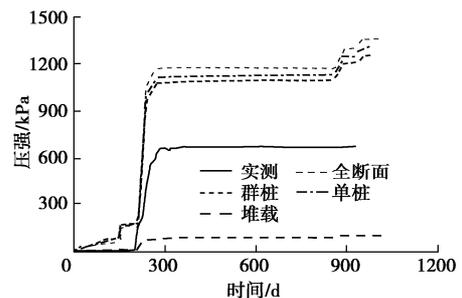
现场路堤堆载前路中位置桩顶及桩间土的形心位置均布置了土压力传感器, 受施工影响土压力测值有局部缺失。图 5 为路堤堆载过程中, 路中位置各模型桩顶平均应力、桩间土平均应力与实测应力值。如图所示, 各模型的桩顶平均压强均大幅高于实测值, 桩间土平均压强则稍低于实测值。实际上, 桩顶实测压强并没有灵敏地反映出堆载过程, 而桩间土实测压强在第 273 天—第 858 天的固结期间 (填高 4.56 m) 变化也不够稳定, 有必要对桩土压力测试的可靠性及误差进行讨论。



(a) 各模型路中位置沉降



(b) 各几何模型最终沉降对比



(a) 桩顶

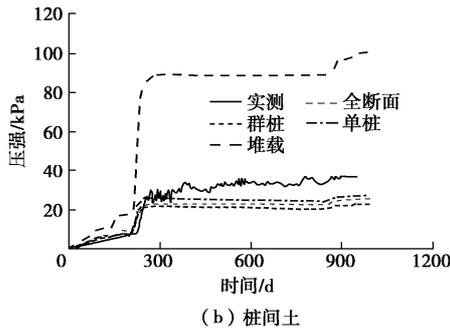


图5 路中位置桩土应力

Fig. 5 Stresses on pile and soil on subsurface in center of embankment

由全断面有限元模型路中位置桩顶及桩间土的竖向应力等值线图(图6)明显可见桩顶或桩间土顶面应力分布并不均匀。桩顶中心位置竖向压强明显偏低(ABAQUS中应力以拉为正,压为负),近边坡方向的边缘应力较大(Y轴指向边坡),桩顶竖向应力极大值是极小值的近3倍。本文现场工况土压力盒位于桩顶中心位置,因此其测值低于桩顶应力均值。桩间土区域靠近桩位处竖向应力较低,反之较高,本文土压传感器位于桩间土中心位置,其测值大于均值。

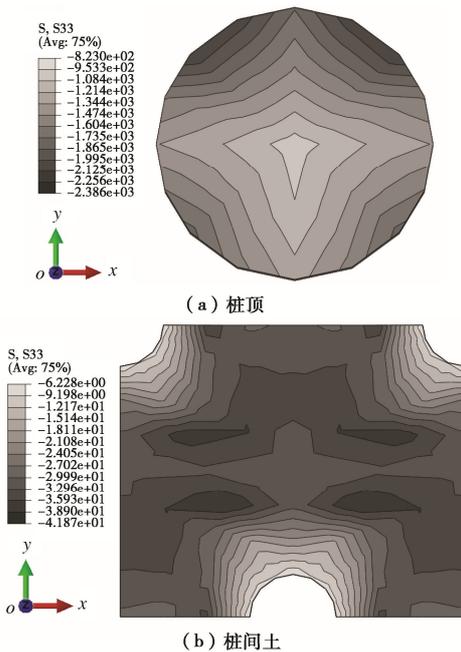


图6 全断面模型路中位置桩土应力等值线

Fig. 6 Contour map of stress of pile and soil on subsurface in center of embankment in full-section model

现场土压力测值只能代表其所在位置的竖向土压,若土压力分布不均,则很难评估土压测值是否具有均值特征。由不具有充分代表性的少数土压测点所得测值通常无法真实地反映桩、土平均竖向应力,且路堤堆载越大,测点的代表性就越差<sup>[2]</sup>。实际上,土压力测值不具有代表性的现象普遍存在,只是缺少相

