

DOI: 10.11779/CJGE201509001

# 中低压缩性土地地区桩承式加筋路堤现场试验研究

郑俊杰<sup>1</sup>, 曹文昭<sup>1</sup>, 董同新<sup>2</sup>, 张 军<sup>3</sup>, 谢明星<sup>1</sup>

(1. 华中科技大学岩土与地下工程研究所, 湖北 武汉 430074; 2. 中铁第四勘察设计院集团有限公司, 湖北 武汉 430063;

3. 山西省交通科学研究院黄土地区公路建设与养护技术交通行业重点实验室, 山西 太原 030006)

**摘 要:** 将桩承式加筋路堤技术应用于中低压缩性土地地区高速铁路桥台和涵洞之间填方路基的处理, 通过逐渐改变 CFG 桩桩长形成刚度均匀变化的地基加固区, 严格控制线路纵向差异沉降。通过现场试验对桥台、涵顶和路基中心地基沉降进行了长期观测, 同时对桩承式加筋路堤桩间土沉降、孔隙水压力、格栅上下表面土压力和格栅变形进行了长期监测分析。研究表明: 桩承式加筋路堤可有效减小中低压缩性土地地基沉降, 总沉降小且很快趋于稳定; 桩承式加筋路堤通过土拱效应和张拉膜效应将路堤荷载向桩帽传递, 格栅下桩土应力比明显高于格栅上, 张拉膜效应明显, 格栅上桩土应力比接近 1.0, 土拱效应较弱; 格栅在路肩处发挥的作用强于线路中心处。

**关键词:** 中低压缩性土; 桩承式加筋路堤; 现场试验; 沉降; 土压力; 格栅变形

中图分类号: TU473.1

文献标识码: A

文章编号: 1000 - 4548(2015)09 - 1549 - 07

**作者简介:** 郑俊杰(1967 - ), 男, 湖北武汉人, 博士, 教授, 博士生导师, 主要从事岩土工程与隧道工程方面的教学、科研与技术咨询工作。E-mail: zhengjj@hust.edu.cn。

## Experimental investigation of geogrid-reinforced and pile-supported embankment on soils with medium-low compressibility

ZHENG Jun-jie<sup>1</sup>, CAO Wen-zhao<sup>1</sup>, DONG Tong-xin<sup>2</sup>, ZHANG Jun<sup>3</sup>, XIE Ming-xing<sup>1</sup>

(1. Institute of Geotechnical and Underground Engineering, Huazhong University of Science and Technology, Wuhan 430074, China;

2. China Railway Siyuan Survey and Design Group Co., Ltd., Wuhan 430063, China; 3. Key Laboratory of Highway Construction and

Maintenance Technology in Loess Region, Shanxi Transportation Research Institute, Taiyuan 030006, China)

**Abstract:** The geogrid-reinforced and pile-supported embankment is adopted to treat the subgrade of high-speed railways between the bridge abutment and culvert on the soils with medium-low compressibility. The subgrade with uniformly variable stiffness is formed by varying the lengths of CFG piles gradually aiming at controlling the longitudinal differential settlement strictly. The settlements of bridge abutment, culvert and subgrade center are monitored based on full scale field tests. Meanwhile, the settlement of the surrounding soils of pile, the pore water pressure, the earth pressure above/below the geogrid, and the geogrid deformation are measured. The experimental results demonstrate that the total and layered settlements of the subsoils with medium-low compressibility are reduced effectively, and the total settlements are very small and reach the stable value soon. The embankment load is transferred to pile caps by the combined action of soil arching effect and tensioned membrane effect. The pile-soil pressure ratio below the geogrid is significantly larger than that above the geogrid, which suggests that an obvious tensioned membrane effect exists. The pile-soil pressure ratio to 1.0 above the geogrid means that the soil arching effect is not obvious. Superior performance of the geogrid is observed at the road shoulders compared with that at the rails center.

**Key words:** soil with medium-low compressibility; geogrid-reinforced and pile-supported embankment; field test; settlement; earth pressure; geogrid deformation

## 0 引 言

通过长期、大量的试验研究和工程实践, 国内目前对于软土、膨胀土、湿陷性黄土、红黏土和季节性冻土等特殊土地基上修建高速铁路路基的沉降机理和处理方法已有较系统的研究成果, 但对于广泛分布于

河流高阶地区冲积成因中低压缩性土, 由于工程特性

基金项目: 国家自然科学基金项目(51278216); 铁四院科技研究开发计划(2010K29-1, 2013K24-1); 华中科技大学研究生创新创业基金项目(HF-11-13-2013)

收稿日期: 2014 - 12 - 16

较好, 研究相对较少。近年来, 随着京沪高铁、胶济客专和沪宁城际等高速铁路的修建, 一些学者对河流高阶地区中等压缩性土的物理力学特性展开了室内试验<sup>[1]</sup>和现场试验研究<sup>[2-6]</sup>。对于广泛分布于河流高阶地区的冲积成因中低压缩性土, 一般具有强结构性、强超固结和高屈服强度等特性<sup>[2]</sup>, 一般不存在稳定问题, 但其工后沉降如何才能满足高速铁路对沉降控制的严格要求, 需开展相关方面的试验研究。

