

粉喷桩在深厚软基处理中的试验研究

Experimental study on treating deep soft soil with dry jet mixing pile

王 祥

(铁道部第四勘测设计院科研所, 湖北 武汉 430063)

中图分类号: TU 472.3⁺6

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2001)04-0513-05

作者简介: 王 祥, 男, 1970年生, 工程师, 中南大学岩土工程专业研究生。主要从事岩土工程、结构工程方面的科研、设计工作。

1 前 言^{*}

采用粉喷桩(dry jet mixing pile)加固桩端可达硬层的软基,其效果已得到公认,但对于深厚软土路基采用悬浮粉喷桩加固处理,其效果及变化规律如何,以往研究得不多。本文对粉喷桩加固处理广珠准高速铁路试验段深厚软土路基的实测结果作了分析,供参考。

2 工程概况

由文献[1]知,广(州)珠(海)准高速铁路穿越广泛沉积第四系松软地层的珠江三角洲平原地带,全线软土路基长达50.3 km。试验路段位于DK122+366.02~+690的直线地段,长323.98 m,路基面宽12 m,设计路堤高约6.4 m(含预压土高1.4 m)。试验工作于1995年11月开始,1996年10月完成预压土填筑,在预压荷载作用下观测至1997年12月。

试验路段地处三角州平原地区,地势平坦。场地及周围遍布鱼塘、稻田。其地层上部为第四系近代滨海相特征显著的海相混合沉积的松软层,下部为寒武系八村群砂页岩。

试验断面土层物理力学指标见表1。

3 粉喷桩设计参数及观测点布置

粉喷桩试验断面位置为DK122+410~+450,粉喷桩的设计桩长16 m,桩径0.5 m,桩间距1.2 m,正三角形布置,采用普通硅酸盐水泥,喷灰量不少于45 kg/m。路堤中心实际填高7.0 m(含中心沉降量),埋设元件断面软土厚33 m,位置为DK122+430。

为了保证路堤的稳定,评价地基加固效果,研究加固区与下卧层的压缩分布规律,分析柔性复合地基桩土应力比的变化规律,主要布置了如下观测元件:①沉降板3个;②深层沉降环5个;③孔隙水压力5个;④压力盒4个;⑤测斜管2根,埋深20 m。具体元件布置平面示意图见图1。

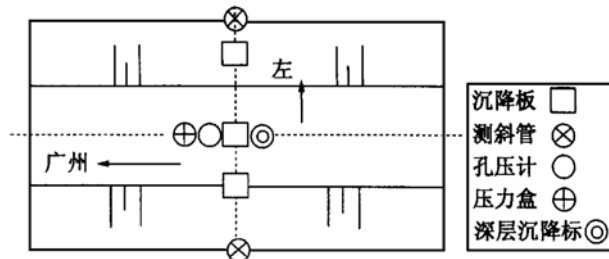


图1 观测元件平面布置示意图

Fig. 1 Arrangement of the instruments

4 主要实测成果分析

4.1 地表沉降与深层沉降成果分析

图2为地基各部分压缩量比值(简称比值)随时间及荷载的变化曲线。从图中曲线比值1可以看出,粉喷桩上半部与下半部压缩比值在填筑初期逐渐下降,至极限填高^[1](约3.4 m)出现拐点,比值上升,至5 m左右快速填筑时,比值急剧上升,进入预压期后,比值又下降。这说明在填筑初期随着荷载的增加,桩下部的压缩加快;至极限填高时桩上部土体压缩加快,至快速填筑时这种情况加剧,上、下部变形比值高达4.8左右。从整个观测期来看,桩上部压缩均大于下部压缩,尤其在高应力水平下更是如此。这是因为柔性复合地基桩的低模量使桩存在临界桩长^[2],桩体的变形,轴力和侧摩阻力主要集中在临界桩长内的这部分桩体上,在较高应力水平下,临界桩长内的变形尤其显著。从图中曲线比值2可看出,处理区与未处理区的压缩比值基本呈下降趋势,这说明随着时间的延续,下卧层压缩所占比例逐渐上升。至进入预压期1个月后,两者的比值已小于1,这说明后期的压缩大部分由下卧层的压缩引起。