关统计分析和足够的重视。

表3统计了多篇路堤下复合地基现场试验报道的路中位置桩土压力测值,计算单桩加固范围内的总荷载 $F_{single}$ ,并与其理论值 $\gamma H_e A$ 进行对比。其中 $\gamma$ 为路堤平均重度, $H_e$ 为路堤填高, $A$ 为单桩加固面积。图7形象地展示了 $F_{single}$ 与 $\gamma H_e A$ 的离散性分布特征,误差为负值代表 $F_{single}$ 小于 $\gamma H_e A$ ,上述误差范围可在 $-35.1\% \sim 58.5\%$ (本文为 $-30.2\%$ )。土压测试影响因素众多,探讨桩土应力分布规律,优化土压测点布置方式、规避测试误差是确保现场数据真实可靠的重要环节,岩土工程师应合理选择土压测试设备及方法。

表3 路中位置单桩加固范围荷载

Table 3 Loads on subsurface within single-pile reinforced area in center of embankment

文献	桩顶压强/kPa	桩间土压强/kPa	$F_{single}$ /kN	$\gamma H_e A$ /kN	误差/%
本文	672	37	253	362	-30.2
Liu et al <sup>[8]</sup>	649	47	896	932	-4.0
姜彦彬等 <sup>[2]</sup>	352	30	472	425	11.1
Chen et al <sup>[11]</sup>	375	19	720	788	-8.5
Briançon et al-2R <sup>[12]</sup>	595	88	411	370	11.1
Briançon et al-3R <sup>[12]</sup>	2957	55	547	378	44.8
Briançon et al-4R <sup>[12]</sup>	2483	44	452	397	13.7
Liu et al <sup>[13]</sup>	596	70	931	588	58.5
Zhou et al <sup>[14]</sup>	127	27	259	399	-35.1
Cheng et al <sup>[15]</sup>	210	12	580	812	-28.6
Cao et al <sup>[16]</sup>	179	116	320	233	37.1
郑俊杰等 <sup>[17]</sup>	521	54	1132	1164	-2.7
夏唐代等 <sup>[18]</sup>	553	11	1333	1079	23.5

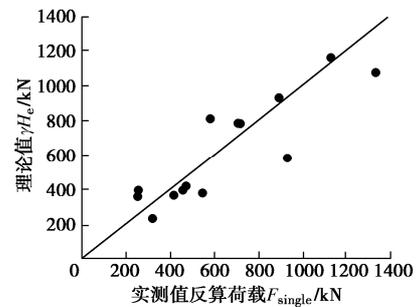


图7 单桩加固范围荷载统计对比

Fig. 7 Comparison of statistic loads within single-pile reinforced area

(2) 对比分析

有限元数值模型路中位置单桩加固范围最终时刻的总荷载 $F_{single}$ 与理论值 $\gamma H_e A$ 相一致,下文通过数值模拟结果探讨应力分担规律及影响因素。综合对比图4,8可知,加筋与接触条件相同时,各模型桩顶平均压强及桩土应力比大小排序为:全断面模型、单桩模型、群桩模型,且在数值上均与桩土沉降差成正比,即应力分担规律与桩土沉降规律表现出良好的统一性。土工加筋的存在将部分路堤堆载向桩顶富集,从

而提高桩土应力比 (应力比由 A2 模型的 51 提高到 A1 模型的 54) (图 8 (c))。设置桩土接触即允许桩、土接触面发生相对位移, 有利于路堤成拱并提高桩顶荷载分担效率。而桩土界面协调变形时, 桩土相对沉降小, 但同时加大了桩间土下沉时对桩的拖拽力, 从而高估实际桩顶荷载。设置桩土接触的 A1 模型比桩土协调变形的 A3 模型桩土沉降差增加 11 mm, 但应力比由 57 降低为 54。因此, 相比桩土应力分担, 是否设置桩土接触对沉降变形影响更为显著。

