

DOI: 10.11779/CJGE202012005

循环荷载作用下筋箍碎石桩复合地基工作性状试验研究

张 玲, 徐泽宇, 赵明华

(湖南大学岩土工程研究所, 湖南 长沙 410082)

摘 要: 为研究交通荷载作用下筋箍碎石桩复合地基的工作性状, 开展了一系列循环荷载作用下筋箍碎石桩单桩复合地基室内模型试验。通过复合地基中埋设的各类传感器, 监测了桩顶平面处桩-土应力、地基累积沉降、超孔隙水压力和桩体鼓胀变形情况, 探讨了地基加固形式、土工格栅套筒拉伸强度和砂垫层厚度对复合地基动力响应的影响。试验结果表明, 桩-土应力分布取决于桩-土刚度差异, 竖向加筋套筒能有效提高桩体刚度, 水平加筋格栅能进一步将荷载传递至桩顶, 而砂垫层将荷载分担至桩周土中。地基累积沉降随加筋套筒拉伸模量的提高而减小, 基于沉降控制设计, 工程中应选用拉伸模量高的土工格栅作为加筋套筒。复合地基超孔隙水压力的累积随桩周土中应力的增加而增大。筋箍碎石桩的鼓胀变形取决于桩体承受的竖向荷载和加筋套筒的拉伸模量。

关键词: 筋箍碎石桩; 复合地基; 模型试验; 循环荷载

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2020)12-2198-08

作者简介: 张 玲(1982—), 女, 浙江临海人, 副教授, 博士生导师, 主要从事桩基础和特殊土地基处理等研究。E-mail: zhanglhd@163.com。

Experimental research on behaviors of geogrid-encased stone column-improved composite foundation under cyclic loads

ZHANG Ling, XU Ze-yu, ZHAO Ming-hua

(Institute of Geotechnical Engineering, Hunan University, Changsha 410082, China)

Abstract: To study the behaviors of geosynthetic-encased stone column-improved composite foundation under traffic loads, a series of laboratory tests on composite foundation reinforced by single geosynthetic-encased stone column subjected to cyclic loads are conducted. The composite foundation is instrumented to monitor the stress distribution between piles and soils, accumulated settlement, excess pore water pressure and column bulging deformation. The influences of the reinforcement configuration, tensile strength of geogrid encasement and thickness of sand bed on the cyclic behaviors of the composite foundation are investigated. The test results indicate that the pile-soil stress distribution is stiffness-dependent, and the vertical reinforced encasement improves the pile stiffness. The horizontal reinforced geogrid can further increase the loads to pile top, while the sand bed increases the loads to transfer to the surrounding soils. The accumulated settlement reduces with the increase of the tensile modulus of geosynthetic-encasement. Based on the settlement control, the geogrid with high tensile modulus should be selected as the geosynthetic encasement. The accumulation of pore water pressure in the composite foundation increases with the increase of the stress in the surrounding soils. The bulging deformation depends on the vertical loads on piles and the tensile modulus of the geosynthetic encasement.

Key words: geogrid-encased stone column; composite foundation; model test; cyclic load

0 引 言

碎石桩法作为一种常用的地基处理手段, 具有取材资源丰富、施工简单、造价低廉等优势, 且有振密挤密、置换、排水固结等加固作用, 可与桩周土形成复合地基, 协调变形、共同承担上部结构荷载, 故而在软基处治工程中广泛应用。但是碎石桩桩身承载能力取决于桩周土可提供的侧向约束力。当桩周土强度

较低(不排水抗剪强度 $c_u < 15$ kPa)时, 桩体易发生鼓胀变形, 进而会导致整个复合地基的破坏。此时, 若在碎石桩周围增设一高抗拉强度土工格栅套筒, 格栅的环箍效应可有效提供额外的侧向约束力, 进而大

基金项目: 国家自然科学基金项目(52078205, 51678231); 湖南省自然科学基金优秀青年基金项目(2020JJ3013)

收稿日期: 2020-03-09

幅度提高碎石桩的承载能力, 还可保留碎石桩良好的排水性能。形成的这种新型桩体, 被称为“筋箍碎石桩”^[1], 也被称为“土工格栅包裹碎石桩”^[2], 除土工格栅外, 包裹的材料还可是土工织物等具有一定抗拉强度的土工合成材料^[3]。目前, 筋箍碎石桩复合地基技术已在路基、海堤、堆煤场等工程领域中推广应用, 并取得了良好的加固效果。

国内外不少学者从室内模型试验、现场试验、数值分析和理论计算等方面入手对筋箍碎石桩承载变形特性、单桩极限承载力等进行了研究。就试验研究来说, 成果较为丰富。包括开展了筋箍碎石桩的单轴压缩试验^[2-3]、三轴压缩试验^[4-5]、单桩复合地基模型试验^[6-7]、群桩复合地基模型试验^[8-9]和路堤下复合地基模型试验^[10]。但上述试验研究主要针对静荷载展开, 未考虑交通荷载的影响。然而, 对于筋箍碎石桩复合路基, 其不仅要承受上部结构的自重荷载, 还要承受车辆交通荷载的作用。前者仅对路基产生静压力, 而后者则随车轮移动而产生循环移动荷载。路基在循环移动荷载作用下的性质与其在静载作用下表现出来的性质大不相同。在交通移动荷载作用下, 路基将产生显著的永久变形, 表现为较大的工后沉降和不均匀沉降; 特别是对于零填方或低路堤情况下的公路软基, 由于交通移动荷载反复作用引起的路基土永久变形, 是软土地区高等级道路局部沉降及相关病害的根源。因此, 研究交通循环移动荷载作用下筋箍碎石桩复合地基的动力变形特性很有必要。

