

滨海细砂路基沉陷机理

谭 鹏^{1,2}, 凌建明¹, 曹长伟²

(1. 同济大学 道路与交通工程教育部重点实验室, 上海 201804; 2. 中国路桥工程有限责任公司, 北京 100011)

摘要: 为了揭示滨海细砂路基沉陷机理, 在实地调研和文献调研的基础上, 通过路基湿度状态分析、重复动三轴试验和固结变形试验, 研究基于淤塞效应的滨海细砂路基累积沉降量。研究表明: 滨海细砂路基沉陷主要由细砂渗流—迁移—淤塞现象引发的细砂路基动力变形、固结变形以及砂土流失三部分组成; 施工期间, 高雨强条件下降雨入渗水流引发细砂迁移—淤塞现象, 使得砂芯长时间处于高含水率状态; 运行期间, 淤塞且过湿的砂芯在重载交通和土压力长期作用下出现过量的动力变形和少量固结变形, 从而引发细砂路基沉陷现象。

关键词: 细砂路基; 路基沉陷; 沉陷机理

中图分类号: U416.1

文献标志码: A

Settlement Mechanism of Fine Sand Subgrade in Coastal Area

TAN Peng^{1,2}, LING Jianming¹, CAO Changwei²

(1. Key Laboratory of Road and Traffic Engineering of the Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 201804, China; 2. China Road and Bridge Corporation, Beijing 100011, China)

Abstract: In order to reveal the settlement mechanism of fine sand subgrade in coastal area, on the basis of a great deal of field investigations and literature research, the fine sand subgrade accumulated settlement based on silting effect was investigated through the humidity analysis, the repeated three-axis test and the consolidation deformation test. It is pointed out that the fine sand subgrade settlement in coastal area is mainly composed of three parts: permanent deformation, consolidation deformation and sand loss due to fine sand seepage-migration-silting phenomenon. During the construction period, the rainfall intensity conditions of large rainfall infiltration water causes fine sand migration-silting phenomenon and makes sand core for a long time in the state of high water content. During the operation, the silting and wet sand core appears excessive permanent deformation in the

heavy load traffic. The silting and wet sand core appears consolidation deformation under the effect of soil pressure for a long time. Finally, fine sand subgrade settlement appears.

Key words: fine sand subgrade; subgrade settlement; settlement mechanism

长期以来, 公路建设一般采用工程特性较好的粗粒土或黏性土作为路基填料, 以保证路基具备良好的工作性能。然而, 富砂少土的滨海地区普遍存在传统优质路基填料匮乏的难题; 道路科技工作者因地制宜地采用当地富集的细砂作为新型路基填料使用^[1-4], 很好地解决了这一难题。当前, 滨海地区细砂路基大多处于正常工作状态, 但某些高温多雨地区的滨海细砂路基却出现了路基局部沉陷等病害现象。目前, 很少有人对细砂路基的沉陷机理进行深入研究。罗云华^[5]研究砂土路基湿化变化, 发现湿化会引起砂土产生附加轴向应变和附加体变。王强等人^[6]研究了砂土的湿化变形特征, 指出砂土的湿化变形是填砂路基发生沉陷不容忽视的因素。刘小方等人^[7]对细砂路基各种病害的成因进行了简要分析。现有研究成果虽然指出了湿化对砂土变化的影响以及细砂路基沉陷的部分影响因素, 但并未揭示出细砂路基沉陷机理。为此, 本文对滨海地区在建和已建的细砂路基进行了大量文献调研和现场调研工作, 在此基础上, 拟从滨海细砂路基湿度状态着手, 进行交通动载作用下细砂路基动力变形和静荷载作用下细砂路基固结变形的研究, 进而揭示滨海细砂路基沉陷机理。

1 细砂路基湿度状态

已有研究表明^[8-10], 土的含水率和排水条件对路基等结构的动力变形存在显著影响。路基的湿度状

收稿日期: 2016-04-12

基金项目: 财政部专项资金(2012MF001); 上海市科学技术委员会科研计划(1231201900)

第一作者: 谭 鹏(1984—), 男, 工学博士, 主要研究方向为道路与机场工程。E-mail: tanpeng339@126.com

通讯作者: 凌建明(1966—), 男, 工学博士, 教授, 博士生导师, 主要研究方向为道路与机场工程。E-mail: jmling@tongji.edu.cn

态对路基的结构性能影响显著. 不少专家学者采用预埋 TDR 湿度传感器或者从路基边坡钻芯取样的方式研究填砂路基的湿度分布状态^[2,11], 然而预埋湿度传感器的方式仅仅适合于施工期间预先指定的路段; 钻芯取样的钻入长度极为有限, 无法获取路基中心区域的实际湿度状态. 图 1 所示为细砂路基局部沉陷路段, 若能采用适宜的方式掌握细砂路基各层位的实际湿度状态, 则有助于开展细砂路基沉陷机理的研究工作. 在滨海地区某细砂路基试验段修筑过程中出现砂芯长时间被雨水浸泡的现象, 如图 2 所示. 在查阅大量文献后提出了高雨强条件下入渗水流引发细砂迁移—淤塞现象的假想, 并自主设计细砂渗流—迁移—淤塞模型试验, 验证了该现象是客观存在的^[12]. 细砂渗流—迁移—淤塞模型试验结果表明施工期间, 高雨强条件下存在细砂迁移—淤塞现象以及砂土流失现象; 本质上, 细砂中的细微物质在水的渗流作用下发生纵向移动并堵塞细砂的孔隙通道, 致使下层砂芯淤塞以及砂芯自动排水性能衰减甚至丧失. 因此, 采用重复动三轴试验和固结变形试验研究基于淤塞效应的滨海细砂路基累积沉降

量, 进而揭示滨海细砂路基沉陷机理.