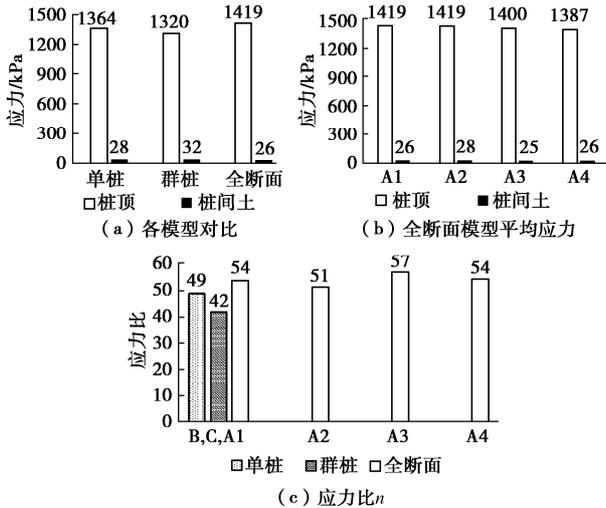


图 8 路中位置单桩加固范围最终应力

Fig. 8 Ultimate stresses within single-pile reinforced area in center of embankment

### 2.3 路堤荷载分布

提取并绘制路堤填筑结束时刻, 各模型路中位置桩顶中心点及桩间土中心点位置 (如图 3 (d) 的 P 点和 S 点) 之上的路堤填土中沉降差及中线竖向应力随填高的变化。由图 9 清晰可见, 路堤中沉降差及桩顶中心线上的应力均随路堤高度而锐减, 至等沉面处沉降差为零, 且应力与路堤荷载线  $\gamma h$  相重合 ( $h$  为离桩顶的高度, 即等沉面高度)。与前文所述变形及应力分布相似: 单桩模型和群桩模型上述沉降差分布基本一致, 且均小于全断面模型; 接触条件相同时, 加筋与否对竖向应力分布影响不明显; 设置桩土接触条件后沉降差及中线竖向应力明显增大。类似地, 单桩模型和群桩模型的等沉面高度分别为 1.79, 1.52 m, 均略低于全断面模型的 2.02 m; 等沉面高度正比于上述模型的桩土沉降差。设置桩土接触后桩顶平面处桩土沉降差明显增大, 路堤等沉面高度亦增加。以加筋工况为例, 设置接触前后, 等沉面高度由 A3 模型的 1.67 m 增至 A1 模型的 2.02 m。接触条件相同时, 加筋对减小桩土沉降差、降低等沉面高度的作用不明显。对于