桩承式加筋路堤由路堤填料、砂石垫层、水平加筋体、桩(帽)和地基土组成的一种路堤型式, 具有施工速度快、沉降和不均匀沉降及侧向变形小、稳定性高等优点<sup>[4]</sup>。桩承式加筋路堤中, 路堤填土、砂石垫层、水平加筋体、桩和地基土共同作用, 工作性状十分复杂。国内外许多学者分别从理论分析<sup>[5-6]</sup>、模型试验<sup>[7-8]</sup>和数值仿真<sup>[4, 9-10]</sup>等方面对桩承式加筋路堤的作用机理和工作性状做了许多探索工作, 验证了桩承式加筋路堤中土拱效应和张拉膜效应的存在, 探讨了桩承式加筋路堤中各设计参数对路堤工作性状的影响。近年来, 关于桩承式加筋路堤的现场试验研究越来越多, Liu 等<sup>[11]</sup>、Wachman 等<sup>[12]</sup>和 Briancon 等<sup>[13]</sup>通过现场试验对桩承式加筋路堤的基底土压力、土工格栅变形、孔隙水压力、桩和桩间土的沉降及地基侧向位移等进行了监测, 分析了软土地区桩承式加筋路堤的荷载传递机理及沉降变形规律。夏唐代等<sup>[14]</sup>将筒桩桩承式加筋路堤应用于加固淤泥质软土地基时, 即使桩帽面积置换率仅为 10.1%, 但当 5 m 高的路堤填筑完成时, 筒桩大约承担了 80%左右的荷载, 此时的桩土应力比更是高达 50。郑俊杰等<sup>[15]</sup>将桩承式加筋路堤与路堤填土加筋技术联合应用于黄土地区路桥过渡段, 通过现场试验对桩承式加筋路堤格栅上下表面土压力和格栅变形进行了监测分析。

文献[11~15]所述均为将桩承式加筋路堤应用于软土、淤泥质土或黄土等特殊土地区, 为满足高速铁路无碴轨道对路基沉降的严格要求, 本文将桩承式加筋路堤技术应用于河流高阶地区冲积成因中低压缩性土地区高速铁路路基的处理, 通过设计和开展现场足尺试验, 对加固效果和作用机理进行研究。

# 1 工程概况及试验方案

## 1.1 工程概况

宁安城际铁路(南京—安庆)设计时速 250 km/h, 采用 CRTS I 型板式无碴轨道板, 广泛分布于长江高阶地区冲积成因中低压缩性土地基上。宁安城际繁昌试验段里程为 DK131+241.53~DK131+455, 在欧村特大桥与路基排水涵洞(1.5 m×1.6 m 框架涵)之间, 位于岗地区, 地形略有起伏, 植被发育。根据地质勘

察资料, 试验段地层自上而下为: ①Q<sub>3</sub><sup>al</sup> 粉质黏土, 褐黄色—棕红色, 硬塑, 局部含少量砾, 层厚 10~13 m; ②Q<sub>3</sub><sup>al</sup> 含砾粉质黏土, 褐黄色—棕红色, 硬塑, 层厚 1~3 m, 分布在层②中间; ③Q<sub>3</sub><sup>al</sup> 细角砾土, 褐黄色, 中密饱和, 层厚 1~3 m; ④下伏 T<sub>3h</sub> 泥质砂岩, 全风化—弱风化。试验场地地下水主要为第四系孔隙潜水, 无侵蚀性, 主要接受大气降水补给, 实测地下水位为地面下 2~4 m。试验段路堤顶面宽 13.2 m, 填土高度 2.4 m, 路堤坡率为 1:1.5。试验段主要土层物理力学参数见表 1。

表 1 试验段主要土层物理力学参数

Table 1 Physical and mechanical properties of subsoils						
土 层	厚度 /m	压缩模 量/MPa	重度 /(kN·m <sup>-3</sup> )	泊松 比	黏聚力 /kPa	内摩擦 角/(°)
路堤填土	2.4	20.00	19.5	0.30	20.00	25.10
粉质黏土	10~13	14.81	19.5	0.35	50.18	21.51
含砾粉质黏土	1~3	20.58	20.3	0.32	27.00	26.10

## 1.2 现场试验设计

通过逐渐改变 CFG 桩桩长, 在欧村特大桥桥台和涵洞之间形成刚度均匀变化的地基加固区, 以满足高速铁路纵向差异沉降控制的严格要求。试验段地基采用 CFG 桩+桩帽+加筋垫层+堆载预压进行处理, 桩径 0.5 m, 桩间距 1.6 m, 按正三角形布桩, 桩长 3~6 m, 均穿透上层粉质黏土层进入含砾粉质黏土层 0.5 m。桩顶设方形桩帽, 桩帽尺寸为 1 m×1 m×0.3 m (长×宽×高), 桩体面积置换率为 8.86%, 接近于 Liu 等<sup>[11]</sup>所采用的 8.7%, 但桩帽面积置换率高达 45.1%。CFG 桩桩体按 C15 混凝土强度进行配比, 单桩承载力设计值不低于 590 kN, 土工格栅抗拉强度不小于 250 kN/m。对 DK131+376 试验断面地基沉降、孔隙水压力、基底土压力、格栅变形等进行监测, 图 1 为试验断面示意图, 图 2 为试验段地基加固现场。