2 基于淤塞效应的细砂路基动力变形

2.1 动力变形重复动三轴试验

2.1.1 试验方案

试验方案考虑含水率、压实度和动应力这三个因素. 试件的含水率不易过高, 否则极难成型, 因此, 含水率取 10%, 15% 和 20%, 压实度取 93% 和 96%, 动应力选取各轮载形式 2 倍超载情况, 并综合考虑路基各层位的应力范围. 各轮载形式下, 细砂路基砂芯顶面(30 cm)和路床底面(80 cm)的应力范围可参考文献[12]的计算结果. 试验方案如表 1 所示. 试验中其他影响因素设置为: 荷载波形采用半正弦波, 循环时间为 1 s, 加载时间为 0.2 s, 荷载间歇时间为 0.8 s, 加载次数为 10 000 次, 圆柱体试件尺寸为直径×高度(5 cm×10 cm), 每个工况做三个平行试验.

表 1 试验方案

Tab.1 Experimental scheme

试验 分组	计算位置	工况	含水 率/%	动应 力/kPa	静应 力/kPa	围压/ kPa	压实 度/%
A	砂芯顶面	A1	10	10	20	15	96
		A2	10	40	20	15	96
	距路基顶 面 80 cm	A3	10	10	30	20	96
		A4	10	20	30	20	96
B	砂芯顶面	B1	10	10	20	15	93
		B2	10	40	20	15	93
	距路基顶 面 80 cm	B3	10	10	30	20	93
		B4	10	20	30	20	93
C	砂芯顶面	C1	15	10	20	15	96
		C2	15	40	20	15	96
	距路基顶 面 80 cm	C3	15	10	30	20	96
		C4	15	20	30	20	96
D	砂芯顶面	D1	15	10	20	15	93
		D2	15	40	20	15	93
	距路基顶 面 80 cm	D3	15	10	30	20	93
		D4	15	20	30	20	93
E	砂芯顶面	E1	20	10	20	15	96
		E2	20	40	20	15	96
	距路基顶 面 80 cm	E3	20	10	30	20	96
		E4	20	20	30	20	96
F	砂芯顶面	F1	20	10	20	15	93
		F2	20	40	20	15	93
	距路基顶 面 80 cm	F3	20	10	30	20	93
		F4	20	20	30	20	93

2.1.2 试验结果

每个工况下的细砂动力应变值取 3 个平行试验的平均值. 试验结束后, 采用以下的方法对试验数据进行初始处理: 以细砂 A4 为例(见图 3), 在半对数



图 1 细砂路基局部沉陷

Fig.1 Fine sand subgrade local subsidence



图 2 砂芯被降雨浸泡

Fig.2 Sand core soaked by rain

坐标下,动力应变包含两个加载次数与永久应变大致呈线性关系的阶段($N=100$ 次前后)。试验中,试验成型时压实度不均匀,高含水率试件发生体胀而引起压实度变化等因素均可能造成这种现象发生。因此,动力应变在加载初期规律不均匀,随着加载次数的增加,动力应变累积规律逐渐趋于稳定。因此,按照以后段直线的斜率对前段不稳定的数据进行插

值并覆盖的方式进行处理,之后基于插值覆盖的第一个数据($N=1$),将所有数据进行上下整体平移处理,使得初始值为0,如图4所示。按照上述方法,对各个工况进行相同的处理。同时,为了后面数据回归分析的需要,完成了抗剪强度试验,测得每个工况的 c, φ 值,并同动力应变汇总见表2。