有加筋、设置桩土接触的全断面模型工况, 基于中线竖向应力分布图给出的等沉面高度与基于桩土沉降差给出的等沉面高度对应较好 (均在 2.0 m 左右)。

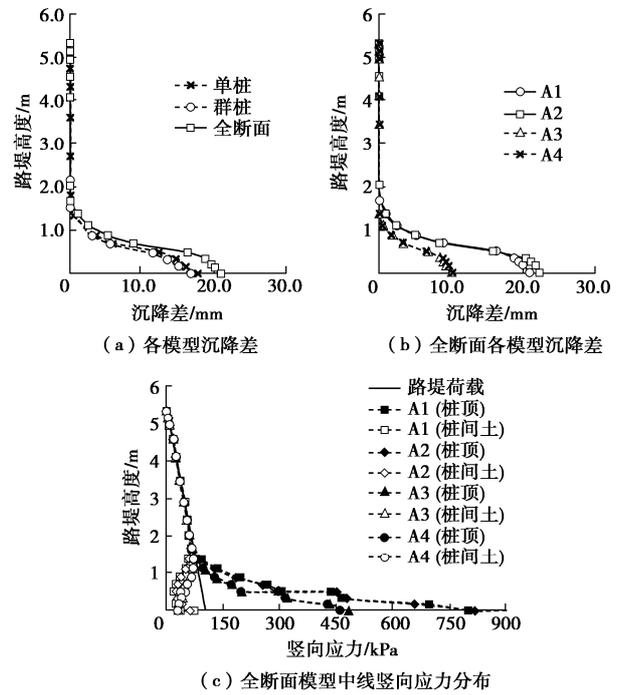


图 9 填筑结束时刻路中位置桩和桩间土中心之上路堤中沉降差及竖向应力分布

Fig. 9 Difference of settlement and distribution of vertical stress in embankment above pile and soil center in center of embankment at end of filling

$E = m\sigma_p / \gamma H_e$ , 为桩的荷载分担效率系数<sup>[6]</sup>,  $m$  为置换率 ( $0 < m < 1$ ),  $\sigma_p$  为桩顶平均竖向应力。 $E$  的着眼点在桩。SRR =  $\sigma_s / \gamma H_e$ , 为桩间土应力缩减系数<sup>[19]</sup>,  $\sigma_s$  为桩间土顶面平均竖向应力, SRR 的着眼点在桩间土。根据定义可推得  $E = 1 - (1 - m)SRR$ , 即  $m$  不变时,  $E$  与 SRR 成反比。如图 10 (a) 所示, 路堤高度增加, 各模型的  $E$  逐渐增加, 且增速由快到慢。路堤填筑结束时, 全断面模型、单桩模型和群桩模型的  $E$  依次递减, 分别为 0.77, 0.74 和 0.68, 且  $E$  仍与桩土沉降差成正比。填筑结束时刻路中位置的桩承担了单桩加固范围内七成左右的路堤荷载。全断面各模型的桩间土的 SRR 随填高增长而降低 (图 10 (b)), 相同桩土接触条件下加筋对 SRR 的影响不明显。桩土协调变形的模型在填筑过程中 SRR 更低, 说明桩间土下沉而产生的拖拽应力转移所导致的应力集中现象更显著。路堤填筑过程中, 随着填高增加, 桩顶平面处桩土沉降差增大, 但有、无接触条件的 SRR 差距缩小, 说明此时桩土变形协调工况拖拽作用所导致的土拱效应与允许桩土相对位移发生而产生的土拱效应趋近。

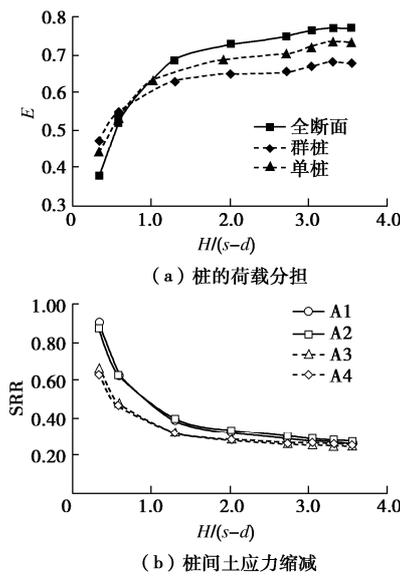


图 10 填筑过程路中位置各模型桩土应力调整分析

Fig. 10 Analysis of stress adjustment of pile-soil of numerical models during embankment construction