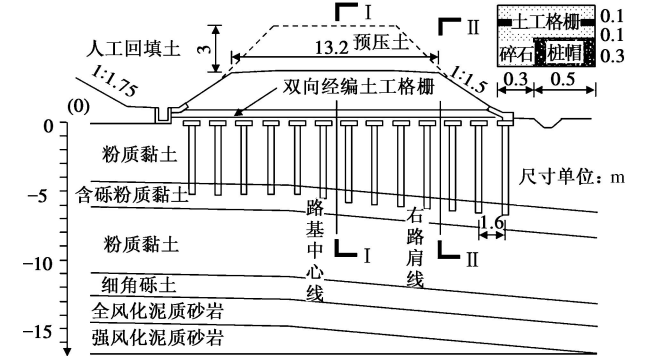


图 1 试验断面示意图

Fig. 1 Subgrade profile of field tests

## 1.3 监测元件埋设

在桥台和涵顶预埋圆头锚钉观测点, 沿路基中心

地表设置沉降板, 测点数量、测点间距及观测方法均满足相关规范<sup>[16]</sup>。在试验断面路基中心和左、右路肩处分别埋设单点位移计  $T_1 \sim T_4$ , 监测桩间土总沉降和分层沉降, 除  $T_2$  埋设深度为 6 m 外, 其他位移计的锚头均嵌入基岩 0.5 m。在 I 和 II 断面桩帽和桩间土处格栅上下表面各埋设 1 个土压力盒, 沿路基横向在格栅上表面埋设 5 个柔性位移计, 分别监测土压力和格栅变形。3 个孔隙水压力计分别埋设在 I 断面桩间土 4、6 和 10 m 深度处, 分别监测加固区、桩端持力层和下卧层的孔隙水压力。在 I 断面桩帽和桩间土上各埋设 1 个沉降板监测桩、土差异沉降。试验断面元件埋设如图 3 所示。

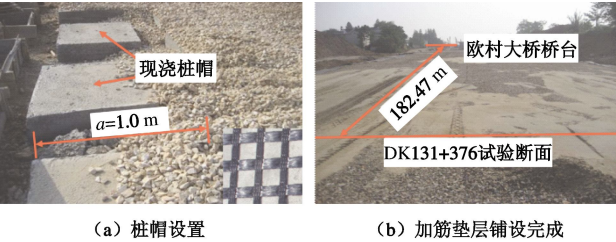
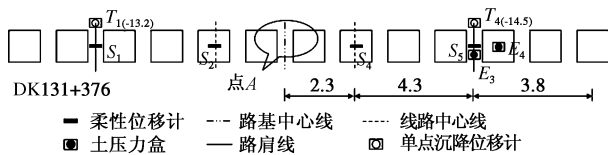
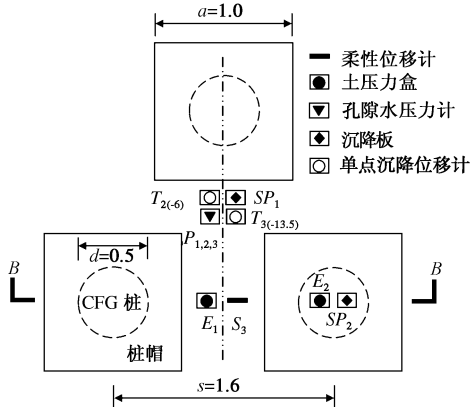


图 2 试验段地基加固现场

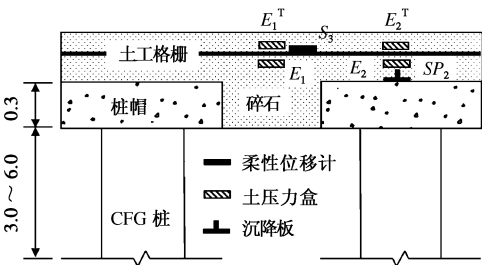
Fig. 2 Test field of ground improvement



(a) 测试元件平面布置图



(b) 点 A 详图



(c) B-B 断面详图

尺寸单位: m

图 3 测试元件埋设

Fig. 3 Layout of sensors

2 试验结果分析

2.1 路堤填筑

试验段路堤填料为厂拌改良土, 相关参数见表 1, 路堤填筑分阶段 1 和阶段 2。阶段 1 中, 0.5 m 厚碎石加筋垫层铺设完成, 当路堤填筑至 0.6 m 后由于客观因素而停止填筑; 阶段 2 为第 375~417 d, 持续 43 d, 该阶段中, 以平均 0.2 m/d 的速度将路堤填筑至设计高度 2.4 m 后静置 34 d。自第 418 d 开始填筑预压土, 高 3.0 m, 预压期约为 460 d, 由于未经压实, 预压土平均重度约为 16.0 kN/m<sup>3</sup>。因此, 路堤底部填土平均压力最大约为 94.8 kPa (不含加筋垫层)。

