

文章编号: 1000-7598-(2006) 07-1171-05

桥头粉喷桩复合地基工后沉降原因分析

张仪萍¹, 俞亚南¹, 周宏伟²

(1. 浙江大学 建筑工程学院, 杭州 310027; 2. 宁波市城市投资股份有限公司, 宁波 315000)

摘 要: 为了研究引起搅拌桩复合地基工后沉降的原因, 针对粉喷桩加固桥头软基沉降进行 Biot 固结有限元正反分析。有限元分析时的土体本构模型采用 Duncan-Chang 非线性弹性模型, 反分析时的土体本构模型分别采用 Duncan-Chang 非线性弹性模型和 Merchant 黏弹性模型。计算分析表明, 引起粉喷桩加固地基工后沉降的主要因素: 早期时是交通荷载引, 而后后期土体蠕变的影响则占主导地位。

关 键 词: 粉喷桩; 沉降; 交通荷载; 蠕变

中图分类号: TU 472.3

文献标识码: A

Study on causes of post-construction settlement of DJM pile composite foundation at bridge approaches

ZHANG Yi-ping¹, YU Ya-nan¹, ZHOU Hong-wei²

(1. College of Civil Engineering and Architecture, Zhejiang University, Hangzhou 310027, China;

2. Ningbo City Investment Stock Limited Company, Ningbo 315000, China)

Abstract: In order to study the causes of post-construction settlement of deep-jet-mixed(DJM) pile composite foundation at bridge approaches, the settlement is analyzed and back-analyzed by Biot's consolidation FEM. The soil constitutive model is the Duncan-Chang nonlinear elastic model in finite element analysis; and Duncan-Chang nonlinear elastic model and Merchant viscoelastic model are used in finite element back-analysis. The computation results show that the traffic load and soil creep are the main causes induced the post-construction settlement of DJM pile composite foundation. The traffic load is the main cause at early period, but soil creep is the main cause at post period.

Key words: DJM (deep-jet-mixed) pile; settlement; traffic load; creep

1 引 言

桥头软基处理一直是道路建设中的难题, 备受到工程界的关注, 但至今仍未能很好解决。国内外消除桥头差异沉降的主要措施是设置桥头过渡段, 即采用路堤桩处理桥头地基^[1]。路堤桩可以采用碎石桩、木桩、灌注桩、预制桩、石灰桩和水泥土搅拌桩等, 在国外较多使用灌注桩、预制桩^[2~7], 国内则多采用碎石桩、石灰桩、水泥土搅拌桩, 其中又以水泥土搅拌桩居多^[1, 8~11]。

在许多地区的软土层含水量高, 水泥土搅拌桩多采用干喷形式, 即粉喷桩, 其优点是: (1) 地基强度增长快、强度高、能适应快速加荷的需要, 且

所需预压期短, 因而在城市道路建设等工期紧张的工程中应用普遍; (2) 能较大幅度地减小总沉降, 这符合桥头路基沉降要小的要求; (3) 地基经粉喷桩处理后侧向水平位移明显减小, 可减小对桥台基础的水平推力, 并减小路堤总沉降。

采用水泥搅拌桩来处理桥头软基, 其中不乏许多处理成功的例子, 但受施工质量等许多因素的制约, 也有不少失败的工程, 许多高等级公路在通车数月就发生较大的沉降。本文通过对某一实际工程的有限元数值分析, 研究了引起搅拌桩复合地基工后沉降的原因。计算分析表明, 引起粉喷桩加固地基工后沉降的主要因素有交通荷载和土体蠕变, 早期交通荷载是主要原因, 而后后期土体蠕变的影响则

占主导地位。

2 工程概况

宁波东外环路位于宁波市城东,南起杭甬高速公路潘火收费站,北至通途路,西侧为老市区,东侧为宁波市科技工业园区。设计道路等级为城市快速路,道路宽 108 m,主车道近期布置 8 条机动车道(双向),主车道两侧各设 1 条辅道,由 2 条机动车道和 1 条非机动车道组成。设计行车速度:主车道为 80 km/h,辅道为 40 km/h。