### 2.4 桩土相互作用

图 11 (a) 为全断面模型中不同填高下桩身轴力随深度的分布曲线。中性点为桩身正摩阻力转化为负摩阻力的点，也是桩身轴力的最大点。路堤堆载过程中，中性点深度变化幅度较小 (25~30 m)，最终中性点深度为 26.0 m (图 11 (b))。每级堆载保持不变时，中性点附近的桩身轴力伴随着地基固结过程有少量增加。整体而言，各模型最终桩身轴力与摩阻力分布总体趋势较为一致，单桩模型与群桩模型的轴力及摩阻力分布均相同 (图 11 (b), (c))，且最终轴力均稍小于全断面模型。最终时刻中性点处的桩身轴力全断面模型为 432 kN，群桩模型为 414 kN，单桩模型为 409 kN。桩身负摩阻力分布范围约占 4/5 桩长，桩端土性良好，可提供较大端阻力，因而图 11 (b), (c) 所示桩身轴力在桩端处锐减、正摩阻力大幅攀升。桩顶附近轴力及摩阻力分布与是否设置桩土接触条件关系密切，桩土位移协调的 A3 模型中轴力随深度增加显著，而允许桩土桩发生相对滑移的全断面 A1 模型轴力和摩阻力分布更为缓和。如图 11 (d) 所示，自路中至坡脚方向，桩身弯矩递增。桩身弯矩在第二层土与第三层土交界处为极小值；第二排桩在第一、二层土之间有极大值，在靠近桩端 1/5 桩长处 (中性点附近) 亦存在极大值；说明坡脚位置的桩起到了约束浅层土体侧移的作用，桩端附近土层对桩的嵌固作用明显。

### 3 路堤边界效应

严格来讲，有限宽度的路堤并不适合假定为大面

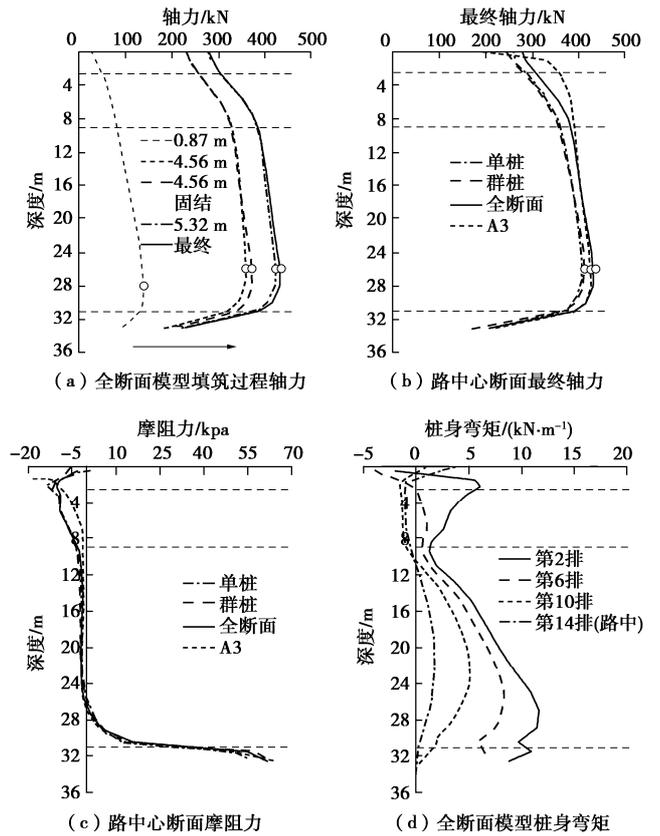


图 11 桩土相互作用

Fig. 11 Pile-soil interaction

积堆载，复合地基变形及荷载分布有显著的路堤边界效应。在全断面模型 (A1) 中自路中心位置向坡脚方向逐个提取单桩加固范围内荷载  $F_{single}$  并计算平均应力分布。如图 12 (a) 所示，全断面模型中路中心位置  $F_{single}$  与理论荷载  $\gamma H_c A$  (362 kN) 一致，向路肩方向荷载先增后减，并在图 3 (d) 所示 6 号桩位处达到最大值 382 kN，高于理论值 5.3%。