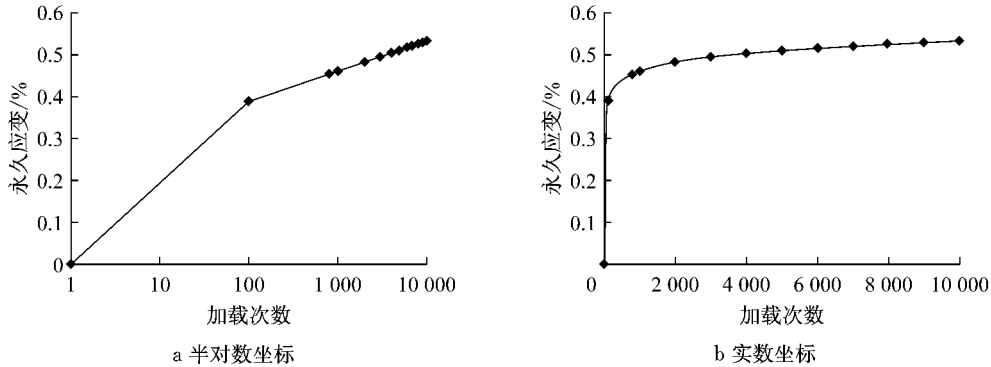


图3 工况 A4 数据处理前

Fig.3 Working condition A4 before data analysis

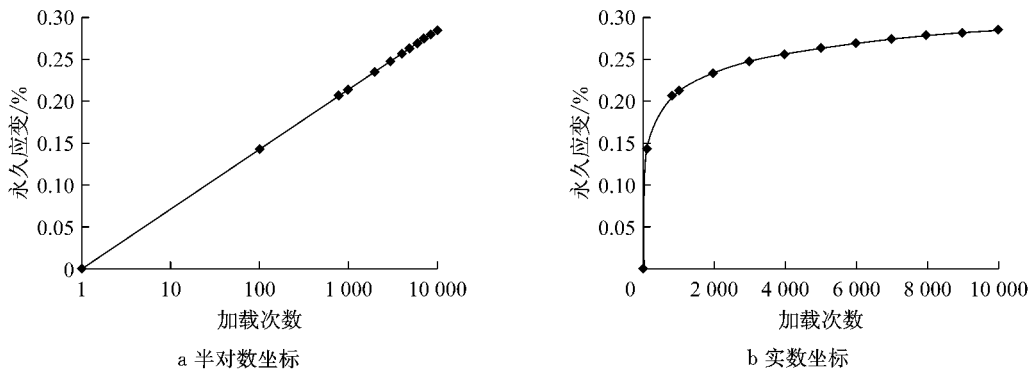


图4 工况 A4 数据处理后

Fig.4 Working condition A4 after data analysis

2.2 细砂路基动力变形预估

截至目前,国内外不少专家学者对重复动荷载作用下路基的动力变形进行了大量研究,提出了各类动力变形预估模型,如 Monismith 模型^[13]、Lentz 模型^[14]、Tseng 和 Lytton 模型^[15]、AASHTO 2002 模型^[16]、Chai 和 Miura 模型^[17]。已有研究成果表明^[18],各类永久变形预估模型中,Chai-Miura 模型(式1)不仅能很好地反映出砂土的永久变形发展规律,而且其预估曲线与试验的实测曲线相关系数非常高,因此,选择 Chai-Miura 模型作为细砂路基动力应变预估模型。

$$\epsilon_p = a \left(\frac{q_d}{q_t} \right)^m \left(1 + \frac{q_s}{q_t} \right)^n N^b \quad (1)$$

式中: $\epsilon_p(N)$ 为轮载重复作用 N 次时路基土的塑性

应变(%); a, m, b 为材料参数,通过试验资料求取;参照 Chai 和 Miura 的研究结论,参数 n 一般取1.0; q_d 为行车荷载作用下的动偏应力; q_s 为道面结构荷载和路基自重荷载作用下的初始静力偏应力; $q_t = 2\tau_t$,为地基静力破坏偏应力,由 τ_t 路基土抗剪强度指标计算。

根据室内重复动三轴试验结果和抗剪强度试验结果,对细砂和含细粒土细砂这两类细砂填料在各种工况下的模型进行回归,结果如表3所示。

Chai-Miura 模型中,若能通过路基土材料的物理力学特性确定出 a, m, b 这三项材料参数,则可以实现直接通过路基土的特性预估出路基的动力变形量。为此,将细砂的含水率、压实度和细粒组含量作

表 2 细砂填料试验结果
Tab.2 Test results of fine sand filling

细砂				含细粒土细砂			
工况	塑性应变 $\epsilon_p/\%$	粘聚力 c_u/kPa	内摩擦角 $\varphi_u/^\circ$	工况	塑性应变 $\epsilon_p/\%$	粘聚力 c_u/kPa	内摩擦角 $\varphi_u/^\circ$
A1	0.018	12.2	32.53	A1	0.021	12.08	32.67
A2	2.828	12.2	32.53	A2	3.192	12.08	32.67
A3	0.023	12.2	32.53	A3	0.026	12.08	32.67
A4	0.286	12.2	32.53	A4	0.320	12.08	32.67
B1	0.021	11.5	28.93	B1	0.023	10.19	29.39
B2	3.259	11.5	28.93	B2	3.678	10.19	29.39
B3	0.026	11.5	28.93	B3	0.029	10.19	29.39
B4	0.323	11.5	28.93	B4	0.362	10.19	29.39
C1	0.020	7.48	31.39	C1	0.022	10.87	31.66
C2	3.616	7.48	31.39	C2	4.081	10.87	31.66
C3	0.024	7.48	31.39	C3	0.027	10.87	31.66
C4	0.333	7.48	31.39	C4	0.373	10.87	31.66
D1	0.022	6.73	28.33	D1	0.024	7.75	29.06
D2	4.166	6.73	28.33	D2	4.702	7.75	29.06
D3	0.027	6.73	28.33	D3	0.030	7.75	29.06
D4	0.376	6.73	28.33	D4	0.422	7.75	29.06
E1	0.021	9.79	30.87	E1	0.023	5.87	30.78
E2	4.622	9.79	30.87	E2	5.216	5.87	30.78
E3	0.026	9.79	30.87	E3	0.029	5.87	30.78
E4	0.387	9.79	30.87	E4	0.434	5.87	30.78
F1	0.023	5.98	28.09	F1	0.026	4.89	28.83
F2	5.325	5.98	28.09	F2	6.010	4.89	28.83
F3	0.029	5.98	28.09	F3	0.032	4.89	28.83
F4	0.438	5.98	28.09	F4	0.491	4.89	28.83