本文以该路 1[#]排水河南侧桥头软基粉喷桩处理为研究对象,其土层主要物理力学指标见表 1。地基采用粉喷桩处理,为避免二次桥头跳车,采用桩长渐变的方法从桥头过渡到一般路基。离桥头 15,

15~30 m, 30~45 m, 范围桩长 11.0, 9.0, 7.0 m, 并由此过渡到一般路基。桩间距为 1.5 m, 三角形布置, 搅拌桩未打穿淤泥质黏土层。绿化带区域不作处理。该桥头从 2000 年 10 月 21 日开始填土, 至 2001 年 1 月 12 日完成路面铺设并通车, 填土高度为 1.9~2.6 m。在填土过程中进行了沉降和深层水平位移等项目的观测^[1]。

3 沉降有限元正分析

采用平面应变 Biot 固结有限元进行正演分析, 土体采用 Duncan-Chang 非线性弹性 E_t - ν_t 模型。根据以往工程计算经验确定的有限元计算参数见表 2^[12]。

表 1 土层主要物理力学性能指标
Table 1 Physico-mechanical properties of soils

层号	土层名称	层厚/m	$w/\%$	$\gamma/\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$	e	a_{1-2}/MPa^{-1}	E_{s1-2}/MPa	c/kPa	$\varphi/(^{\circ})$
①	黏土	1.6	30.6	1.9	0.862	0.44	4.15	39.5	16.8
② _a	淤泥质亚黏土	2.6	42.1	1.8	1.178	0.76	2.57	16.0	8.4
② _c	淤泥质黏土	10.4	52.4	1.7	1.452	1.38	1.63	15.0	8.4
③ _b	亚黏土	5.6	29.2	1.9	0.834	0.35	5.50	24.6	16.9
⑤ _b	黏土	6.0	28.2	2.0	0.796	0.28	6.17	35.0	16.8
⑤ _c	亚黏土	8.8	31.9	1.9	0.891	0.34	5.35	35.3	14.2
⑥ _b	亚黏土	20.9	33.5	1.9	0.939	0.37	5.10	30.5	14.5

表 2 Duncan-Chang 模型计算参数
Table 2 Computation parameters of Duncan-Chang model

层号	土层名称	R_f	K	n	G	F	D	K_{ur}	$k/10^{-5}\text{m}\cdot\text{d}^{-1}$
0	加固区	0.87	258	0.37	0.35	0.21	2.6	364	10
①	黏土	0.86	106	0.54	0.25	0.01	2.0	168	7.37
② _a	淤泥质亚黏土	0.90	84	0.28	0.38	0.02	0.75	147	1.02
② _c	淤泥质黏土	0.95	68	0.32	0.42	0.02	0.42	126	19.18
③ _b	亚黏土	0.85	85	0.41	0.27	0.02	1.2	158	47.52
⑤ _b	黏土	0.85	86	0.60	0.24	0.02	1.3	176	6.57
⑤ _c	亚黏土	0.86	98	0.42	0.26	0.02	1.5	185	46.32

为简化计算, 交通荷载按下式简化成等效填土高度^[13]:

$$H = \frac{NG}{\gamma Bl} \quad (1)$$

式中 γ 为填土材料的重度, 取 20 kN/m^3 ; N 为横向分布的车辆数; G 为一辆汽车的重力, 按设计汽车的重车计算; B 为横向分布车辆最外轮中心之间的宽度加轮胎着地宽度, $B = Nb + (N-1)m + \Delta$, b 为每一辆车的轮距 (1.8 m), m 为左右车相邻车轮之间的距离 (1.3 m), Δ 为轮胎着地宽度; l 为前后轴距加轮胎着地长度。

本工程按汽一超 20 级设计, 各参数取值: $N = 4$,

$G = 550 \text{ kN}$, $\Delta = 0.6 \text{ m}$, $B = 11.7$, $l = 13.2 \text{ m}$, 则换算填土高度为 0.71 m 。