图 4 为路堤填筑及堆载预压过程。在阶段 1 路堤停止填筑期间, 该段路基被用作施工便道和乡村交通要道, 时有重载车辆经过, 由于已填路堤高度仅 0.6 m, 复杂交通荷载作用对所埋设元件的监测结果影响很大, 特别是造成了土压力监测结果的较大波动, 甚至直接导致部分元件损坏而无法测读, 加上强降雨季大量雨水入渗的影响, 阶段 1 的监测结果几无规律可循。因此, 本文仅对阶段 1 的超孔隙水压力进行了分析, 其余分析均针对阶段 2 的监测结果, 为表述方便, 此时将阶段 2 的起始时间设为 0 d (实际为 375 d)。

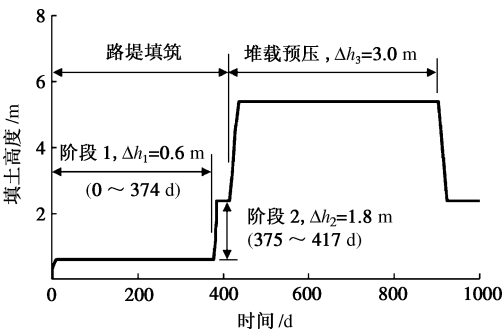


图 4 路堤填筑和堆载预压

Fig. 4 Embankment construction and preloading versus time

2.2 路基中心纵向沉降规律

图 5 为从桥台到涵洞段的路基中心沉降曲线。路堤填筑完成时, 桥台和涵顶沉降均很小, 分别为 0.18 mm 和 0.15 mm, 其余观测点沉降较为均匀, 最大沉降为 3.22 mm, 最大差异沉降仅为 1.09 mm。预压完成时, 桥台和涵顶沉降变化很小, 其余观测点沉降有不同程度的增加, 但总体分布仍然较为均匀, 最大差异沉降为 1.58 mm。预压土卸载之后, 继续进行为期近 1 年的沉降观测, 发现该路段最大沉降增量小于 1 mm, 已基本稳定。可见桩承式加筋路堤可有效控制地基沉降, 填筑期和预压期沉降均较小, 经预压处理后地基沉降已基本完成。

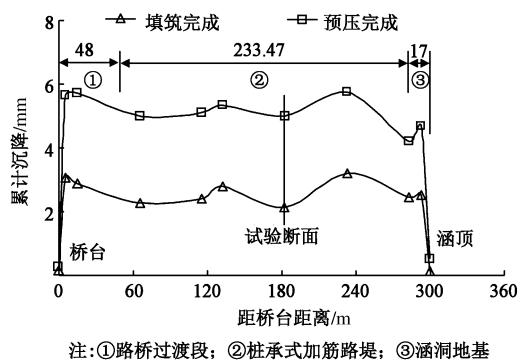
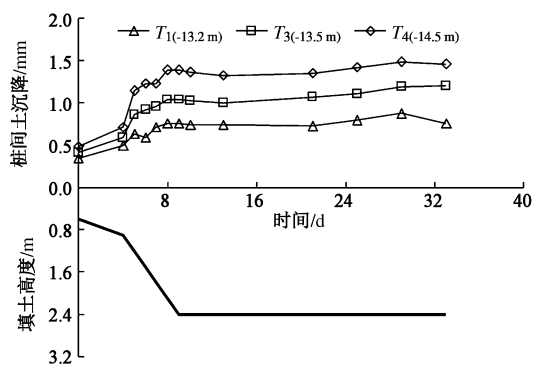


图5 路基中心纵向沉降

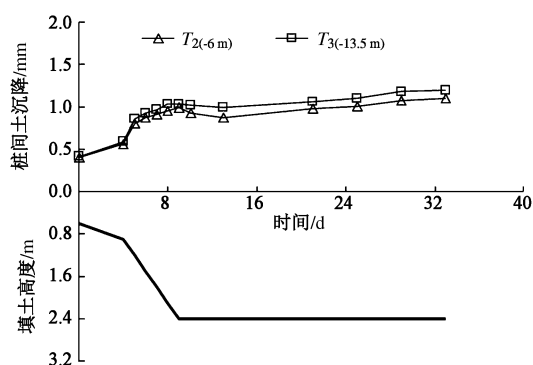
Fig. 5 Settlement of subgrade along central line

### 2.3 桩间土沉降规律

阶段1中交通荷载及强降雨作用使地基加固区浅层受CFG桩施工扰动较大的土体进一步压缩密实,同时也使单点位移计的法兰沉降盘与地基土紧密接触,因此,阶段2中单点位移计所测为路堤填土荷载作用下一定深度范围内地基土的压缩变形,可靠性较高。