表 3 各工况模型参数

Tab.3 Various working condition regression parameters

工况	细砂			含细粒土细砂		
	a	m	b	a	m	b
A1	0.038 9	3.618 0	0.116 5	0.043 9	3.639 0	0.116 3
A2	0.038 7	3.602 0	0.116 7	0.049 8	3.721 2	0.117 4
A3	0.037 8	3.523 0	0.116 5	0.042 7	3.617 8	0.116 2
A4	0.039 5	3.627 0	0.116 9	0.046 7	3.640 2	0.116 3
B1	0.044 7	3.695 5	0.117 1	0.049 5	3.666 8	0.116 9
B2	0.043 1	3.478 1	0.117 3	0.050 7	3.705 0	0.117 1
B3	0.042 7	3.502 3	0.117 1	0.050 1	3.668 9	0.116 9
B4	0.045 8	3.701 2	0.117 2	0.050 3	3.670 4	0.117 0
C1	0.044 6	3.763 9	0.117 4	0.050 5	3.770 0	0.117 2
C2	0.046 1	3.611 0	0.117 5	0.057 8	3.793 4	0.117 3
C3	0.043 7	3.679 0	0.117 4	0.050 8	3.740 8	0.117 2
C4	0.046 9	3.805 7	0.117 4	0.051 1	3.781 2	0.116 9
D1	0.050 2	3.790 9	0.117 9	0.056 8	3.801 2	0.117 7
D2	0.048 7	3.689 5	0.118 0	0.060 9	3.874 5	0.118 2
D3	0.049 6	3.556 0	0.117 9	0.057 3	3.800 9	0.117 7
D4	0.051 3	3.800 2	0.118 1	0.059 7	3.812 7	0.117 9
E1	0.051 3	3.898 9	0.118 4	0.057 8	3.909 2	0.117 9
E2	0.050 2	3.856 3	0.118 2	0.059 8	3.932 7	0.118 0
E3	0.049 7	3.863 5	0.118 1	0.055 8	3.905 6	0.117 8
E4	0.052 1	3.899 9	0.118 2	0.058 2	3.910 7	0.117 9
F1	0.057 6	3.926 3	0.118 8	0.065 2	3.936 0	0.118 6
F2	0.059 2	3.951 4	0.119 1	0.069 5	3.962 1	0.118 7
F3	0.053 8	3.912 3	0.118 8	0.063 7	3.927 9	0.118 6
F4	0.058 9	3.927 8	0.118 9	0.068 2	3.939 8	0.118 3

为自变量, a, m, b 这三项材料参数作为因变量, 通过细砂、含细粒土细砂总共 48 个工况回归标定的模型参数以及细砂的含水率、压实度和细粒组含量, 建立起预估模型中各参数与细砂填料物性参数之间的相关关系式, 如式 2—式 4 所示, 式中: w 为细砂路基填料的含水率(%); r 为细砂路基的压实度(%); c 为细粒组含量(%).

$$\log(a) = 0.056\,79 + 0.011\,46w - 0.016\,7r + 0.006\,32c \tag{2}$$

$$m = 4.054\,96 + 0.028\,65w - 0.008\,16r + 0.005\,97c \tag{3}$$

$$b = 0.134\,12 + 1.556\,25 \times 10^{-4}w - 1.972\,22 \times 10^{-4}r - 2.227\,72 \times 10^{-5}c \tag{4}$$

由表 4 的回归分析结果可知, Chai-Muria 模型中 a, m, b 的经验回归方程有效, 相关系数均在 90% 以上, 达到显著水平, 表中, F 值是线性回归方程的显著性检验; P 值是 F 检验的概率值.

文献[12]给出了高度为 1 m 的砂柱在渗流—迁移—淤塞模型试验结束后的湿度分布数据(如表 5 所示), 参考表 5 的数据对砂芯高度为 1 m 的细砂路基进行永久变形的计算分析.