图 1 为沉降计算值与实测值的比较结果, 可以看出在填土期间计算结果与实测结果较为吻合, 说明所采用的模型和计算参数能反映当时的实际情况。通车后, 若不考虑交通荷载, 则计算结果偏离实测值较大, 计算值明显小于实测值。若考虑交通荷载后, 计算结果有明显改善, 在通车后 4 个月以前, 计算值又与实测值较为一致, 说明通车后沉降主要是由于交通荷载所引起。再往后计算值仍偏小, 表明仍另有其他原因引起沉降继续增大。需说明的是, 按式 (1) 计算的交通荷载只是近似的,

只能考虑荷载的大小,不能准确计算荷载施加的速率和重复荷载的作用效应,因而图 1 中计算沉降与实测沉降的速率不太一致。

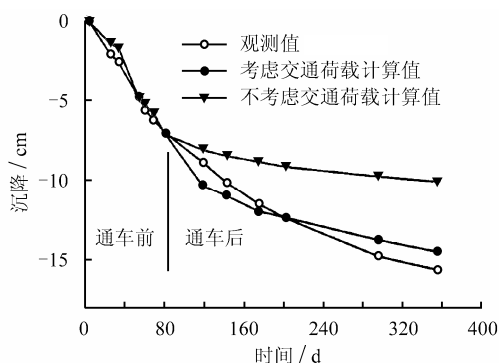


图 1 沉降计算值与观测值比较

Fig.1 Comparison between calculated and observed settlements

4 沉降有限元反分析

为减少反演分析的计算量,简化计算模型略,将下卧土层③_b亚黏土、⑤_b黏土和⑤_c亚黏土作为

同一层土考虑,这些土层物理力学性质相近,如此处理不会引起太大的误差。有限元计算模型如图 2 所示。反演观测信息包括:节点 108 和 68 的沉降,节点 97 的水平位移。

4.1 非线性弹性反分析结果

不同土层的本构关系均采用 Duncan-Chang 非线性弹性模型,反演的参数为加固区和淤泥质黏土两层土的 K 、 G 、 k ,亚黏土层的参数不参与反演。反演观测信息为 71~203 d 所观测到的信息。非线性弹性有限元反演计算初始参数和参数反演计算结果分别见表 3 和表 4。从反演计算结果来看,参数 K 、 k 变化最大,是影响沉降的主要参数。

图 3 和图 4 为根据反演所得参数计算的沉降与实测值的比较。可以看出在沉降早期(300 d 以前),计算结果与实测结果吻合较好,但在沉降后期计算值明显偏小。究其原因,主要是该地区地质差,在沉降后期土体流变性明显,此时非线性弹性模型不足以模拟土体的实际变形特性。

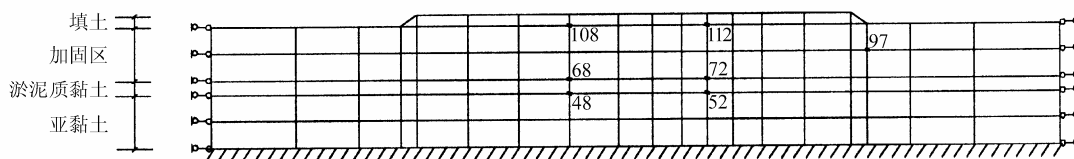


图 2 有限元计算网格

Fig.2 FEM nets

表 3 非线性弹性反演计算初始参数

Table 3 Initial parameters of nonlinear elastic model in back-analysis

土层	ρ / $\text{g} \cdot \text{cm}^{-3}$	φ / $^{\circ}$	c / kPa	R_f	K	n	G	F	D	K_{ur}	k / $10^{-5} \text{ m} \cdot \text{d}^{-1}$
加固区	1.9	12.7	20.0	0.87	258	0.37	0.35	0.21	2.60	364	10.0
淤泥质黏土	1.8	7.7	16.7	0.92	80	0.29	0.39	0.03	0.77	138	12.4
亚黏土	1.9	14.2	35.3	0.86	98	0.42	0.26	0.02	1.50	185	46.3