(a) 桩间土总沉降



(b) 桩间土分层沉降

图6 桩间土沉降变化曲线

Fig. 6 Variation of settlement of surrounding soils of pile

图6(a)为路堤填筑期路基中心和左、右路肩处桩间土沉降变化曲线。随填土高度增加,桩间土沉降均不同程度增大,其中右路肩沉降增大最快,左路肩最慢,这与位移计的埋设深度一致。路堤填筑完成后,沉降速率均很快趋于稳定,静置24d内的沉降增加幅

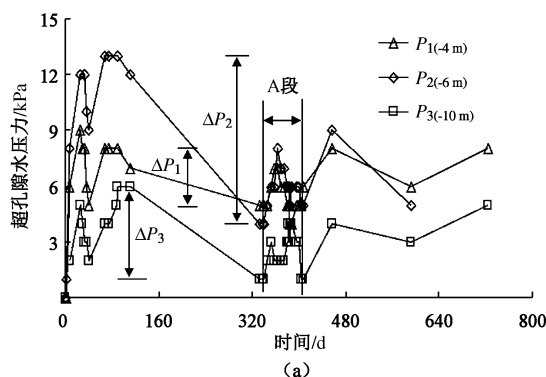
度很小,基本保持稳定,桩间土总沉降 $T_1$ ,  $T_3$ 和 $T_4$ 依次仅为0.88, 1.2和1.46 mm。图6(b)为路基中心6 m厚度土层的压缩量 $T_2$ 与总沉降 $T_3$ 的变化曲线。随填土高度增加,两者变化十分接近,最大相差仅为0.05 mm,路堤填筑完成后,两者逐渐增大并保持0.1 mm左右的沉降差,静置24 d后 $T_2$ 和 $T_3$ 分别为1.1 mm和1.2 mm。

由于桩帽和桩间土的总沉降和差异沉降均较小,受周围环境和施工因素的影响,沉降板的观测结果较为紊乱,无参考价值,此处不再赘述。

### 2.4 孔隙水压力变化规律

图7(a)为超孔隙水压力变化曲线,在路堤停止填筑期间,各深度处超孔隙水压力均有较大幅度波动,分析原因,可能是由于夏季强降雨使雨水沿埋设孔隙水压力计的钻孔入渗导致地下水位升高,同时路堤填土重度增大,从而引起各深度处超孔隙水压力的大幅增加。图7(a)中 $\Delta p_1$ ,  $\Delta p_2$ 和 $\Delta p_3$ 分别为 $P_{1(-4m)}$ ,  $P_{2(-6m)}$ 和 $P_{3(-10m)}$ 在阶段1中的超孔隙水压力峰值和平稳值的差值,依次为3, 9和5 kPa,  $\Delta p_2$ 约等于 $\Delta p_1$ 和 $\Delta p_3$ 两者之和。分析原因, $P_{1(-4m)}$ 在CFG桩加固区内,路堤荷载主要由桩体承担, $P_{1(-4m)}$ 所测主要为地下水位变化引起的静水压力变化; $P_{3(-10m)}$ 埋设深度大,钻孔回填密实,所测主要为路堤填土重度变化引起的孔隙水压力波动; $P_{2(-6m)}$ 位于CFG桩端持力层,受地下水位和路堤荷载变化的双重影响,因而所测超孔隙水压力波动约等于 $P_{1(-4m)}$ 和 $P_{3(-10m)}$ 波动之和。

图7(b)为阶段1末段与阶段2的详图,可见路堤填筑至2.4 m时,仅 $P_{3(-10m)}$ 小幅增大,增量为2 kPa,仅占所处深度附加应力的6.29%,远小于Liu等<sup>[11]</sup>和夏唐代等<sup>[14]</sup>在软土地基中的监测结果,同时也远小于黏土临界水力梯度,因而不会形成渗流,且很快消散,分析认为路堤荷载主要由土粒骨架承担;阶段2中 $P_{1(-4m)}$ 和 $P_{2(-6m)}$ 均有不同程度减小,一方面是由于降雨结束后地下水位持续降低,另一方面是 $P_{2(-6m)}$ 位于含砾粉质黏土层,渗透系数较大,超孔隙水压力消散快。



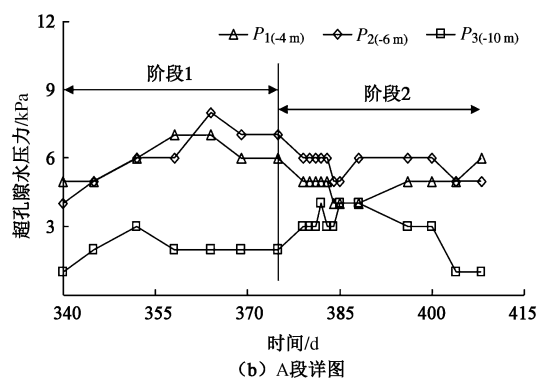


图7 超孔隙水压力变化曲线

Fig. 7 Variation of excess pore water pressure

## 2.5 桩、土压力变化规律

阶段1中交通荷载及强降雨作用同样破坏了路堤填土内部已部分形成的荷载传递结构——土拱，因此在阶段2开始时，格栅上表面桩帽和桩间土的土压力可视为相同，均按0.6 m填土压力计，格栅下表面桩帽和桩间土起始土压力的确定较难，考虑桩间土沉降小，张拉膜效应不明显，也均取为0.6 m填土土压力。