近年来, 交通荷载作用下桩体复合路基的动力响应研究备受关注, 但已有的研究多数是针对水泥土桩^[11-12]、灌注桩^[13]和钢管桩^[14-15]等黏结性材料桩展开。然而, 筋箍碎石桩是由碎石料和加筋套筒组成, 其承载变形特性不同于黏结性材料桩。竖向荷载作用下, 筋箍碎石桩不仅会因碎石料的压密产生轴向变形, 同时伴有径向鼓胀变形, 并导致土工格栅加筋套筒的环向张拉变形。因此, 需对碎石料和土工格栅加筋套筒及其形成的复合体在循环荷载作用下的行为进行探讨。邓国栋等^[16]采用大型动三轴仪对级配碎石在循环荷载作用下的动弹性模量进行了试验研究。试验结果表明, 级配碎石的动弹性模量随循环次数的增加而逐渐衰减, 并且衰减量随动应力水平的增大而增加。张孟喜等^[17]采用应力控制的循环拉伸试验对土工格栅在循环荷载作用下的软化特性进行了研究。试验结果表明, 随着循环次数和循环拉力的增加, 土工格栅的软化程度提高。上述研究探讨了碎石材料和土工格栅材料在循环加载过程中动力特性的发展规律, 能为研究筋箍碎石桩复合地基的动力响应提供依据。

筋箍碎石桩复合地基在交通荷载作用下的行为不

仅与碎石以及土工格栅加筋套筒的动力响应有关, 还应考虑桩周土体的动力响应。桩周土体可为筋箍碎石桩提供环向约束, 提高桩体的承载能力。然而, 桩周土在循环荷载作用下强度会发生弱化。因此, 循环荷载引起的桩周土强度的降低会减小筋箍碎石桩的承载能力。另一方面, 碎石桩作为垂直排水通道可以加速桩周土体中超孔隙水压力的消散。超孔隙水压力的消散可提高桩周土体的有效应力, 从而提高土体的强度和桩体承载力。故上述两种因素的共同作用对桩周土体强度的影响值得进一步研究。同时, 筋箍碎石桩具备一定的排水能力, 交通荷载作用下, 桩周土中超孔隙水压力的累积与消散交替往复产生, 如何准确地描述交通荷载作用下筋箍碎石桩的设置对软土排水固结的影响以及复合地基孔隙水的消散过程还有待进一步研究。

目前, 交通荷载作用下筋箍碎石桩复合地基的试验研究尚不多见。本研究拟在湖南大学工程实验大楼地基试验室开展多组筋箍碎石桩单桩复合地基模型试验, 采用连续正弦循环荷载模拟交通荷载。通过复合地基中埋设的各类传感器, 对循环荷载作用下桩顶平面处的桩-土应力、地基累积沉降、超孔隙水压力和桩体鼓胀变形进行监测, 为深入了解筋箍碎石桩复合地基动力特性提供试验依据。

1 模型试验设计

1.1 试验概况

图 1 为自制的圆柱形模型箱, 内径为 600 mm, 壁厚为 5 mm, 高度为 900 mm。模型箱由一块高度为 900 mm 和 3 块高度为 300 mm 的半圆板组装而成。模型箱的可拼装特性为筋箍碎石桩鼓胀变形的观测提供了可能, 并且大大节省了软基填筑与开挖所需要的时间。模型箱内壁贴有一层聚四氟乙烯薄膜, 以减少桩周土与模型箱内壁之间的摩擦。

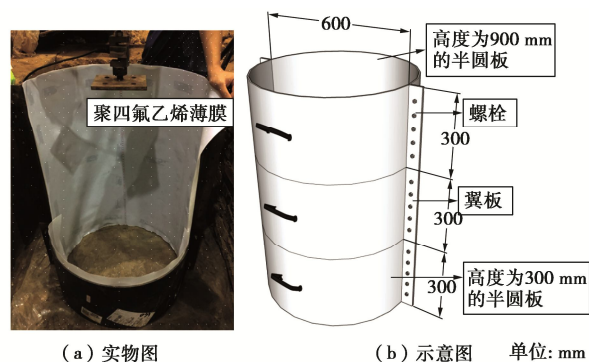


图 1 模型箱

Fig. 1 Model tank

如图 2 所示, 试样由下至上分别为 180 mm 厚的下卧层, 600 mm 厚的软弱土层以及不等厚度的砂垫

层。桩体直径 d 为 50 mm，长度 l 为 600 mm，穿过软弱土层落于下卧层上。加载板位于砂垫层上，其中心与碎石桩中心对齐，加载板直径为 100 mm。

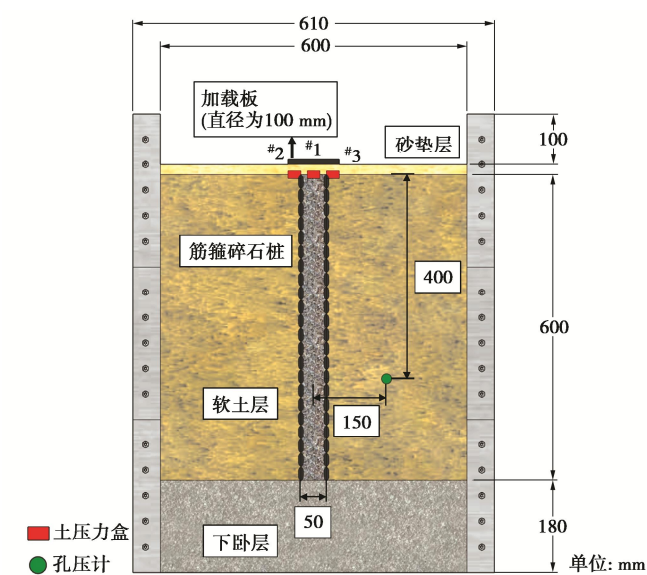


图 2 筋箍碎石桩复合地基和监测仪器布置示意图

Fig. 2 Diagram of GESC-improved foundation and arrangement of monitoring instruments