表 4 参数反演计算结果

Table 4 Computation results of back-analyses

土层	比较	K	G	k / $\text{m} \cdot \text{d}^{-1}$
加固区	初值	258	0.39	10.0×10^{-5}
	反演值	71	0.26	8.7×10^{-3}
淤泥质黏土	初值	80	0.35	12.4×10^{-5}
	反演值	40	0.23	1.6×10^{-3}

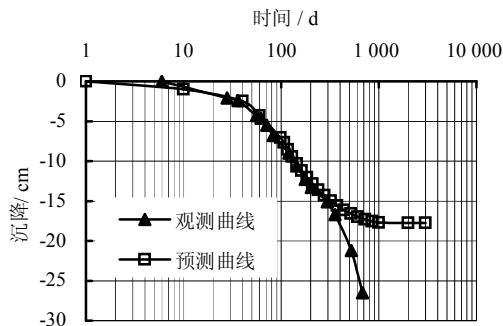


图 3 节点 108 沉降计算值与实测值比较

Fig.3 Comparison between calculated and observed settlements at node 108

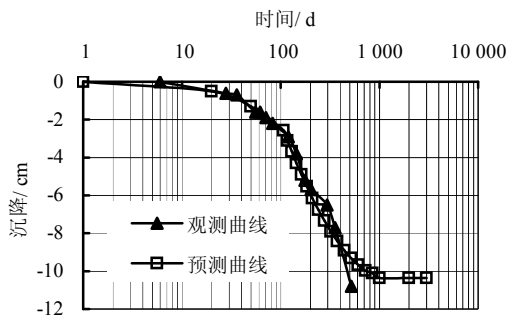


图 4 节点 68 沉降计算值与实测值比较

Fig.4 Comparison between calculated and observed settlements at node 68

4.2 黏弹性反分析结果

如上所述, 沉降后期计算值明显小于实测结果, 地基表现出明显的蠕变特性, 为此改用 Merchant 黏弹性模型 (图 5) 来模拟土体的变形特性。参与反演的参数有反映黏性的参数 $a = E_0/E_1$, $\eta = E_1/K_1$ 和渗透系数 k , 计算网格同图 2, 填土层和亚黏土层仍采用非线性弹性模型。初始计算参数见表 5。

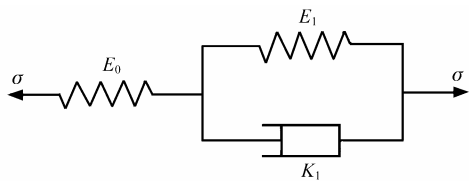


图 5 Merchant 黏弹性模型

Fig.5 Merchant viscoelastic model

表 5 土层主要土体参数初始值

Table 5 Initial values of soil parameters

土层	E_0 / MPa	a	η / d^{-1}	μ	k / $m \cdot d^{-1}$
加固区	9.3	0.5	0.01	0.42	$10.0e-5$
淤泥质黏土	2.3	0.5	0.01	0.49	$12.4e-5$

表 6 为根据 0~144, 0~203, 0~296 d 和 0~356 d 内的观测信息所反演计算出的参数值。可以看出不同时段观测信息反演所获得的参数虽不一样, 但会趋于某一稳定值。将 296 d 内的观测信息反演得到的参数作为计算参数代替原初始计算参数, 再用黏弹性有限元程序预测后期沉降, 所得计算沉降与实测沉降的比较如图 6 和图 7 所示。从图可以看出, 无论是从地表沉降 (节点 108) 还是深层沉降 (节点 68) 来看, 实测和计算值都比较吻合, 后期的沉降发展趋势也基本一致, 说明计算模型比较真实的反映了土体的变形特性, 亦说明地基后期的沉降主要由土体的蠕变所引起。