表2为地表路堤中心及下卧层各阶段沉降表。从中可知,在预压6个月后,沉降完成72.8%,工后沉降为46.7 cm,大于规定的控制标准,因为后期的沉降速

表 1 试验断面土层物理力学指标

Table 1 The physical and mechanical parameters of the soil in the experimental section

土层	深度 /m	w /%	ρ /($\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$)	e /%	w_L /%	w_P /%	I_P	I_L	E_s /MPa	C_v (V/H) /($10^{-3}\text{cm}^2\cdot\text{s}^{-1}$)	固结快剪		快剪		OCR
											c /kPa	φ /($^\circ$)	c /kPa	φ /($^\circ$)	
粘土	0~ 14	54.54	16.7	1.501	46.5	22.6	23.4	1.34	1.79	1.385/ 1.930	15.1	17.7	8.86	3.56	约 0.8
淤泥	14~ 26	64.53	16.1	1.823	58.7	25.0	32.8	1.20	1.29	1.183/ 1.234	11.0	14.4	7.92	1.23	约 0.6
淤泥	26~ 33	51.10	16.6	1.600	51.3	25.3	25.9	1.12	1.92	4.545/	32.0	11.9	11.00	2.71	约 1.0

表 2 地表路堤中心及下卧层各阶段沉降

Table 2 The settlement of the ground surface and the substratum at the center of embankment during different phase

项目	填 筑 期				预压 3 个月			预压 6 个月			S_∞ /mm	工后 沉降 /mm
	S /mm	S/S_∞ /%	$S_{\max}$ /($\text{mm}\cdot\text{d}^{-1}$)	S_{II} /($\text{mm}\cdot\text{d}^{-1}$)	S /mm	S/S_∞ /%	S_{II} /($\text{mm}\cdot\text{d}^{-1}$)	S /mm	S/S_∞ /%	S_{II} /($\text{mm}\cdot\text{d}^{-1}$)		
地表中心	804	46.9	27.5	2.81	1105	64.4	3.14	1247	72.8	1.53	1714	467
下卧层	385	36.5	9.5	1.37	576	54.5	1.99	699	66.2	1.32	1056	357

注: 1. S, S_∞ 分别为 t 时沉降和最终沉降, $S_{\max}, S_{II}$ 分别为最大、平均沉降速率; 2. 最终沉降采用双曲线法推算^[3]

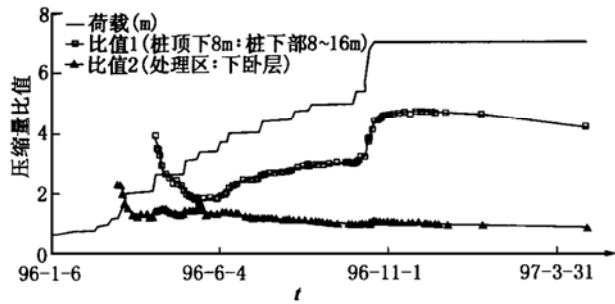


图 2 各阶段地基各部分压缩比值随时间
及荷载的变化曲线

Fig. 2 Curves of compression ratio

率已较小,若要满足 30 cm 的工后沉降要求,仍需较长的预压时间。

与塑料排水板处理段(DK122+ 485)相比可知^[3],经粉喷桩加固处理的复合地基变形有较明显减小,而下卧层的变形变化不明显,如至预压 6 个月时,粉喷桩处理区的变形为 54.8 cm,塑料排水板处理区相同深度范围的变形为 194.5 cm,前者下卧层变形为 69.9 cm,后者相同深度范围内变形为 70 cm。这说明复合地基的压缩模量得到提高,但应力扩散不明显,下卧层仍产生一定量的沉降。

4.2 孔隙水压力观测成果及分析

(1) 孔隙水压力变化过程

孔隙水压力变化曲线($p-t-u$ 曲线)见图 3。从图 3 可以看出,各测点孔隙水压力随外荷变化而有规律地变化,总趋势为随荷载增大而增大。在填筑后期快速加荷时,除#1 测头孔隙水压力上升幅度较小外,其他测头孔隙水压力急剧上升,幅度较大。由此可知,孔隙水压力不仅与荷载的大小、排水路径长短有关,且与加荷速率有关。进入预压期后,孔隙水压力逐渐消散。