表4 模型参数的线性回归结果

Tab.4 Linear regression results of model parameters

参数	变异源	自由度	平方和	均方	F 值	P 值
log(<i>a</i>)	回归	3	0.184 20	0.061 40	243.722 68	0
	残差	44	0.011 08	$2.519\ 19 \times 10^{-4}$	-	-
	总和	47	0.195 28	-	-	-
	-	R^2	0.939 37	-	-	-
<i>m</i>	回归	3	0.707 55	0.235 85	71.278 55	$1.110\ 22 \times 10^{-16}$
	残差	44	0.145 59	0.003 31	-	-
	总和	47	0.853 14	-	-	-
	-	R^2	0.817 71	-	-	-
<i>b</i>	回归	3	$2.418\ 36 \times 10^{-5}$	$8.061\ 22 \times 10^{-6}$	191.84502	0
	残差	44	$1.848\ 85 \times 10^{-6}$	$4.201\ 94 \times 10^{-8}$	-	-
	总和	47	$2.603\ 25 \times 10^{-5}$	-	-	-
	-	R^2	0.924 14	-	-	-

表5 砂柱含水率分布

Tab.5 Water content distribution of sand column

工况	砂样	雨强/ (mm · min ⁻¹)	含水率/%			
			第1层 (25 cm)	第2层 (25 cm)	第3层 (25 cm)	第4层 (25 cm)
1	细砂	2.0	8.75	10.11	19.67	27.12
2	细砂	0.2	8.87	8.91	9.38	10.13
3	含细粒土细砂	2.0	10.76	14.49	22.69	27.32
4	含细粒土细砂	0.2	12.27	14.21	20.98	26.99

室内动三轴试验很难实测出高含水率状态下细砂路基的永久变形量。为此,首先参考淤塞发生后砂芯湿度分布的实测结果,采用式(2)一式(4)的模型

参数预估公式获得 Chai-Muria 模型中参数 a, m, b 值;再结合 2 倍超载情况下的细砂路基应力水平,计算出基于 Chai-Muria 模型的细砂路基永久应变;最后采用分层总和法计算得到 2 倍超载条件下细砂路基累积塑性应变引起的变形量 S ,计算结果如表 6 所示。表 6 中,砂芯高度从上往下分为 4 层,每层 25 cm;水的渗透作用以及细微颗粒的迁移现象,有助于提高下层砂芯的压实度,因此,第 3 层和第 4 层的压实度设为 98%;砂芯结构应力水平是在三轴双轮,轴重 480 kN 条件下计算得到的,并且选用的路面结构和封层结构参数如表 7 所示。

表6 细砂填料物性状态预估模型参数及预估结果

Tab.6 Material prediction model parameters and prediction results of fine sand filling

砂样	层位	含水率/%	压实度/%	细粒组含量/%	<i>a</i>	<i>m</i>	<i>b</i>	ϵ_p /%	<i>S</i> /cm	$S_{总}$ /cm
细砂	第1层	10	96	3.9	0.039	3.581	0.117	4.778	1.195	1.85
	第2层	15	96	3.9	0.045	3.725	0.117	1.883	0.471	
	第3层	20	98	3.9	0.047	3.852	0.118	0.582	0.146	
	第4层	25	98	3.9	0.054	3.995	0.119	0.142	0.035	
含细粒土细砂	第1层	10	96	14.0	0.045	3.642	0.116	5.742	1.435	2.20
	第2层	15	96	14.0	0.052	3.785	0.117	2.223	0.556	
	第3层	20	98	14.0	0.055	3.912	0.118	0.674	0.169	
	第4层	25	98	14.0	0.062	4.055	0.118	0.161	0.040	

表7 路面结构和顶封层结构参数

Tab.7 Pavement structure and top seal structure parameters

结构层	厚度/m	模量/MPa	泊松比	最大干密度/ g · cm ⁻³	最佳含水率/%	湿密度/ g · cm ⁻³
面层	SMA-13	0.04	1 400	0.15	/	2.40
	AC-20	0.06	1 200	0.15	/	2.40
	AC-25	0.08	1 000	0.15	/	2.40
基层	水泥稳定碎石(5%)	0.40	1 500	0.25	2.3	2.43
	级配碎石	0.20	225	0.3	2.2	2.31
路基	碎石土(顶封层)	0.30	80	0.2	1.99	2.15
	细砂(砂芯)	—	50	0.3	1.62	1.74
路面厚度	0.78 m	累计标准轴次($\times 10^6$ 次)				18.7

3 基于淤塞效应的细砂路基固结变形

3.1 固结试验

砂芯结构因淤塞效应而无法在短时间内将多余的自由水排除,从而增加了细砂压缩稳定的时间.为了分析淤塞状态下各层填料的压缩性,并估算砂芯

的固结变形量,需进行细砂的固结试验.试验所用的砂样取自细砂渗流—迁移—淤塞模型试验结束后,圆柱形容器的含水率分别为 10%,15%,20%,25% 层位的原状砂样.为了确定取样点原状砂样的初始孔隙比 e_0 ,分别采用比重瓶法和环刀法测试细砂的土粒密度 ρ_s 和初始密度 ρ_0 ,测试结果如表 8 所示.

表 8 细砂的初始孔隙比
Tab.8 The initial void ratio of fine sand

细砂					含细粒土细砂				
层位	$w/\%$	$\rho_s/g \cdot cm^{-3}$	$\rho_0/g \cdot cm^{-3}$	e_0	层位	$w/\%$	$\rho_s/g \cdot cm^{-3}$	$\rho_0/g \cdot cm^{-3}$	e_0
1	10	2.65	2.17	0.34	1	10	2.66	1.76	0.66
2	15	2.66	2.10	0.46	2	15	2.67	1.86	0.65
3	20	2.68	2.09	0.54	3	20	2.69	1.93	0.67
4	25	2.70	2.08	0.56	4	25	2.71	1.98	0.70

固结试验采用《公路土工试验规程》(JTJ E40-2007)规定的固结仪进行,用环刀法切取尺寸为 $D \times H=61.8\text{ mm} \times 20\text{ mm}$ 的砂样进行试验,试验结果如表 9 和图 5~图 6 所示.