图8(a)为I断面格栅上下表面桩帽和桩间土土压力变化曲线。随填土高度增加，各测点土压力均不同程度增大，格栅下表面桩帽土压力增加速率最大，格栅下表面桩间土土压力增加速率最小，格栅上表面桩帽土压力增加速率略大于桩间土。路堤填筑完成时，格栅下表面桩帽土压力最大，为64.5 kPa，格栅下表面桩间土土压力最小，为32.8 kPa，格栅上表面桩帽土压力稍大于桩间土土压力，但最大差值仅为9.03 kPa。若不考虑桩帽下土体的支承作用，则此时桩体承担了约61.8%的填土荷载，远小于夏唐代等<sup>[14]</sup>在软土地区所测得的80%（桩帽面积置换率仅为10.1%），表明对于中低压缩性土地区的桩承式加筋路堤而言，即使桩帽置换率高达45.1%，桩间土所发挥的承载能力仍然较为显著，而对于软土地基，此时桩帽底土体已接近脱空状态。

图8(b)为II断面格栅上下表面桩帽和桩间土土压力变化曲线。路堤填筑完成时，格栅下表面桩帽土压力最大，为69.5 kPa，格栅下表面桩间土土压力最小，为28.94 kPa，格栅上表面桩帽土压力大于桩间土土压力，最大差值为11.7 kPa，此时路肩处桩体承担了约66.4%的填土荷载，略高于路基中心处。

桩承式加筋路堤是由桩体、加筋体、砂石垫层和桩间土联合作用组成的路堤支承体系，主要通过土拱效应和张拉膜效应的共同作用进行荷载传递<sup>[4, 15]</sup>。分析土拱效应和张拉膜效应作用时，将格栅上表面桩帽土压力减去填土平均土压力作为土拱效应所分担的荷载，格栅下表面桩帽土压力减去格栅上表面桩帽土压

力作为张拉膜效应所分担的荷载，据此得到土拱效应与格栅张拉膜效应在路堤荷载传递过程中发挥的作用。

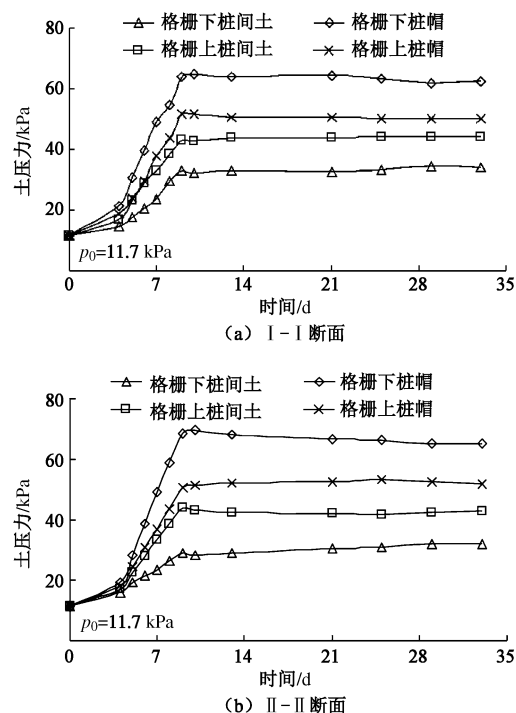


图8 桩帽与桩间土的土压力变化曲线

Fig. 8 Variation of earth pressure on pile cap and soils

图9为路堤填土土拱效应和土工格栅张拉膜效应所分担土压力的变化曲线。随填土高度增加，土拱效应和张拉膜效应所分担的荷载逐渐增大。路堤填筑初期，土拱效应与张拉膜效应所分担的荷载相差不大，随填土高度增加，张拉膜效应分担的荷载线性增大，张拉膜效应发挥的作用不断增强，而土拱效应分担的荷载增幅不大，传递荷载的能力有限。路堤填筑完成时，路堤荷载依靠土拱效应和张拉膜效应共同作用传递至桩顶，I和II断面格栅张拉膜效应分担的路堤荷载分别为12.25 kPa和18.02 kPa，而土拱效应所承担的荷载仅为4.74 kPa和3.72 kPa。这与文献<sup>[15]</sup>中所述的黄土地区路堤荷载传递以土拱效应为主、以张拉膜效应为辅的结论不同。