(2) 孔隙水压力监控

在实际监控中,通常利用孔隙水压力增量 $\sum \Delta u$ 与荷载增量 $\sum \Delta p$ 关系曲线来判断地基的稳定性。当地基处于稳定状态时,孔隙水压力增量与荷载增量呈大致的线性关系,当地基有失稳情况时,两者的关系曲线会出现明显的非线性转折。图 4 为部分孔隙水压力测头的 $\sum \Delta u - \sum \Delta p$ 关系曲线,从图中可得出,随着荷载的增加,孔隙水压力累计增量也增加,呈大致的线性关系,这表明地基一直处于稳定变形状态。

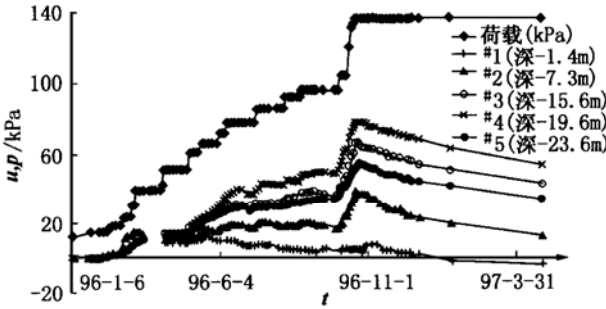


图 3 孔隙水压力曲线

Fig. 3 Curves of pore water pressure

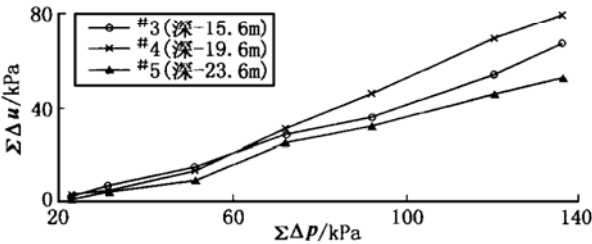


图 4 部分孔隙水压力测头的 $\sum \Delta u - \sum \Delta p$ 关系曲线

Fig. 4 $\sum \Delta u - \sum \Delta p$ curves measured by piezometers

Henkel^[4]认为,饱和软粘土在加荷过程中的孔隙水压力可表述为:

$$\Delta u = \Delta \sigma_3 + A (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \tag{1}$$

式中 σ_1, σ_3 为大、小主应力; $A = \frac{1}{3} + \alpha\sqrt{2}$, α 和 A 为孔隙水压力系数。在稳定阶段时, 土中某点的八面体应力为: $\Delta\sigma_3 = K_0\Delta p$, $(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) = K_{13}\Delta p$, K_0, K_{13} 为八面体正应力和剪应力系数。对于多级加荷, 上述式 (1) 变为 $\sum\Delta u = (K_0 + AK_{13}) \sum\Delta p = K_u \sum\Delta p$, 即孔隙水压力荷载系数 $K_u = \sum\Delta u / \sum\Delta p$ 。 K_u 值在 0.2~0.35 之间变化, 均小于 1.0, 也说明土体处于稳定状态中。

4.3 桩土应力分担比变化规律

图 5 为桩土应力比 n 随荷载 p 的增大率在加荷过程中变化曲线 ($n/p - p$ 曲线)。从中可以看出, n/p 与 p 之间存在较明显的线性关系, 即随着 p 的增大, n/p 呈线性逐渐减小, 其方程见图 5, 相关系数分别为 82.5% (n_1/p) 和 90.7% (n_2/p), 即桩土应力比是荷载的一元二次函数。