1.2 试验材料

桩周软黏土选自湘江枯水期的河漫滩冲洪积土。土取回后经室内土工试验测定，其液限为 53.8%，塑限为 21.1%，塑性指数为 32.7，颗粒相对密度为 2.63。试验选取含水率为 38% 的黏土，对应的不排水抗剪强度为 13.7 kPa、重度为 17.6 kN/m³。

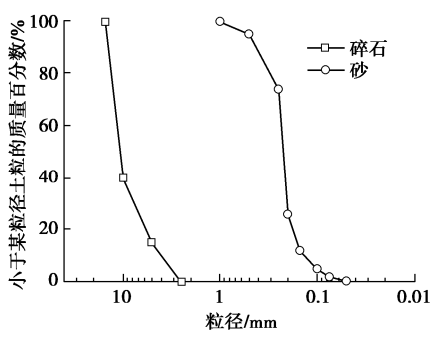


图 3 碎石和砂的颗粒级配曲线

Fig. 3 Curves of grain-size distribution of gravel and sand materials

碎石料和砂料的级配曲线如图 3 所示。碎石料颗粒相对密度为 2.73，最大、最小干重度分别为 18.9，15.8 kN/m³，成桩后的相对密实度为 0.50，其重度为 17.2 kN/m³，内摩擦角为 45.6°。砂料颗粒相对密度为 2.66，最大、最小干重度分别为 17.5，14.5 kN/m³，成桩后的相对密实度为 0.70，其重度为 16.5 kN/m³，内摩擦角为 31.0°。

双向土工格栅由聚丙烯材料经人工切割制成，网格尺寸为 8 mm×8 mm，肋宽为 8 mm。按照 GB/T

17689—2008 规范要求，采用万能试验机对双向土工格栅进行了抗拉强度测试。格栅的力学特性如表 1 所示。采用拉伸强度 T 为 2，7，12 kN/m 的 3 种材质土工格栅作为筋箍碎石桩的套筒材料，对应的拉伸模量 J 分别为 13.2，46.4，78.9 kN/m，其中 $T=7$ kN/m 土工格栅还作为加筋砂垫层的加筋材料。

表 1 双向土工格栅力学特性

| Table 1 Mechanical characteristics of biaxial geogrids | | | |
|--|----------------------------------|-----------------|----------------------------------|
| 型号 | 拉伸强度 T / (kN·m ⁻¹) | 拉伸强度对应 拉伸率/% | 拉伸模量 J / (kN·m ⁻¹) |
| #1 | 2 | 15.2 | 13.2 |
| #2 | 7 | 15.1 | 46.4 |
| #3 | 12 | 15.2 | 78.9 |

1.3 下卧层、软弱土层的填筑和碎石桩施工

下卧层的配制材料和比例参照文献[6]的室内模型试验，其由黏土、砂、石膏、水泥和水按照 0.6：0.18：0.12：0.03：0.07 比例配制而成，重度为 19.7 kN/m³。下卧层分为 3 层填筑，每层厚度为 60 mm。根据每层的体积和下卧层的重度，可求得每层填筑质量为 33.4 kg。

用于填筑软弱土层的黏土，首先放置于烘箱中烘干。随后根据目标含水率计算所需加水量，采用喷壶均匀喷洒并充分搅拌。最后用不透水薄膜密封，以备使用。黏土层分为 10 层填筑，采用均匀压实方法将各层厚度控制在 60 mm。

采用预埋钢管的方法进行碎石桩的施工，钢管外径为 50 mm，其值等于桩径。双向土工格栅包裹在钢管表面，重叠部分用尼龙扎带固定。在制备黏土层之前，将钢管置于下卧层上，并在激光仪和铅锤的辅助下，垂直准确的固定在模型箱的中心。完成软弱土层的填筑后，先灌入 100 mm 高度桩体所需的碎石质量，用闭口钢棒将桩体压实，然后将钢管缓慢拔出 80 mm，钢管内留 20 mm 碎石，以防止桩周土的挤压引起土工格栅变形。随后，再次灌入 100 mm 高度所需的碎石质量，钢管再次拔出。重复这个过程，直至桩体长度达到 600 mm。

1.4 加载方式

加载系统采用富力通达生产的多通道协调加载试验系统，荷载由伺服电机控制，并通过液压千斤顶施加。为模拟交通荷载特性，本次试验采用连续正弦加载曲线作为动力加载曲线（图 4），即

$$q = q_s + q_c \sin(2\pi ft) \quad (1)$$

式中 q 为施加于桩顶的动荷载； q_s 为恒定静荷载， q_c 为循环荷载的幅值，本试验中 q_s 取 0.4 倍 q_{us} ， q_c 取 0.2 倍 q_{us} ， q_{us} 为筋箍碎石桩复合地基静极限承载力； f 为加载频率，现场试验资料表明，交通荷载频率较

低, 通常不超过 6 Hz^[18]。据此, 本试验中加载频率取为 5 Hz。图 4 为循环动荷载示意图。

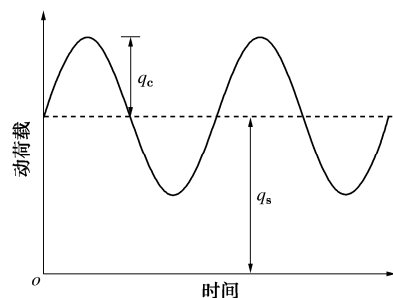


图 4 循环动荷载示意图

Fig. 4 Curve of cyclic loads

1.5 试验过程及内容

首先对筋箍碎石桩复合地基进行静荷载试验, 依据 Murugesan 等^[19]试验中的应变控制加载方式, 应变速率取为 1.2 mm/min, 以确定静极限承载力 q_{us} 。随后按照表 2 进行了动力加载试验。编号为#1, #2, #3, #4 的 4 组试验讨论了不同地基加固形式的影响。#1 为纯软土地基; #2 为普通碎石桩加固软土地基, 表中以 OSC 表示; #3 为筋箍碎石桩加固软土地基, 以 GESC 表示; #4 为筋箍碎石桩+加筋垫层形成双向增强复合地基。表 2 中 USB 与 GRSB 分别代表未加筋砂垫层和加筋砂垫层, 按照 Debnath 等^[20]推荐的最优尺寸, 砂垫层中的加筋材料直径取为加载板直径的两倍。编号#3, #5, #6 探讨了土工格栅拉伸强度的影响, 分别采用拉伸强度 T 为 2, 7, 12 kN/m 的土工格栅作为竖向加筋套筒。编号#3, #7, #8 探讨了砂垫层厚度 t 的影响, 选取 t 为 0, 20, 40 mm 进行对比分析。

