

文章编号: 1002-0268 (2001) 03-0039-04

振冲挤密碎石桩处治细砂地基的机理与检测

陈志宁, 孙斌

(南京长江第二大桥建设指挥部, 江苏 南京 210028)

摘要: 南京长江第二大桥八卦洲引线地基的稍密-中密粉细砂, 在地震基本烈度为7度时存在液化趋势, 采用挤密碎石桩对其进行加固处理。工后检测表明, 碎石桩处理措施是成功的, 基本消除了地基的液化趋势。本文介绍该处理技术的机理和实施工艺, 并给出一个实用的评判检测效果的经验公式。

关键词: 挤密碎石桩; 地基液化; 动力触探; 标准贯入

中图分类号: U415.2

文献标识码: A

Mechanism and Detection of Vibro Compacted Macadam Pile Treatment of Fine Sand Foundation

CHEN Zhi-ning, SUN Bin

(Construction Headquarters of Nanjing No. 2 Yangtze River Bridge, Jiangsu Nanjing 210028, China)

Abstract: When earthquake intensity being 7 degree, the little-middle dense silty fine sands of Nanjing No. 2 Yangtze River bridge foundation at Ba Gua Zhou tend to be liquefied, so it should be stabilized with vibro compacted macadam pile. The paper introduces the mechanism and practical technique of the treatment, and presents an applied empirical formula that can be used to judge the impact.

Key words: Vibro compacted macadam pile; Foundation liquefaction; Dynamical penetration sounding; Standard penetration

0 工程概况

南京长江第二大桥八卦洲引线北接北汊大桥, 南至八卦洲互通立交, 全长约 5.5km。引线对开辟大江南北公路通道, 实现南京公路主枢纽框架及主城以外汇成环格局有极其重大的经济效益和社会效益。八卦洲引线位于长江江心洲冲积平原上, 属长江高漫滩区, 地貌单元单一, 地形平缓, 地面高程一般为 3.0~5.20m。由于八卦洲古河道发育, 曾多次变迁, 从而形成复杂多变的第四纪冲积地层对路基有不良影响的软土和可液化土。

1 土层分布

八卦洲引线可液化土主要包括: 细砂、低液限粉

土、含砂低液限粉土、低液限粉土质砂等。它们以不同埋深、不同成份、不同层位及不同形态, 分布于区内大多数地段。细砂地质层主要分布于 K15+843.50~K17+800.00 处, 其结构松散为该段的主要液化地层。而低液限粉土质砂地质层分布连续广泛, 其上段地层孔隙比大, 结构松散, 均可液化, 液化界限埋深约 16.00~20.00m, 为本区段的主要液化层。其余各层的分布特征及液化判定结果见表 1。

由于该路段地震基本烈度 7 度, 且可液化土层具有松散、无胶结、强度低、上覆不液化土层薄等特征。地震及其它动荷载均可在上述可液化土层中引起不同程度的振动液化, 从而使地基承载力降低乃至消失而导致路基失稳破坏。因此, 可液化土层原则上不能做为天然持力层, 应据其具体条件和设计要求进行

不同方法判定可液化砂土结果对比表

表 1

工程地质土层名	埋藏深度	标准贯入判定	静力触探判定	综合判定结果
低液限土	2.80~14.70	可液化	可液化-不液化	可液化
低液限粉土质砂	1.60~6.40	可液化	可液化	可液化
细砂	6.00~16.50	可液化	可液化	可液化
低液限粉土	14.80~20.00	可液化	可液化	可液化
低液限粉土质砂	9.70~20.00	可液化	可液化	可液化

单位: m

加固处治。经多方案对比分析, 确定采用振冲挤密碎石桩加固技术对该引线的可液化土层进行处理。

2 加固机理与施工控制

2.1 加固机理

砂土液化机理的研究表明, 对挤密砂桩和碎石桩的沉管法或干振法, 由于在成桩过程中桩管对周围砂层产生很大的横向挤压力, 桩管体积的砂挤向桩管周围的砂层, 使桩管周围的砂层孔隙减小, 密实度增大。

施工过程中由于水冲使松散砂土处于饱和状态, 砂土在强大的高频强迫振动下产生液化并重新排列致密, 且在桩孔中填入大量粗骨料后, 被强大的水平振动力挤入周围土中。这种强制挤密使砂土的相对密度增加, 孔隙率降低, 干密度和内摩擦角增大, 土的物理力学性能改善, 使地基承载力大幅度提高, 一般可提高 2~5 倍。由于地基密实度显著增加, 相对密度也相应提高, 抗液化的性能得到改善。同时, 施工过程使填料和地基在挤密的同时获得强烈的预震, 这对砂土增强抗液化能力是极为有利的。

2.2 施工控制

考虑到工程的重要性和修复的难易程度, 本工程砂土液化处理宽度为路中心线到路基两侧排水沟外缘, 碎石桩平均间距 1.6~2.0m, 平面上呈正方形布置, 平均成桩直径 0.6m, 桩长 10.0~16.0m, 碎石填料粒径为 0.5~5.0cm, 处理地基长约 2.0km。共完成振冲孔 24 053 孔, 总进尺 288 640m, 用去卵、碎石填料 60 000m³。振冲施工始于 1998 年 11 月, 完成于 1999 年 8 月, 历时 300 天。