根据定义可推得  $1/E = 1/n(1/m - 1) + 1$ ，即置换率  $m$  (本文  $m=5.7\%$ ) 不变时，桩的荷载分担效率系数  $E$  与桩土平均应力之比  $n$  成正比。路面范围内，全断面模型的  $n$ ,  $E$  均大于基于等厚堆载条件下的单桩模型和群桩模型。 $n$ ,  $E$  的增减趋势与  $F_{single}$  相类似，同样在图 3 (d) 所示 6 号桩处达到最大值 ( $n_{max}=59$ ,  $E_{max}=0.81$ )，分别高于路中位置 15.7% 和 5.2%，且均高于单桩模型 ( $n_{single}=46$ ,  $E_{single}=0.73$ ) 和群桩模型 ( $n_{group}=41$ ,  $E_{group}=0.71$ )。至路肩位置， $F_{single}$ ,  $n$  及  $E$  均降低至接近或低于单桩模型或群桩模型工况。

图 13 为全断面模型路堤下复合地基表面变形随水平向的变化规律。可见桩、土沉降量均在路中位置达到最大 (分别为 119, 138 mm)，且自路中向坡脚方向呈递减趋势。路面范围正下方的桩、土 (图 3 (d) 中第 1~11 排) 沉降差较为均匀，约为 21 mm。至坡脚位置，沉降差降为零，桩土沉降量降至 33 mm。与之对应的，桩顶向坡外的水平位移自路中向边坡方向

逐渐增长, 并在边坡下的第 15 排桩处 (图 3 (d)) 达到最大值 30 mm。

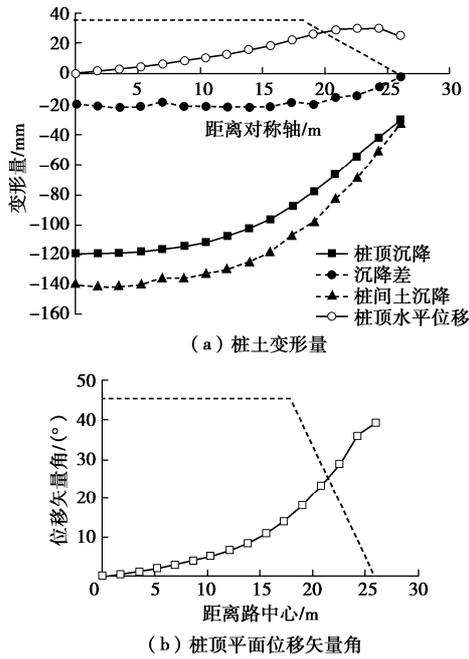


图 12 变形水平向分布

Fig. 12 Horizontal distribution of deformation

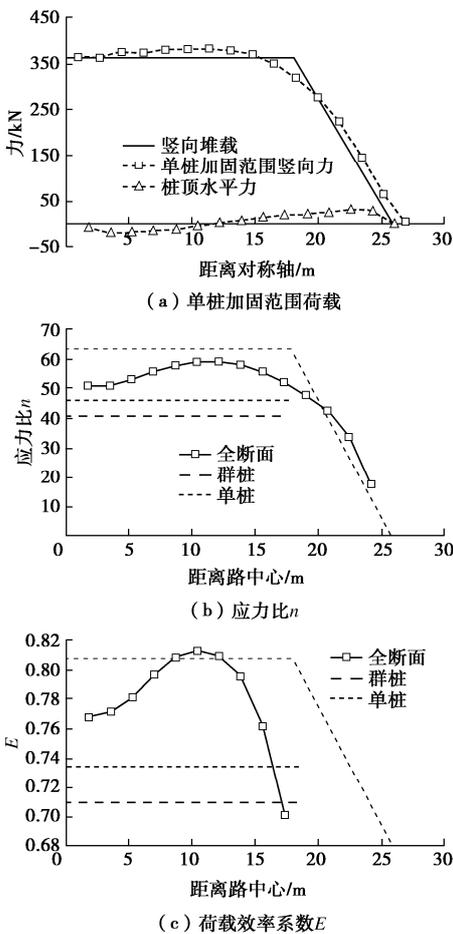


图 13 荷载水平向分布

Fig. 13 Distribution of horizontal loads

定义桩顶平面中心的位移矢量角为: 路堤荷载施加后桩顶平面中心相对其初始位置的位移矢量与垂向的夹角, 该角度越大, 桩的水平荷载响应越显著。由图 11 (d)、图 12 (b) 及图 13 可知, 越靠近坡脚, 桩顶水平荷载及弯矩越显著, 位移矢量角越大 (坡脚位置达到  $39.2^\circ$ ), 因此, 路堤下刚性桩复合地基的设计中有必要校验坡脚桩的抗弯稳定性。