表 9 细砂的压缩系数 a_{1-2}
Tab.9 The compression coefficient of fine sand

细砂			含细粒土细砂		
层位	含水率/ $\%$	压缩系数/ MPa^{-1}	层位	含水率/ $\%$	压缩系数/ MPa^{-1}
1	10	0.043	1	10	0.051
2	15	0.050	2	15	0.057
3	20	0.105	3	20	0.115
4	25	0.109	4	25	0.119

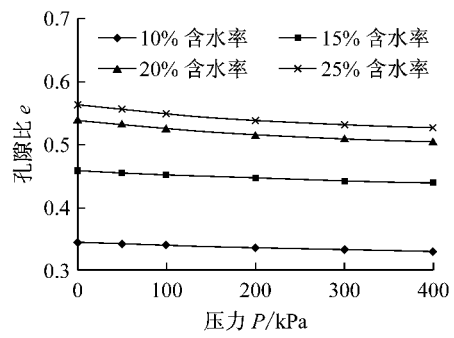


图 5 细砂压缩曲线
Fig.5 Fine sand compression curves

各层细砂压缩系数的计算结果表明含水率对细砂的压缩系数有明显影响:含水率越高,则细砂的压缩系数越大;当含水率较低时,压缩系数均小于 0.1 MPa^{-1} ,属于低压缩性土;当含水率较高时,压缩系数略大于 0.1 MPa^{-1} ,属于中压缩性土.这说明即便是经过压实的细砂填料,含水率的增高也会导致细砂填料压缩性的提高.

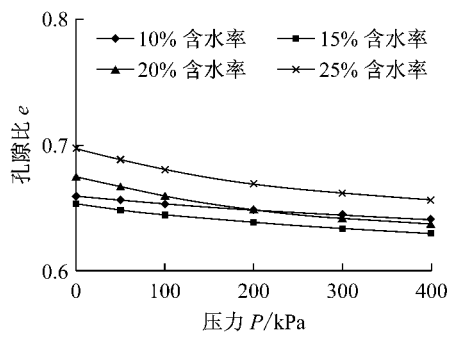


图 6 含细粒土细砂压缩曲线
Fig.6 Compression curves of fine sand containing soil

3.2 计算固结变形量

砂芯结构依靠细砂的孔隙通道进行排水,而已经发生淤塞现象的砂芯结构排水功能将明显减小,进而引起砂芯排水固结时间的延长.由于各层砂芯的湿度状态差异较大,因此,参考文献[12]细砂渗流—迁移—淤塞模型试验获得砂柱湿度分布成果,对 1 m 高的砂芯结构进行固结变形的计算分析.

固结变形的计算采用分层总和法.砂芯结构分为 4 层,每层细砂的密度采用表 8 中的初始密度;附加应力采用均布条形荷载计算,均布条形荷载宽度取 24.5 m 的路面结构宽度;应力系数查均布条形荷载下竖应力系数表获得;计算中选用的路面结构和封层结构参数如表 7 所示.计算结果如表 10 和表 11 所示.由表 10 和表 11 可知,在上述条件下,细砂和含细粒土细砂作为细砂路基填料时,1 m 高的砂芯结构产生的固结变形量分别为 0.13 cm 和 0.19 cm,显然,含细粒土细砂的固结变形量高于细砂的固结变形量,这主要是因为相同含水率条件下,含细粒土细砂的压缩性高于细砂的压缩性.

表 10 砂芯固结变形计算(细砂)

Tab.10 Sand core consolidation deformation calculation(fine sand)

深度/cm	自重应力 σ_c /kPa	附加应力 σ_z /kPa	层号	层厚/cm	P_{1i} /kPa	ΔP_i /kPa	P_{2i} /kPa	e_{1i}	e_{2i}	S_i /cm
0	0	25.11	-	-	-	-	-	-	-	-
25	5.43	25.07	1	25	2.71	25.09	27.80	0.343	0.342	0.02
50	10.68	25.03	2	25	8.05	25.05	33.10	0.456	0.455	0.02
75	15.90	24.99	3	25	13.29	25.01	38.30	0.537	0.535	0.03
100	21.10	24.95	4	25	18.50	24.97	43.47	0.559	0.555	0.06
总沉降量/cm					0.13					

表 11 砂芯固结变形计算(含细粒土细砂)

Tab.11 Sand core consolidation deformation calculation(fine sand containing soil)