表 2 动载试验方案

| Table 2 Programmes of cyclic loads | | | |
|------------------------------------|-------|-------------------|--------------------------------|
| 编号 | 竖向加筋体 | 砂垫层 | 土工格栅拉伸强度/(kN·m ⁻¹) |
| #1 | — | USB ($t=20$ mm) | 7 |
| #2 | OSC | USB ($t=20$ mm) | 7 |
| #3 | GESC | USB ($t=20$ mm) | 7 |
| #4 | GESC | GRSB ($t=20$ mm) | 7 |
| #5 | GESC | USB ($t=20$ mm) | 2 |
| #6 | GESC | USB ($t=20$ mm) | 12 |
| #7 | GESC | USB ($t=0$ mm) | 7 |
| #8 | GESC | USB ($t=40$ mm) | 7 |

2 试验结果与分析

为研究循环荷载作用下筋箍碎石桩复合地基的动力响应, 加载过程中监测了桩-土应力分布, 地基沉降, 孔隙水压力的累积与消散和桩体的鼓胀变形。

2.1 桩-土应力分布

桩顶平面处桩上应力以及桩间土上应力由土压力盒测定, 土压力盒埋设位置见图 2。作用于桩顶和桩周土上的应力(p_{pile}, p_{soil})由复合地基静极限承载力 q_{us} 进行了归一化处理, 即归一化的桩顶应力 α_p 和桩周土

应力 α_s :

$$\left. \begin{aligned} \alpha_p &= \frac{p_{pile}}{q_{us}} \\ \alpha_s &= \frac{p_{soil}}{q_{us}} \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

式中, q_{us} 为静极限承载力。

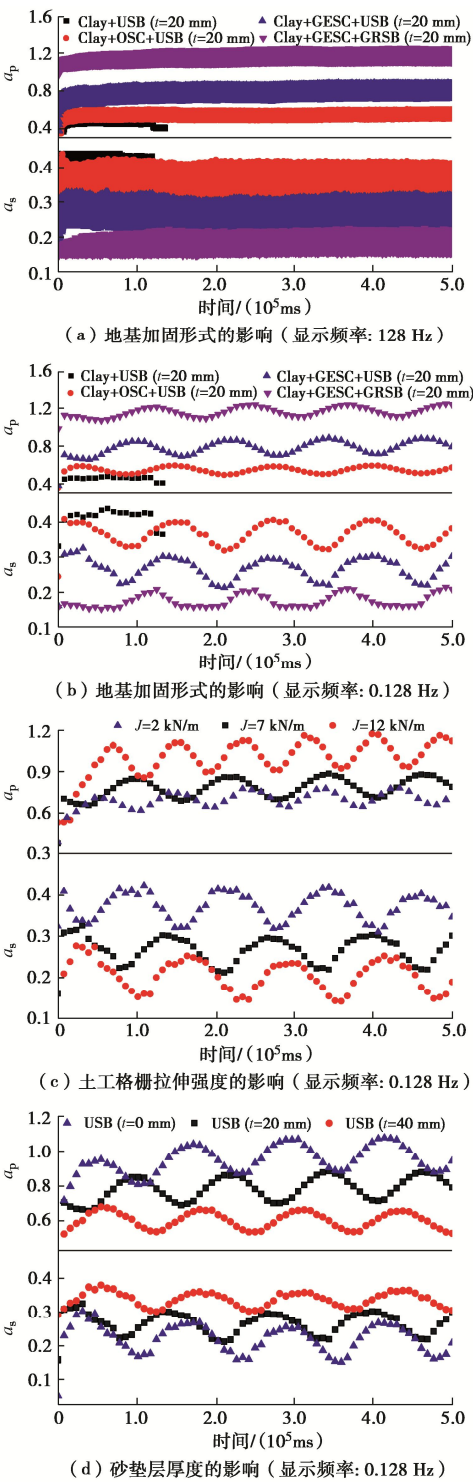


图 5 桩-土应力分布随时间的变化曲线

Fig. 5 Variation curves of pile-soil stress distribution with time

图 5 (a) 显示了 128 Hz 采集频率下 500 s 加载时间内 α_p, α_s 随时间的变化。由图可得, 循环荷载作用

下,桩-土应力为一条条“幅带”,且幅值的上下限在加载初期已达到稳定,随后不随加载时间变化。

图5(b)为显示频率为0.128 Hz下的荷载-时间关系曲线。4组不同地基加固形式(#1, #2, #3, #4)的归一化桩顶应力的最大值 $\alpha_{p, \max}$ 分别为0.51, 0.60, 0.92, 1.26; 归一化桩周土应力最大值 $\alpha_{s, \max}$ 分别为0.48, 0.44, 0.33, 0.23。试验结果表明,纯软土地基由于不存在竖向增强体,荷载由刚度均一的软基承担,应力分布比较均匀。普通碎石桩(OSC)作为竖向增强体,置换了部分强度较低的软土,由于碎石-土之间的刚度差异,荷载主要集中在碎石桩上,从而减少了桩周土的应力。筋箍碎石桩(GESC)中格栅套筒的环箍作用,提高了桩体的刚度,进一步减少了桩周土的应力。双向增强复合地基中桩周土的应力进一步减小,这是由于水平加筋体在荷载作用下由于桩土相对位移而发生挠曲变形,加筋体中的竖向分力抵消了部分作用在桩周土上的荷载。