表 6 不同时段观测信息反演计算获得的参数

Table 6 Parameters back-analyzed with different periods observed data

参数	土层	时段 / d			
		0~144	0~203	0~296	0~356
a	加固区	4.939	1.943	1.696	1.652
	淤泥质黏土	0.603	0.550	0.547	0.541
η / d^{-1}	加固区	0.047	0.056	0.055	0.052
	淤泥质黏土	0.928	0.673	0.684	0.704
k / $10^{-5} m \cdot d^{-1}$	加固区	6.538	6.886	5.652	5.252
	淤泥质黏土	0.753	0.831	0.995	1.005

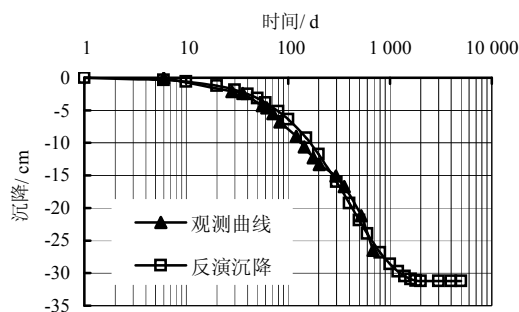


图 6 节点 108 沉降计算值与实测值比较

Fig.6 Comparison between calculated and observed settlements at node 108

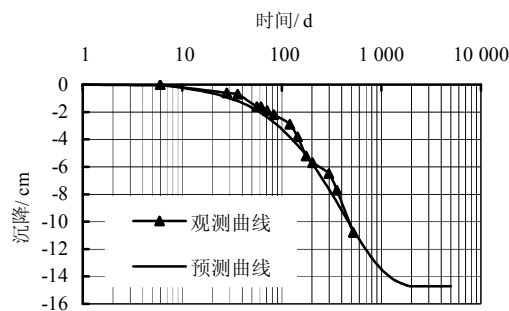


图 7 节点 68 沉降计算值与实测值比较

Fig.7 Comparison between calculated and observed settlements at node 68

5 结 论

通过上述计算分析, 可得到如下结论:

(1) 本文实例中交通荷载是引起搅拌桩复合地基工后沉降主要原因之一, 其影响在工后数月内尤为明显, 是导致通车后数月沉降过大的主要原因。在类似工程设计时有必要考虑采用超载等手段来消除通车后交通荷载所引起的沉降。

(2) 土体蠕变也是引起工后沉降的主要原因之一, 是后期使工后沉降增加的主要因素。本文工程实例为搅拌桩未打穿淤泥质黏土层, 因而加固区下卧层 (淤泥质黏土层) 的蠕变对工后沉降影响更明显。