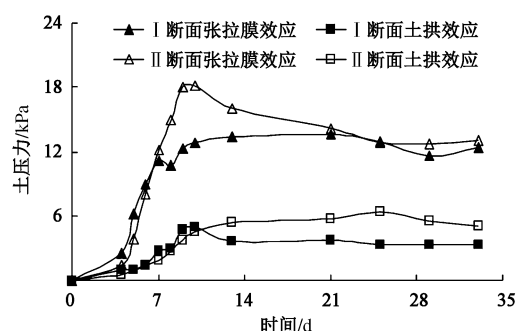


图9 土压力分担变化曲线

Fig. 9 Variation of sharing of earth pressure

桩土应力比可以反映复合地基中桩-土荷载分担特性,是路堤沉降计算、承载力设计和稳定性分析的重要指标。图 10 为 I 和 II 断面桩土应力比变化曲线。路堤填筑期,随填土高度增加, I 和 II 断面格栅下表面桩土应力比增长速率远大于格栅上表面;当填土高度大于 1.5 m 时, I 断面格栅下表面桩土应力比趋于稳定, II 断面格栅下表面桩土应力比继续增大,但增大速率明显减小。路堤填筑完成时, I 和 II 断面格栅下表面桩土应力比分别为 1.94 和 2.37,格栅上表面桩土应力比在填筑过程中略有波动,最大值均为 1.15, I 和 II 断面格栅下表面桩土应力比分别是上表面的 1.69 倍和 2.06 倍。对比分析, II 断面格栅上下表面桩土应力比相差较大,主要原因在于 II 断面桩间土沉降大于 I 断面,从而使格栅下表面更多的路堤荷载通过张拉膜效应传递至桩帽,且路肩处格栅张拉膜效应强于路基中心处。

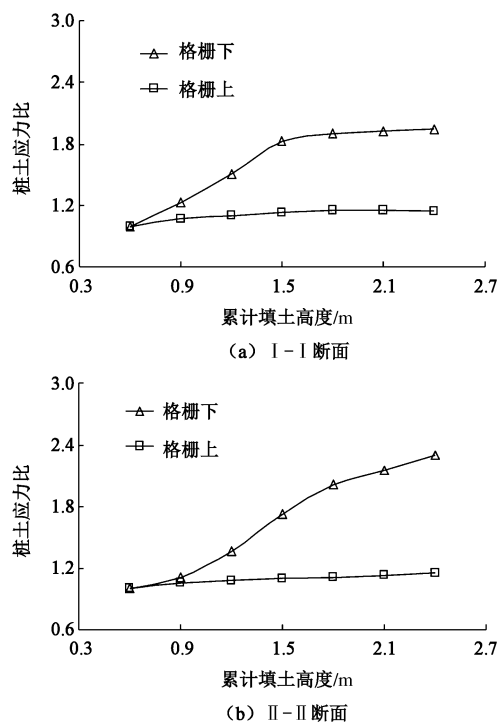


图 10 桩土应力比变化曲线

Fig. 10 Variation of pile-soil pressure ratio

## 2.6 格栅变形分析

柔性位移计适用于现场试验中土工格栅的变形量测,其测杆具有一定柔性,埋设时将两端夹具沿变形量测方向紧固于格栅上,使测杆能与格栅产生协同变形。本试验沿路基横向埋设柔性位移计(图 3(a)),监测路堤填筑过程中以及填筑完成后一定时间内初始长度约为 20 cm 的格栅段的横向拉伸变形规律。

图 11 为格栅变形曲线,不考虑阶段 1 的格栅变形。路堤填筑期,随填土高度增加,路肩桩间土上格栅变形速率明显大于线路中心桩帽处,但变化规律相似;

路堤填筑完成时,左、右路肩桩间土上格栅拉伸变形量  $S_1$  和  $S_5$  分别为 0.1 mm 和 0.09 mm,而左、右线路中心桩帽上格栅变形量  $S_2$  和  $S_4$  分别为 0.04 mm 和 0.06 mm。在填筑完成后静置的 24 d 内,格栅变形均先有幅度为 0.01~0.02 mm 的减小,之后再逐渐增大。路肩和线路中心处路堤填土高度均为 2.4 m,不同之处在于路肩处格栅会承受来自路堤边坡的侧向滑移力,从而增加格栅变形。在路堤填筑期及填筑完成后的静置期,路肩处格栅的总变形量始终大于线路中心处,表明格栅在路肩处发挥的效率更高,与文献[15]所述结论相同。图 12 为路堤填筑完成时和静置 24 d 后格栅变形量对比。静置 24 d 后,各测点格栅变形量均有显著增加,线路中心线处  $S_2$  和  $S_4$  的拉伸变形分别增大了 125% 和 100%,增大比例远超左、右路肩处  $S_1$  和  $S_5$  的 40% 和 50%,但路肩处格栅总变形量仍大于线路中心线处。