### 4 结 论

基于加筋路堤下 CFG 桩复合地基工况, 使用 ABAQUS 有限元软件分别建立单桩、群桩及全断面三维流固耦合模型, 对比分析了桩承式加筋路堤在几何模型、有无桩土接触及土工加筋条件下的工作机理, 并探讨了路堤边界效应。

(1)几何模型及边界条件的差异对桩承式加筋路堤的变形及荷载分担有着不可忽视的影响。考虑边坡存在的全断面模型沉降发展及桩土荷载分担完成较快, 更接近现场实测。大面积堆载条件下的单桩和群桩模型边界条件相似, 只能发生固结排水沉降且发展相对迟缓, 最终桩间土沉降、桩顶沉降及桩土沉降差均小于全断面模型, 低估程度分别约为 5%, 3%和 19%。单桩模型与群桩模型的沉降、桩身轴力和摩阻力分布均未表现出显著差别。

(2)桩土应力分担规律与沉降规律表现出良好的统一性。全断面模型、单桩模型和群桩模型中对应路中位置最终状态的应力比  $n$  (依次为 54, 49 和 42)、桩的荷载分担效率系数  $E$  (依次为 0.77, 0.74 和 0.68) 及等沉面高度 (依次为 2.02, 1.79, 1.52 m) 均正比于其桩土沉降差 (依次为 21, 18, 17 mm)。

(3)桩承式加筋路堤表现出明显的边坡效应。全断面模型的  $n, E$  均在路肩内侧附近达到极值 ( $n_{max}=59, E_{max}=0.81$ ), 分别高于路中位置 15.7%和 5.2%, 且均高于单桩模型和群桩模型。越靠近坡脚, 桩顶水平位移、水平荷载及弯矩越显著, 桩顶的位移矢量角越大 (坡脚处达到最值  $39.2^\circ$ )。

(4)桩顶及桩间土的竖向土压分布不均匀, 由不具有充分代表性的测点所得土压值通常无法真实地反映桩、土平均竖向应力, 单桩加固范围的荷载误差范围可在  $-35.1\% \sim 58.5\%$ 。

(5)是否设置允许桩土发生相对位移的接触条件对应力分担影响较小, 但对浅层桩身轴力及桩侧摩阻力影响较为显著; 设置接触条件后桩土沉降均变大, 沉降差亦明显增大, 路堤等沉面高度亦增加。本文工况加筋强度较弱, 在缩减不均匀沉降和提高桩顶荷载分担方面的表现不显著。

(6)桩承式加筋路堤有限元数值计算应优先选择考虑桩土接触条件的全断面模型。加筋路堤下刚性桩复合地基变形及荷载分担的影响因素众多,上述结论均基于本文所述 CFG 桩复合地基工况,还应进一步拓展考虑布桩方式、施工速度、桩型等重要影响因素。