图5(c)为不同土工格栅拉伸强度的荷载-时间关系曲线。拉伸强度 T 为2, 7, 12 kN/m时, $\alpha_{p, \max}$ 分别为0.86, 0.92, 1.31; 相应的 $\alpha_{s, \max}$ 分别为0.49, 0.33, 0.30。结果表明,随着土工格栅拉伸强度增加,动力荷载进一步集中至桩顶,这是因为筋材拉伸强度的提高能有效增加桩体刚度,桩体因此为复合地基进一步分担动力荷载,并将荷载通过桩身传递至下卧硬土层。

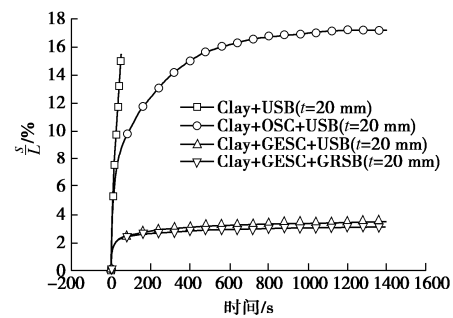
图5(d)为不同砂垫层厚度的荷载-时间关系曲线。砂垫层厚度 t 分别为0, 20, 40 mm时, $\alpha_{p, \max}$ 分别为1.13, 0.92, 0.68; 相应的 $\alpha_{s, \max}$ 分别为0.32, 0.33, 0.39。结果表明,动力荷载作用下,增大砂垫层厚度减少作用于桩顶的荷载。这说明砂垫层的存在能保证桩-土共同承担荷载,能够均化复合地基中的应力分布。这是因为在荷载作用下,由于碎石桩刚度远大于桩周土刚度,桩体将向上刺入砂垫层,同时砂垫层材料不断调整至桩周土上,因此荷载板能够通过砂垫层与桩周土保持接触。

2.2 地基沉降

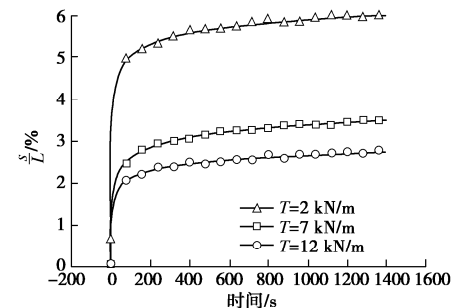
地基沉降,即加载板的竖向位移,由加载系统中的LVDT位移传感器自动采集。累积沉降 s 由桩长 L 进行了归一化处理,即归一化的累积沉降 s/L 。

图6为累积沉降随时间的变化曲线,由图可知,累积沉降曲线在加载初期迅速发展,当加载时间达到1400 s时已基本保持稳定。图6(a)为不同地基加固形式的时间-沉降特性。结果表明,纯软土地基的沉降在较短加载时间内迅速增加,且很快超过了液压千斤顶的最大伸长量,这说明软土地基必须经过加固处治,否则不能直接作为路基承担交通荷载。对于普通碎石桩(OSC)加固软土地基,筋箍碎石桩(GESC)

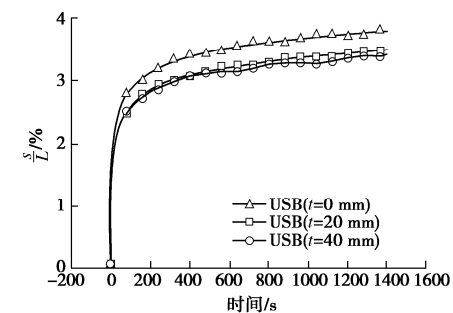
加固软土地基和双向增强复合地基等3种地基加固形式,加载时间为1400 s时的归一化累积沉降 s/L 分别为17.2%, 3.44%, 3.08%。相较于普通碎石桩加固软土地基,在相同的交通循环荷载作用下,筋箍碎石桩加固软土地基的沉降明显减少,说明土工格栅加筋套筒能够保证碎石桩发生较小沉降时即获得一定的承载能力。此外,双向增强复合地基中的水平加筋体在一定程度上减少了地基的沉降。



(a) 地基加固形式的影响



(b) 土工格栅拉伸强度的影响



(c) 砂垫层厚度的影响

图6 累积沉降随时间的变化曲线

Fig. 6 Variation curves of cumulative settlement with time

图6(b)为不同土工格栅拉伸强度的时间-沉降特性。 T 为2, 7, 12 kN/m 3种土工格栅1400 s时相应的归一化累积沉降 s/L 分别为6.10%, 3.44%, 2.82%。结果表明,筋箍碎石桩复合地基的沉降随土工格栅拉伸强度提高而减小。根据桩体承受的竖向荷载 p_{pile} 为

$$p_{\text{pile}} = Kp_r = K\left(\sigma_r + \frac{T}{r}\right) = K\left(\sigma_r + \frac{J\varepsilon_\theta}{r}\right), \quad (3)$$

式中,围限力 $p_r = \sigma_r + T/r$, $T = J\varepsilon_\theta$, K 为侧土压力系数, J 为土工格栅拉伸模量, σ_r 为桩周土体所提供的环向压力, ε_θ 为土工格栅加筋套筒的环向应变, r 为桩体半径。