参 考 文 献

- [1] Lin K Q, Wong I H. Use of deep cement mixing to reduce settlements at bridge approaches[J]. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 1999, 125(4): 309—320.
- [2] Bell A L, Jenner C, Maddison J D, Vignoles J. Embankment support using geogrids with vibro concrete columns[A]. **5th International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products**[C]. New York: International Geotextiles Society, 1994. 335—338.
- [3] Broms B B, Wong I H. Embankment piles[A]. **Proceedings of 3rd International Geotechnical Seminar — Soil Improvement Methods**[C]. Singapore: Nanyang Technological Institute, 1985. 167—178.
- [4] Finborud B. Embankment settlement and improvement at the North Luzon Expressway, Philippines[A]. **8th Southeast Asian Geotech. Conference**[C]. Malaysia: Southeast Asian Geotechnical Society, 1985. 9—15.
- [5] Holtz R D, Massarsch K R. Geotextile and relief piles for deep foundation improvement embankment neat Goterorg, Sweden[A]. **Geosynthetics Case Histories**[C]. [s.l.]: International Society of Soil Mechanics and Foundations Engineering, 1993. 168—169.
- [6] Reid W M, Buchanan. Bridge approach support piling[A]. **Proceedings of Symposium on Advance in Piling and Ground Treatment for Foundation**[C]. London: Institution of Civil Engineering, 1983. 267—274.
- [7] Ting W H, Chan S F, Ooi T A. Design methodology and experiences with pile supported embankments[A]. **Developments in Geotechnical Engineering**[M]. The Netherlands: Balkema, Rotterdam, 1994.
- [8] 龚晓南. 高速公路软弱地基处理理论与实践[M]. 上海: 上海大学出版社, 1998. 174—181.
- [9] 张城厚, 袁文明, 戴济群. 高速公路路基处理[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1997. 7—26, 47—50.
- [10] 俞亚南, 张仪萍, 张土乔. 桥头软基粉喷桩处理现场试验研究[J]. **土木工程学报**, 2002, 35(4): 65—69, 97.
YU Ya-nan, ZHANG Yi-ping, ZHANG Tu-qiao. Field test study on DCM piles in soft foundation improment at bridge approaches[J]. **China Civil Engineering Journal**, 2002, 35(4): 65—69, 97.
- [11] 张仪萍, 俞亚南. 路堤下粉喷桩复合地基现场试验研究[J]. **岩石力学与工程学报**, 2004, 23(17): 2 977—2 982.
ZHANG Yi-ping, YU Ya-nan. Field testing study on composite foundation of DJM pile under road embankment[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2004, 23(17): 2 977—2 982.
- [12] 俞亚南, 张仪萍, 高文明. 分级加载条件下粉喷桩加固路基有限元分析[J]. **中国公路学报**, 2003, 16(2): 38—41.
YU Ya-nan, ZHANG Yi-ping, GAO Wen-ming. FEM analysis of embankment foundation improved by DMM pile under multi-stage loading[J]. **China Journal of Highway and Transport**, 2003, 16(2): 38—41.
- [13] 交通部第二公路勘察设计院. 公路设计手册——路基(第二版)[M]. 北京: 人民交通出版社, 1996.
- [14] 高文明. 路堤荷载下粉喷桩加固软土地基沉降分析[D]. 杭州: 浙江大学, 2002.
- [15] 高庆丰. 软土地基路堤工后沉降计算与预测[D]. 杭州: 浙江大学, 2003.

拱坝抗震设计理论与实践

王海波 李德玉 编著 出版发行: 中国水利水电出版社 经售: 全国各地新华书店和相关 定价: 20.00 元

内容提要: 中国水电开发建设进入了一个前所未有的高速发展时期。在水能蕴藏量占全国 80% 以上而地震频发的西部地区, 多座 300m 级高拱坝正在或即将兴建, 抗震安全问题十分突出。本书作为拱坝抗震设计的专著, 从拱坝的设计基础理论、设计原则、数值分析方法、动力模型试验方法和抗震安全评价等方面进行较全面的介绍。本书特别结合作者近年在 300m 级高拱坝抗震研究的成果, 介绍拱坝抗震设计的最新发展 1 概论 1.1 拱坝抗震设计的内容与发展 1.2 拱坝实际地震响应 1.3 中国拱坝建设 2 拱坝抗震设计理论基础 2.1 抗震设计地震动 2.2 结构动力学基础理论 2.3 基于可靠度理论的结构抗震设计方法 3 拱坝抗震设计原则 3.1 抗震设计的基本理念 3.2 拱坝抗震设计规范 4 拱坝抗震动力分析及工程应用 4.1 概述 4.2 拱坝地震动力分析的拱梁分载法 4.3 拱坝地震动力分析的有限单元法 4.4 拱坝地震动力反应分析工程实例 5 拱坝抗震设计模型试验 5.1 动力模型试验基础 5.2 动力模型试验设备 5.3 动力模型的测量与试验数据分析 5.4 动力模型试验实例 6 拱坝抗震设计展望。

该书即可供从事拱坝设计、研究的专业工程技术人员使用, 也可作为高等院校研究生相关专业课程的参考用书。