#### 参考文献:

- [1] 娄炎,何宁,娄斌. 高速公路深厚软基工后沉降控制成套技术[M]. 北京: 人民交通出版社, 2011: 91 - 104. (LOU Yan, HE Ning, LOU Bin. Complete Settlement Control Technology for Deep Soft Foundation of Expressway[M]. Beijing: China Communications Press, 2011: 91 - 104. (in Chinese))
- [2] 姜彦彬,何宁,林志强,等. 路堤深厚软基管桩复合地基数值模拟[J]. 水利水运工程学报, 2018(2): 43 - 51. (JIANG Yan-bin, HE Ning, LIN Zhi-qing, et al. Numerical study on pipe pile composite foundation of deep soft foundation under embankment[M]. Hydro-science and Engineering, 2018(2): 43 - 51. (in Chinese))
- [3] JENCK O, DIAS D, KASTNER R. Three-dimensional numerical modeling of a piled embankment[J]. Int J Geomech, 2009, 9: 102 - 112.
- [4] ARIYARATHNE P, LIYANAPATHIRANA D S. Review of existing design methods for geosynthetic-reinforced pile-supported embankments[J]. Soils and Foundations, 2015, 55: 17 - 34.
- [5] KHABBAZIAN M, KALIAKIN V N, MEEHAN C L. Column supported embankments with geosynthetic encased columns: validity of the unit cell concept[J]. Geotechnical and Geological Engineering, 2015, 33(3): 425 - 442.
- [6] HEWLETT W J, RANDOLPH M F. Analysis of piled embankments[J]. Ground Eng, 1988, 21(3): 12 - 18.
- [7] LIU W Z, QU S, ZHANG H, et al. An integrated method for analyzing load transfer in geosynthetic-reinforced and pile-supported embankment[J]. KSCE Journal of Civil Engineering, 2017, 21(3): 687 - 702.
- [8] LIU H L, NG C W W, FEI K. Performance of a geogrid-reinforced and pile-supported highway embankment over soft clay: case study[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2007, 133(12): 1483 - 1493.
- [9] ZHUANG Y, WANG K Y. Finite-element analysis on the effect of subsoil in reinforced piled embankments and comparison with theoretical method predictions[J]. International Journal of Geomechanics, 2016, 16(5): 1 - 15.
- [10] LIU H L, KONG G Q, DING X M, et al. Performances of large-diameter cast-in place concrete pipe pile and pile group under lateral loads[J]. Journal of Performance of Constructed Facilities, 2013, 27(2): 191 - 202.
- [11] CHEN R P, XU Z Z, CHEN Y M. Field tests on pile-supported embankments over soft ground[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2010, 136(6): 777 - 785.
- [12] BRIANÇON L, SIMON B. Performance of pile-supported embankment over soft soil: full-scale experiment[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2012, 138(4): 551 - 561.
- [13] LIU H L, KONG G Q, CHU J, et al. Grouted gravel column-supported highway embankment over soft clay: case study[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2015, 52(11): 1725 - 1733.
- [14] ZHOU M, LIU H L, CHEN Y M, et al. First application of cast-in-place concrete large-diameter pipe (PCC) pile-reinforced railway foundation: a field study[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2016, 53(4): 708 - 716.
- [15] CHENG Q G, WU J J, ZHANG D X, et al. Field testing of geosynthetic-reinforced and column-supported earth platforms constructed on soft soil[J]. Frontiers of Structural and Civil Engineering, 2014, 8(2): 124 - 139.
- [16] CAO W Z, ZHENG J J, ZHANG J, et al. Field test of a geogrid-reinforced and floating pile-supported embankment[J]. Geosynthetics International, 2016, 23(5): 348 - 361.
- [17] 郑俊杰,张军,马强,等. 路桥过渡段桩承式加筋路堤现场试验研究[J]. 岩土工程学报, 2012, 34(2): 355 - 362. (ZHENG Jun-Jie, ZHANG Jun, MA Qiang, et al. Experimental investigation of geogrid-reinforced and pile-supported embankment at bridge approach[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, 34(2): 355 - 362. (in Chinese))
- [18] 夏唐代,王梅,寿旋,等. 筒桩桩承式加筋路堤现场试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, 29(9): 1929 - 1936. (XIA Tang-dai, WANG Mei, SHOU Xuan, et al. Field test study of reinforced embankment supported by cast-in-situ thin-wall tubular piles[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, 29(9): 1929 - 1936. (in Chinese))
- [19] LOW B K, TANG S K, CHOA V. Arching in piled embankments[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1994, 120(11): 1917 - 1938.