可知, 相同竖向荷载作用下, 增大筋箍碎石桩中土工格栅套筒的拉伸模量 J , 可以减小套筒的环向应变 ε_θ 。且已有研究表明^[6]: 竖向荷载作用下, 土工格栅套筒的环向应变随着桩体轴向应变的增加而增大, 因此, 对于桩周包裹较高拉伸模量土工格栅套筒的碎石桩, 承担竖向荷载时, 套筒环向应变较小, 同时, 引起桩体鼓胀变形所需的轴向应变较小。故在路基处治工程中, 基于沉降控制设计, 应选取拉伸模量较高的土工格栅作为加筋套筒。

图 6 (c) 为不同砂垫层厚度的时间 - 沉降特性。砂垫层厚度 t 分别为 0, 20, 40 mm 时, 累积沉降 s/L 在 1400 s 时分别为 3.8%, 3.44%, 3.38%。结果表明, 增大砂垫层厚度能减小地基沉降, 这是由于砂垫层能提高应力扩散角, 均化复合地基中的应力。

2.3 孔隙水压力

桩周土孔隙水压力的变化由孔隙水压力计测定, 孔隙水压力计的埋设位置见图 2。超孔隙水压力 u 由 $\gamma_e H_e$ 进行了归一化处理, 即归一化的超孔隙水压力:

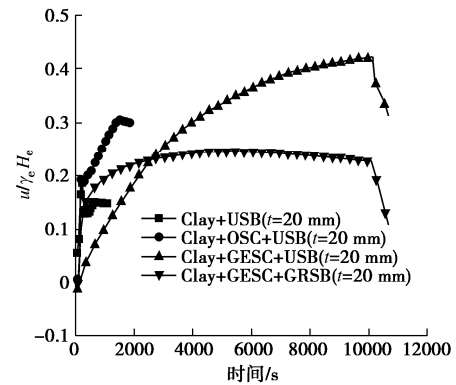
$$\alpha_u = \frac{u}{\gamma_e H_e}, \quad (4)$$

式中, γ_e 为软土单位重度, H_e 为上覆软土层厚度。

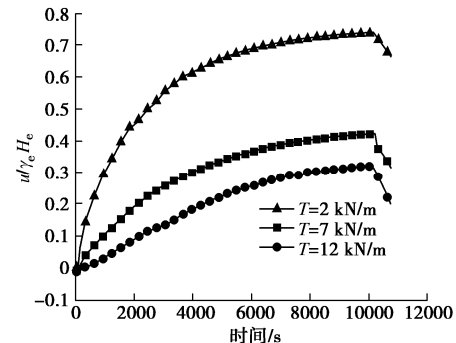
如图 7 所示为归一化的超孔隙水压力随时间的变化曲线, α_u 随加载时间呈非线性增长, 加载初期增长较快, 随后逐渐稳定, 随着加载的停止, 孔压迅速减小。图 7 (a) 为不同地基加固形式的超孔隙水压力随时间的关系。纯软土地基与普通碎石桩 (OSC) 加固软土地基在较短的加载时间内, 孔压增长较快, 但是由于加载时间较短, 超孔隙水压力累积曲线发展不完全。筋箍碎石桩 (GESC) 加固软土地基和双向增强复合地基的归一化超孔隙水压力最大值 $\alpha_{u, \max}$ 分别为 0.42, 0.25。双向增强复合地基内的超孔隙水压力较小, 这是因为水平加筋材料将上部荷载转移至桩顶, 从而减少了荷载对桩周土的扰动。

图 7 (b) 为不同土工格栅拉伸强度的超孔隙水压力随时间的关系。拉伸强度 T 为 2, 7, 12 kN/m 时, 归一化超孔隙水压力最大值 $\alpha_{u, \max}$ 分别为 0.74, 0.42, 0.32, 结果表明 $\alpha_{u, \max}$ 随土工格栅拉伸强度增加而减小。这是因为桩周土超孔隙水压力的累积与作用在桩周土上的荷载有关, 复合地基中桩体刚度越大, 越多荷载向桩上集中, 桩间土上分担的荷载减小, 因此引起的超孔隙水压力的累积也越小。

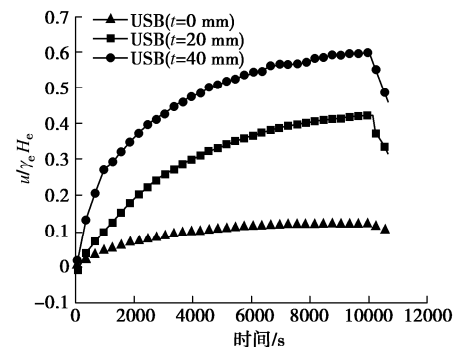
图 7 (c) 为不同砂垫层厚度的超孔隙水压力随时间的关系。砂垫层厚度 t 分别为 0, 20, 40 mm 时, $\alpha_{u, \max}$ 分别为 0.12, 0.42, 0.60。结果表明, 增大砂垫层的厚度将引起较大的超孔隙水压力。这进一步说明砂垫层的存在会将荷载传递至桩周土上, 从而引起土体的压缩和孔隙水压力的累积。



(a) 地基加固形式的影响



(b) 土工格栅拉伸强度的影响



(c) 砂垫层厚度的影响

图 7 超孔隙水压力随时间的变化曲线

Fig. 7 Variation curves of excess pore water pressure with time

2.4 鼓胀变形

竖向荷载作用下, 桩体产生轴向变形。由于土工格栅套筒为非刚性约束, 随着碎石材料的持续压密, 桩体产生径向变形, 使得土工格栅套筒产生环向拉伸应变和应力, 进一步为碎石桩体提供围限约束, 最终与上部荷载达到平衡。由于试验模型箱是由四块半圆部件组装而成 (如图 1 所示), 因此加载完成后可通过拆卸两块 300 mm 高的半圆部件, 小心挖除桩周土以展示桩体剖面。在不干扰桩体的情况下, 直接测量筋箍碎石桩的鼓胀变形。