深度/cm	自重应力 σ_c /kPa	附加应力 σ_z /kPa	层号	层厚/cm	P_{1i} /kPa	ΔP_i /kPa	P_{2i} /kPa	e_{1i}	e_{2i}	S_i /cm
0	0	25.11	-	-	-	-	-	-	-	-
25	4.40	25.07	1	25	2.20	25.09	27.29	0.659	0.657	0.03
50	9.05	25.03	2	25	6.73	25.05	31.78	0.652	0.650	0.03
75	13.88	24.99	3	25	11.46	25.01	36.47	0.673	0.668	0.07
100	18.83	24.95	4	25	16.35	24.97	41.32	0.693	0.689	0.06
总沉降量/cm					0.19					

4 细砂路基沉降机理分析

细砂路基沉降形成的过程中受到诸多因素影响,如细砂填料特性、降雨入渗、交通荷载、细砂路基湿度等。相较于碎石土等传统路基填料,细砂颗粒之间缺乏足够的黏聚力,砂颗粒易于流动,颗粒与颗粒之间存在较多的孔隙,这使得降雨入渗水流极易渗入砂芯结构,并由此引发细砂填料的迁移—淤塞现象,进而导致砂芯结构排水功能衰减以及砂芯长时间处于高含水率状态。通常,降雨入渗的水流会通过砂芯结构直接排出到路基以外,但是高雨强条件下的降雨入渗将引起细砂迁移—淤塞以及砂土流失现象。细砂路基的动力变形与交通荷载密切相关。从沉降形成过程看,高雨强和交通荷载是滨海细砂路基沉降形成的触发因素。路基的湿度状态对路基结构性能影响显著,细砂迁移—淤塞现象引起的细砂路基湿度变化是滨海细砂路基沉降的内因。综上所述,高雨强条件下的降雨入渗和细砂填料的特性是诱发细砂出现迁移—淤塞现象以及砂土流失现象的最重要因素;砂芯结构动力变形和固结变形的增加以及砂土流失现象是细砂路基沉降的直接原因;而交通荷载和路基湿度这两个因素对细砂路基沉降的形成均产生了重要的影响。

基于淤塞效应的滨海细砂路基累积沉降量计算分析结果表明:采用细砂和含细粒土细砂分别作为细砂路基填料,砂芯结构发生淤塞现象之后,两类细砂路基在重载交通作用下,出现的累积沉降量分别为 19.8 mm 和 23.9 mm。汇总上述研究成果,将滨

海细砂路基沉降的形成机理简要陈述如下:砂芯修筑期间,高雨强条件下的降雨入渗水流在渗透压密砂芯的同时,也引发了细微物质迁移—淤塞现象以及砂土流失现象的出现。淤塞现象导致砂芯排水功能锐减甚至丧失,砂芯结构长时间处于高含水率状态。路建成建后,在交通荷载作用下,砂芯中多余的自由水无法及时排除,使得孔隙水压力急剧上升,产生超孔隙水压力。超孔隙水压力在寻找出水路径消散的过程中,由于砂芯上方的孔隙通道相对下方的孔隙通道更为畅通,因此,超孔隙水压力将对上方的细砂颗粒产生作用,使得上方原本处于稳定状态的细砂颗粒再次出现移动现象。水对细砂干密度影响较大,超孔隙水压力在向上消散的过程中,引起该区域压实度降低以及湿度增大,重载交通导致基于淤塞效应的细砂路基动力变形增加。超孔隙水压力在向上消散的同时,也在寻找向下的出水通道进行消散;下方淤塞的通道在超孔隙水压力作用下,淤塞通道中的细微物质向下迁移,淤塞通道的排水功能将重新恢复。自由水通过砂芯底部排出路基外,从而引起砂芯结构排水固结。与此同时,淤塞通道中的细微物质在往下迁移的过程中,积聚在砂芯底部与防渗土工布的交界面处,而水的渗透力将把此处部分细微物质带出砂芯结构外,从而出现砂土流失现象。总体而言,细砂渗流—迁移—淤塞现象引发的细砂路基动力变形、固结变形以及砂土流失是细砂路基沉降形成的根本原因。

5 结论

结合细砂渗流—迁移—淤塞模型试验成果,开

展了基于淤塞效应的细砂路基动力变形和固结变形的研究工作,进而揭示出滨海细砂路基沉陷机理。主要结论如下:

(1)通过基于淤塞效应的细砂路基动力变形重复动三轴试验和固结变形试验,获得了渗流作用下细砂路基动力变形和固结变形变化规律,并从细砂路基动力变形、排水固结及砂土流失三方面,揭示出细砂路基沉陷机理:高雨强条件下的降雨入渗水流引发细砂迁移—淤塞现象,使得砂芯长时间处于高含水率状态;潮湿的砂芯结构在重载交通作用和土压力长期作用下分别产生了过量的动力变形和少量固结变形,并且超孔隙水压力在消散过程中引发的渗透水流带走了部分细砂填料,引起砂土流失现象。简言之,细砂渗流—迁移—淤塞现象引发的细砂路基累积塑性应变、固结变形以及砂土流失是细砂路基沉陷病害形成的根本原因。