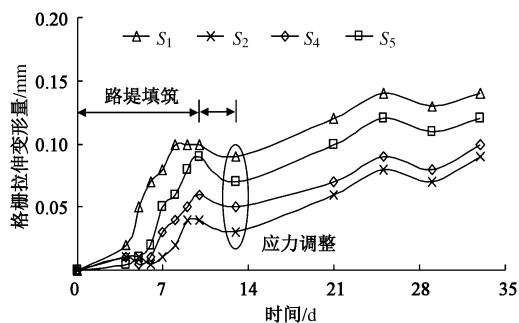


图 11 格栅变形曲线

Fig. 11 Variation of geogrid deformation

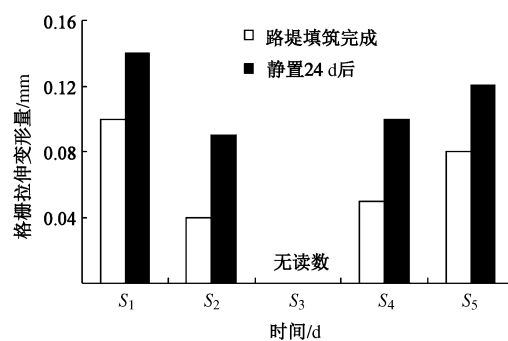


图 12 格栅变形量对比

Fig. 12 Comparison of geogrid deformations

## 3 结 论

通过对中低压压缩性土地区桩承式加筋路堤进行现场足尺试验研究,得到以下结论:

(1) 采用桩承式加筋路堤技术可有效减小中低压压缩性土地基沉降,总沉降量很小且很快趋于稳定,经预压处理后的地基沉降已基本完成;沉降主要发生在地基浅层加固区范围内,下卧层压缩变形量很小。

(2) 路堤荷载在地基内引起的超孔隙水压力很

小,不会形成渗流,填土荷载主要由土粒骨架承担。

(3)桩承式加筋路堤通过土拱效应和张拉膜效应将路堤荷载传递至桩帽,格栅下部桩土应力比明显高于格栅上部,张拉膜效应明显,格栅上部桩土应力比接近1.0,土拱效应较弱;桩帽面积置换率很高时,桩间土所发挥的承载能力仍然较为显著。

(4)路堤填筑期及填筑完成后,路肩处格栅变形量始终大于线路中心处,格栅在路肩处所发挥的效率明显大于线路中心处,张拉膜效应也更为显著。

### 参考文献:

- [1] 朱华鹏. 中低压缩性地基高速铁路基沉降计算研究[D]. 长沙: 中南大学, 2013. (ZHU Hua-peng. Settlement calculation research on medium & low compressible ground of high speed railway subgrade[D]. Changsha: Central South University, 2013. (in Chinese))
- [2] 孙红林, 陈尚勇. 高速铁路中等压缩性黏土沉降分析方法探讨[J]. 铁道工程学报, 2011(11): 30 - 35. (SUN Hong-lin, CHEN Shang-yong. Discussion of settlement analysis method for medium-compressible clay of high speed railway[J]. Journal of Railway Engineering Society, 2011(11): 30 - 35. (in Chinese))
- [3] 张崇磊, 蒋关鲁, 吴丽君, 等. 非饱和中等压缩性土地基沉降预测的研究[J]. 水文地质工程地质, 2012, 39(6): 50-56. (ZHANG Chong-lei, JIANG Guan-lu, WU Li-jun, et al. Investigation on unsaturated soil of medium-compression settlement prediction[J]. Hydrogeology & Engineering Geology, 2012, 39(6): 50 - 56. (in Chinese))
- [4] HAN J, GABR M A. A numerical study of load transfer mechanisms in geosynthetic reinforced and pile supported embankments over soft soil[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2002, 128(1): 44 - 53.
- [5] 饶为国, 赵成刚. 桩-网复合地基应力比分析与计算[J]. 土木工程学报, 2002, 35(2): 74 - 80. (RAO Wei-guo, ZHAO Cheng-gang. The behavior of pile-soil composite foundation[J]. China Civil Engineering Journal, 2002, 35(2): 74 - 80. (in Chinese))
- [6] ABUSHARAR S W, ZHENG J J, CHEN B G. A simplified method for analysis of a piled embankment reinforced with geosynthetics[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2009, 27(1): 39 - 52.
- [7] HEWLETT W J, RANDOLPH M F. Analysis of piled embankments[J]. Ground Engineering, 1988, 21(3): 12 - 18.
- [8] LOW B K, TANG S K, CHOA V. Arching in piled embankment[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1993, 120(11): 1917 - 1938.
- [9] HUANG J, HAN J, OZTOPRAK S. Coupled mechanical and hydraulic modeling of geosynthetic-reinforced column-supported embankments[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2009, 135(8): 1011 - 1021.
- [10] ARIYARATHNE P, LIYANAPATHIRANA D S, LEO C J. Comparison of different two-dimensional idealizations for a geosynthetic-reinforced pile-supported embankment[J]. International Journal of Geomechanics, 2013, 13(6): 754 - 768.
- [11] 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.
- [12] WACHMAN G S, BIOLZI L, LABUZ J F. Structural behavior of a pile-supported embankment[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2010, 136(1): 26 - 34.
- [13] BRIANCON 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.
- [14] 夏唐代, 王梅, 寿旋. 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. 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))
- [15] 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))
- [16] 中华人民共和国铁道部. 铁建设(2006)158号 客运专线铁路无碴轨道铺设条件评估技术指南[S]. 北京: 中国铁道出版社, 2006. (The Ministry of Railways of the people's Republic of China. Technical guide for the assessment of ballastless track laying of the railways of high-speed[S]. Beijing: China Railway Publishing House, 2006. (in Chinese))