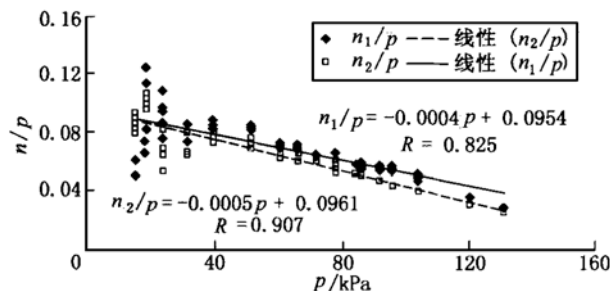


图 5 $n/p - p$ 关系曲线图

Fig. 5 $n/p - p$ curves

4.4 侧向位移分析

侧向水平位移变化曲线 (右侧测斜管的观测结果以偏离路堤中心为正值) 见图 6。从中可以看出, 在填高 5.51 m 以内, 地基水平位移变化较小; 在快速填筑至设计标高时, 位移零点下移至 7 m 左右 (临界桩长), 地表下 7 m 左右深度内侧向位移变化急增, 而其下侧向位移较小。这是因为在较低应力水平下, 由于桩的应力集中作用, 分担了大部分的外荷及桩一定程度上的侧向约束作用, 使路堤坡脚侧向位移较小; 但当应力水平较高时, 桩间土承受较大的应力, 从而使临界桩长内的桩体承受较大的侧向应力而位移较大, 甚至破坏。

侧向位移影响深度为 16 m 左右, 其最大值发生在地表下 2.5 m 左右, 预压 6 个月后侧向位移达最大值, 其值为 16.2 cm, 预压 10 个月后最大侧向位移回缩至 13.4 cm, 这种回缩发生在整个加固层, 这说明此时桩土应力得到了重新调整, 桩土变形处于一定程度的回缩中, 这亦证明了路堤在施工期和预压期均处于稳定状态。

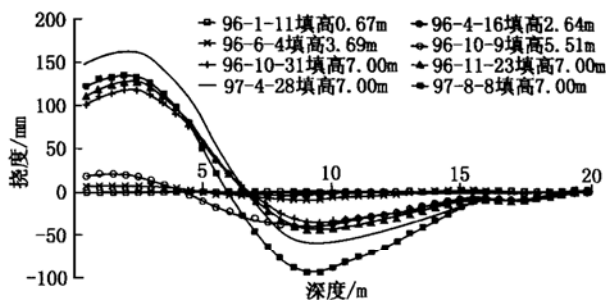


图 6 侧向水平位移变化曲线

Fig. 6 The curves of lateral displacement of subgrade

5 结 语

(1) 在有足够预压时间的情况下, 采用悬浮粉喷桩加固处理深厚软土路基能达到预期效果; 若工期较紧, 则需采取其他辅助措施来减少工后沉降, 否则难以满足工后沉降的要求。从实测的结果分析, 柔性复合地基桩存在临界桩长, 桩体的变形主要集中在临界桩长的这部分桩体上, 在较高应力水平下, 更为显著。设计时可有意识地使桩上部的强度高些, 而桩下部的强度低些, 以达到经济合理的目的。

(2) 可利用柔性复合地基中的孔压增量与荷载增量呈近似的线性关系对粉喷桩路堤施工进行监控。

(3) 对加荷过程中桩土应力比变化进行了分析, 桩土应力比 n 随荷载 p 的增大率在加荷过程中呈线性减小。

(4) 在较低应力水平下, 由于桩的应力集中作用, 桩分担了大部分的外荷及一定程度上的侧向约束作用, 使路堤坡脚侧向位移较小; 但当应力水平较高时, 桩间土承受较大的应力, 从而使临界桩长内的桩体承受较大的侧向应力而位移较大, 甚至破坏。

在论文的修改过程中得到了铁四院副总顾湘生高工及承包公司副总周全能高工的帮助, 在此表示衷心感谢!

参考文献:

- [1] 杜文山, 李小明, 等. 深厚层软土路堤控制后期沉降加固方法的研究报告[R]. 武汉: 铁道部第四勘测设计院, 1998. 1~11.
- [2] 段继伟, 等. 水泥搅拌桩的荷载传递规律[J]. 岩土工程学报, 1994, 16(4): 1~8.
- [3] 王 祥. 广珠准高速铁路软土路堤填筑试验塑料排水板处理段沉降分析[J]. 铁路地质与路基, 2000, (4): 19~24.
- [4] 黄文熙. 土的工程性质[M]. 北京: 水利电力出版社, 1983. 254~255.