图 8 为桩体径向应变随深度的变化曲线, 深度的单位用桩体直径 d 表示。图 8 (a) 为不同地基加固形式时桩体径向应变随深度的变化曲线。筋箍碎石桩 (GESC) 加固软土地基和双向增强复合地基中桩体的最大径向应变分别为 6% 和 14%。双向增强复合地基中筋箍碎石桩的径向应变较大, 这是由于相比较于

普通砂垫层, 水平加筋体的设置增大的垫层的刚度, 使得更多的竖向荷载向桩顶集中, 为平衡上部荷载, 需要进一步调动土工格栅套筒的环向拉力。

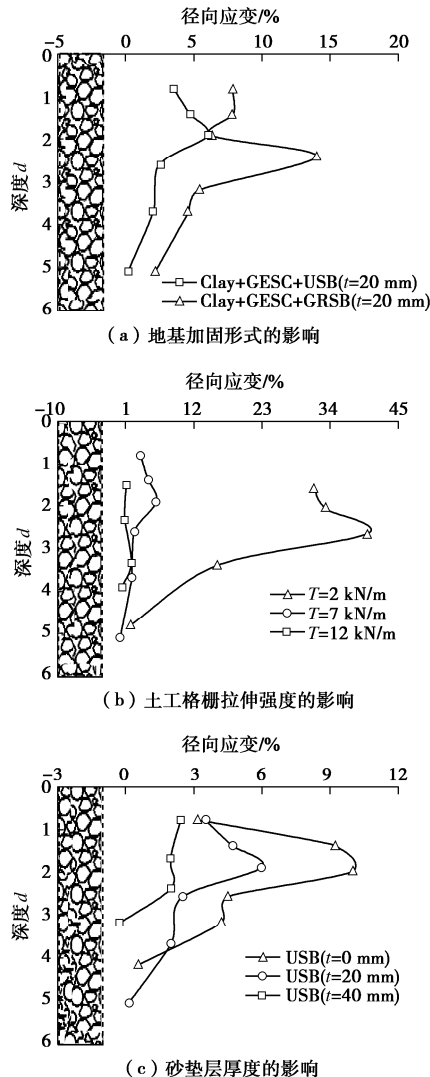


图8 鼓胀变形随深度的变化曲线

Fig. 8 Variation curves of bulging deformation with depth

图8(b)为不同土工格栅拉伸强度的桩体径向应变随深度的变化曲线。格栅拉伸强 T 为2, 7, 12 kN/m (对应的筋材拉伸模量 J 为13.2, 46.4, 78.9 kN/m)的桩体最大径向应变分别为40%, 6%, 2%。与2.2节所得的结论一致, 土工格栅拉伸模量越大, 抵抗相同上部荷载所需的径向应变越小。

图8(c)为不同砂垫层厚度的桩体径向应变随深度的变化曲线。砂垫层厚度 t 分别为0, 20, 40 mm时, 桩体最大径向应变分别为10%, 6%, 2%。结果表明, 桩体径向应变随砂垫层厚度增加而减小, 这是因为作用于桩体的荷载随砂垫层厚度增加而减小, 因此较小的径向应变提供的围限约束即能平衡竖向荷载。

3 结 论

(1) 循环荷载作用下, 筋箍碎石桩复合地基中荷

载在桩顶和桩周土上的分布同样遵循刚度越大, 承载越大的原则。桩顶上承受的荷载随土工格栅加筋套筒拉伸强度的增加而增大, 随砂垫层厚度的增加而减小。

(2) 筋箍碎石桩复合地基的累积沉降在加载初期显著增大, 随后逐渐稳定。根据此规律, 采用筋箍碎石桩法处治软土路基时, 应密切关注路基初期的累积沉降, 适当加大该阶段的监测频率。土工格栅加筋套筒能够有效减小碎石桩体达到一定承载能力时所需的轴向应变。并且随着加筋套筒拉伸刚度的增加, 地基累积沉降减小。因此, 基于沉降控制设计, 应选取拉伸模量较高的土工格栅作为加筋套筒。

(3) 筋箍碎石桩复合地基中超孔隙水压力随加载时间逐渐增大, 并最终稳定, 其峰值取决于桩周土中应力的变化。增大土工格栅加筋套筒拉伸强度, 可提高桩体的刚度, 减少桩周土中的应力, 降低超孔隙水压力的峰值。增大砂垫层厚度, 荷载被传递至桩周土中, 可增大孔隙水压力的峰值。

(4) 筋箍碎石桩的鼓胀变形取决于桩体承受的竖向荷载和加筋套筒的拉伸模量。桩体承受的竖向荷载越大, 桩体的鼓胀变形越大, 以此调动土工格栅套筒的环向拉力来平衡竖向荷载。套筒拉伸模量越大, 则鼓胀变形较小时, 即可抵抗上部竖向荷载。

同时, 本研究仍存在一定局限性, 例如, 由于尺寸效应, 室内模型试验无法完全预测实际工程中筋箍碎石桩循环荷载响应, 因此今后研究中有必要进行现场原位试验。此外, 本文进行了单桩复合地基试验研究, 忽略了群桩效应, 而循环荷载下的群桩效应需要被进一步深入的研究。最后, 本文得出的结论对工程应用中设计施工参数的指导主要以定性为主, 因此, 应作进一步深入的研究以获得更加具体的指导方案。

参考文献:

- [1] 赵明华, 顾美湘, 张 玲, 等. 竖向土工加筋体对碎石桩承载变形影响的模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2014, 36(9): 1587 - 1593. (ZHAO Ming-hua, GU Mei-xiang, ZHANG Ling, et al. Model tests on influence of vertical geosynthetic-encasement on performance of stone columns[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, 36(9): 1587 - 1593. (in Chinese))
- [2] 陈建峰, 梅 森, 冯守中. 双向土工格栅加筋碎石桩单轴压缩试验[J]. 工程地质学报, 2019, 27(2): 311 - 316. (CHEN Jian-feng, MEI Sen, FENG Shou-zhong. Uniaxial compression tests of biaxial geogrid-encased stone columns[J]. Journal of Engineering Geology, 2019, 27(2): 311 - 316. (in Chinese))
- [3] 陈建峰, 王兴涛, 曾 岳, 等. 土工织物散体桩桩体大三轴