(2)滨海细砂路基沉陷的众多影响因素中,高雨强条件下的降雨入渗和细砂填料的特性是诱发细砂出现迁移—淤塞现象以及砂土流失现象的最重要因素;砂芯结构累积塑性应变和固结变形的增加以及砂土流失是细砂路基沉陷的直接原因和重要组成部分;砂芯的高含水率状态以及重载交通是诱发细砂路基沉陷的直接因素。

参考文献:

- [1] QIAN Jinsong, WANG Peng, TAN Peng. Application of fine sand in coastal areas as subgrade filling[C]//International Conference on Geotechnical Engineering: Pavement Materials, Structures, and Performance. Shanghai: [s. n.], 2014: 395-402.
- [2] 张宏,钱劲松,戴清,等. 长江口细砂作为路基填料的工程特性研究[J]. 建筑材料学报, 2012, 15(2):236.
ZHANG Hong, QIAN Jinsong, DAI Qing, *et al.* Engineering properties of the fine sand of Yangtze estuary for subgrade filling[J]. Journal of Building Materials, 2012, 15(2):236.
- [3] 谭鹏,曹长伟,资西阳,等. 滨海细砂作为公路路基填料的工程特性研究[J]. 公路工程, 2014, 39(1):94.
TAN Peng, CAO Changwei, ZI Xiyang, *et al.* Engineering properties of the fine sand of coastal area for highway subgrade filling[J]. Highway Engineering, 2014, 39(1):94.
- [4] 曹长伟,罗志刚. 非洲滨海公路沿线粉细砂工程特性研究[J]. 公路, 2015(9):78.
CAO Changwei, LUO Zhigang. Engineering properties of silty fine sands along the coastal highway in Africa[J]. Highway, 2015(9):78.
- [5] 罗云华. 砂土路基湿化变形研究[D]. 武汉:武汉大学, 2004.
LUO Yunhua. The research on sandy soil subgrade's wetting deformation[D]. Wuhan: Wuhan University, 2004.
- [6] 王强,刘仰韶,傅旭东. 路基砂土湿化变形的试验研究[J]. 铁道科学与工程学报, 2005, 2(4):21.
WANG Qiang, LIU Yangshao, FU Xudong. Experimental study on the wet deformation of roadbed sand[J]. Journal of Railway Science and Engineering, 2005, 2(4):21.
- [7] 刘小方,杨戈. 细砂路基典型病害及其成因机理研究[J]. 城市道桥与防洪, 2014(6):57.
LIU Xiaofang, YANG Ge. Study on typical fine sand subgrade diseases and formation mechanism[J]. Urban Roads Bridges & Flood Control, 2014(6):57.
- [8] Muhanna A S. A testing procedure and a model for resilient modulus and accumulated plastic strain of cohesive subgrade soils[D]. Raleigh: North Carolina State University, 1994.
- [9] Muhammad A S, Rahman M S, Lambe P C. Model for resilient modulus and permanent strain of subgrade soils[J]. Journal of the Transportation Research Record, 1998, 1619:85.
- [10] 王昆耀,常亚屏,陈宁. 往返荷载下粗粒土的残余变形特性[J]. 土木工程学报, 2000, 33(3):48.
WANG Kunyao, CHANG Yaping, CHEN Ning. Residual deformation characteristics of coarse-grained soils under cyclic loading[J]. China Civil Engineering Journal, 2000, 33(3):48.
- [11] 钱劲松,王朋,凌建明,等. 潮湿多雨地区高速公路路基湿度的实测特征[J]. 同济大学学报:自然科学版, 2013, 41(12):1812.
QIAN Jinsong, WANG Peng, LING Jianming, *et al.* In-situ investigation of subgrade moisture of expressway in humid zone[J]. Journal of Tongji University: Natural Science, 2013, 41(12):1812.
- [12] 谭鹏. 细砂路基病害机理及诊断技术[D]. 上海:同济大学, 2016.
TAN Peng. Disease mechanism and diagnosis technology of fine sand subgrade[D]. Shanghai: Tongji University, 2016.
- [13] Monismith C L, Ogawa N, Freeme C R. Permanent deformation characteristics of subgrade soils due to repeated loading[C]// TRR 537, TRB. Washington D C: TRB, 1975: 1-7.
- [14] Lentz R W. Permanent deformation of a cohesionless subgrade material under cyclic loading[D]. East Lansing: Michigan State University, 1979.
- [15] Tseng K H, Lytton R L. Prediction of permanent deformation in flexible pavement materials[C]// American Society for Testing and Materials. Philadelphia: Implication of Aggregates in the Design, Construction, and Performance of Flexible Pavements(ASTM STP 1016), 1989:154-172.
- [16] AASHTO. Guide for design of pavement structures[S]. Washington D C: American Association of State Highway and Transportation Officials, 2002.
- [17] Chai J C, N Miura. Traffic-load-induced permanent deformation of road on soft subsoil[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2002, 128(11): 907.
- [18] 海南省公路勘察设计院,同济大学. 滨海旅游公路粉细砂路基修筑技术研究[R]. 海口:海南省公路勘察设计院, 2014.
Hainan Province Highway Survey and Design Institute, Tongji University. Study on construction technology of highway fine sand subgrade in coastal tourist area[R]. Haikou: Hainan Province Highway Survey and Design Institute, 2014.