- 试验研究[J]. 岩土工程学报, 2017, **39**(12): 2212 - 2218. (CHEN Jian-feng, WANG Xing-tao, ZENG Yue, et al. Study on large triaxial compression tests of geosynthetic-encased stone column body[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, **39**(12): 2212 - 2118. (in Chinese))
- [4] WU C S, HONG Y S. Laboratory tests on geosynthetic-encapsulated sand columns[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2009, **27**(2): 107 - 120.
- [5] MIRANDA M, COSTA A D. Laboratory analysis of encased stone columns[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2016, **44**(3): 269 - 277.
- [6] OU YANG F, ZHANG J J, LIAO W M, et al. Characteristics of the stress and deformation of geosynthetic-encased stone column composite ground based on large-scale model tests[J]. Geosynthetics International, 2016, **24**(3): 1 - 13.
- [7] MIRANDA M, DA COSTA A, CASTRO J, et al. Influence of geotextile encasement on the behaviour of stone columns: Laboratory study[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2017, **45**(1): 14 - 22.
- [8] GHAZAVI M, AFSHAR J N. Bearing capacity of geosynthetic encased stone columns[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2013, **38**(38): 26 - 36.
- [9] ALI K, SHAHU J T, SHARMA K G. Model tests on single and groups of stone columns with different geosynthetic reinforcement arrangement[J]. Geosynthetics International, 2014, **21**(2): 103 - 118.
- [10] 陈建峰, 王 波, 魏 静, 等. 加筋碎石桩复合地基路堤模型试验[J]. 中国公路学报, 2015, **28**(9): 1 - 8. (CHEN Jian-feng, WANG Bo, WEI Jing, et al. Model test of embankment on composite foundation reinforced with geosynthetic-encased stone columns[J]. China Journal of Highway and Transport, 2015, **28**(9): 1 - 8. (in Chinese))
- [11] 白顺果, 侯永峰, 张鸿儒. 循环荷载作用下水泥土桩复合地基变形性状分析[J]. 岩土力学, 2006, **27**(4): 677 - 681. (BAI Shun-guo, HOU Yong-feng, ZHANG Hong-ru. Deformation analysis of composite foundation improved by cement-soil piles under cycle loading[J]. Rock and Soil Mechanics, 2006, **27**(4): 677 - 681. (in Chinese))
- [12] 刘 杰, 肖佳兴, 何 杰. 循环荷载下圆柱形桩与楔形桩复合地基工作性状对比试验研究[J]. 岩土力学, 2014, **35**(3): 631 - 636. (LIU Jie, XIAO Jia-xing, HE Jie. Comparison experimental research on work behavior of composite foundation with column and tapered piles under cyclic loadings[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, **35**(3): 631 - 636. (in Chinese))
- [13] 杨龙才, 郭庆海, 周顺华, 等. 高速铁路桥桩在轴向循环荷载长期作用下的荷载和变形特性试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, **24**(13): 2362 - 2368. (YANG Long-cai, GUO Qing-hai, ZHOU Shun-hua, et al. Dynamic behaviors of pile foundation of high-speed railway bridge under long-term cyclic loading in soft soil[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, **24**(13): 2362 - 2368. (in Chinese))
- [14] 朱 斌, 任 宇, 陈仁朋, 等. 竖向压循环荷载作用下单桩承载力及累计沉降特性模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2009, **31**(2): 186 - 193. (ZHU Bin, REN Yu, CHEN Ren-peng, et al. Model test on bearing capacity and accumulated settlement of single pile subjected to axial cyclic loading[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2009, **31**(2): 186 - 193. (in Chinese))
- [15] 陈仁朋, 任 宇, 陈云敏. 刚性单桩竖向循环加载模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2011, **33**(12): 1926 - 1933. (CHEN Ren-peng, REN Yu, CHEN Yun-min. Experimental investigation on single stiff pile with long-term axial dynamic loading[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, **33**(12): 1926 - 1933. (in Chinese))
- [16] 邓国栋, 张家生, 王启云, 等. 高速铁路粗粒土填料动力参数试验研究[J]. 铁道科学与工程学报, 2014, **11**(2): 76 - 83. (DENG Guo-dong, ZHANG Jia-sheng, WANG Qi-yun, et al. Experimental research on dynamic parameters of high-speed railway coarse-grained padding[J]. Journal of Railway Science and Engineering, 2014, **11**(2): 76 - 83. (in Chinese))
- [17] 张孟喜, 林青松, 刘飞禹. 循环荷载作用下土工格栅拉伸试验研究[J]. 岩土力学, 2010, **31**(7): 2024 - 2029. (ZHANG Meng-xi, LIN Qing-song, LIU Fei-yu. Tensile experiments of geogrids under cyclic loading[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, **31**(7): 2024 - 2029. (in Chinese))
- [18] 彭雄志, 赵善锐, 罗 书, 等. 高速铁路桥梁基础单桩动力模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2002, **24**(2): 218 - 221. (PENG Xiong-zhi, ZHAO Shan-rui, LUO Shu, et al. Dynamic model tests on pile foundation of high-speed railway bridge[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2002, **24**(2): 218 - 221. (in Chinese))
- [19] MURUGESAN S, RAJAGOPAL K. Model tests on geosynthetic-encased stone columns[J]. Geosynthetics International, 2007, **14**(6): 346 - 354.
- [20] DEBNATH P, DEY A K. Bearing capacity of geogrid reinforced sand over encased stone columns in soft clay[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2017, **45**(6): 653 - 664.