3 效果检测

加固后对碎石桩复合地基进行了效果检测, 主要采用桩身重型 (2) 动力触探试验和桩间土标准贯入试验。全标段共 6 个段面, 共进行桩身重型 (2) 动力触探 91 根桩, 总进尺 1 135.40m; 桩间土标准贯入试验 84 孔, 总进尺 1 071.70m, 标准贯入试验 915 次。

3.1 重型 (2) 动力触探试验

试验采用国际、国内通用标准, 其锤重 63.5kg,

自由落距 76cm, 试验过程中记录每贯入 10cm 锤击数, 试验为从桩顶向下连续贯入直至桩底。

本工程以重型 (2) 动力触探试验成果作为单桩密度检测的双控标准: (A) 贯入 10cm 击数小于 5 的实击数大于总点数 10% 者判为单桩不合格; (B) 贯入 10cm 击数的平均值小于 7 击者判为单桩不合格。某段面若不合格单桩数大于抽检桩数的 10% 时, 则判该段面不合格; 平均击数大于 7 击作为本工程桩身密实度检测的双控标准, 不合格单桩数占段面抽检桩数大于 10% 时即为段面不合格。

桩身重型 (2) 动力触探检测结果, 单桩见图 1, 段面情况见表 2。

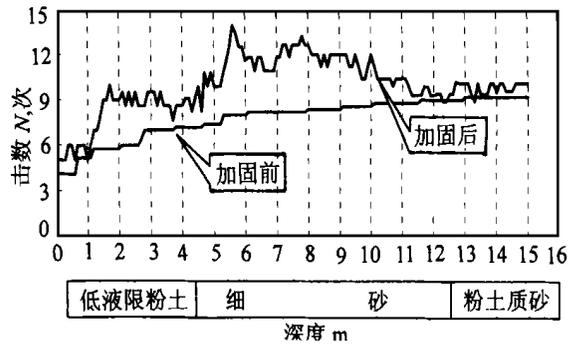


图 1 动力 (2) 角控 $N'_{63.5-H}$ 曲线

碎石桩桩身重型 (2) 动力

触探试验段面统计表

表 2

段面号	段面里程	抽检桩数	< 5 击	平均值 < 7	判定
			> 10% 桩数	击桩数	
01	K15+827~K16+320	25	1	0	合格
02	K16+780~K19+100	14	0	0	合格
03	K17+100~K17+280	5	0	0	合格
04	K17+280~K17+500	8	0	0	合格
05	K17+500~K17+856	21	2	0	合格
06	K17+856~K18+166	17	1	0	合格

图 1 中动力触探试验的击数有明显增长, 表明桩身强度提高, 均匀性较好, 表 2 的统计结果表明, 全标段 6 个碎石桩加固段面各单桩重型 (2) 平均击数均大于 7 击, 小于 5 击大于 10% 桩数 01 段面为 1 根, 占总抽检桩数的 3%; 02~04 段面为 0 根; 05 段面为

2根, 占总检数9%; 06段面为1根, 占总检数的6%。按以上判定原则, 6个段面均属合格。属中密-密实碎石桩, 其容许承载力在300kPa以上。

3.2 桩间土标准贯入试验

标准贯入试验的目的是判断场地桩间土的密度, 砂土、粉土的液化趋势, 并对碎石桩间土的强度、变形作出评价。

试验成孔采用回转钻进, 标准贯入试验设备采用国际、国内通用标准, 其锤重63.5kg, 自由落距76cm, 贯入器为开管, 长度大于45cm, 试验时贯入器先打入土中15cm后, 开始记录打入10cm的锤击数, 然后累计打入30cm的锤击数为标准贯入试验击数。

3.2.1 液化判别

在无成熟经验时, 地面下15m深度范围内, 液化土的标准贯入锤击数临界值应符合下式要求。

$$N_{63.5} < N_{er} \quad (1)$$

$$N_{er} = N_0 [0.9 + 0.1 (d_s - d_w)] \cdot \sqrt{\frac{3}{\rho_c}}$$

式中, $N_{63.5}$ ——饱和土标准贯入锤击数实测值(未经杆长修正);

N_{er} ——液化判别标准贯入锤出数临界值;

N_0 ——液化判别标准贯入锤击数基准值, 本引线烈度为7, 取值为6;

d_s ——饱和土标准贯入点深度;

ρ_c ——粘粒含量百分率;

d_w ——地下水位深度。

引线场地6个段面均存在粉砂液化土层, 按设防烈度7度进行液化计算。碎石桩桩间土各段面液化势统计见表3, 典型孔的振冲前后标准贯入击数变化及7度临界击数线见图2。

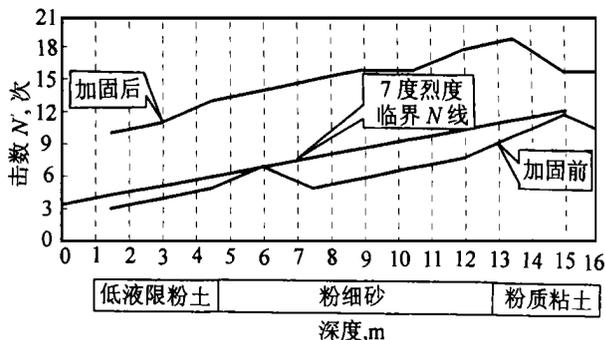


图2 标准贯入 $N'-H$ 曲线

碎石桩桩间土各段面液化势统计表

表3

段面号	段面里程	总孔数 (个)	液化孔数 (个)	总液化计算总数	液化点占总液化计算总数百分数 (%)	判别
01	K15+827~K16+320	23	2	248	4.0	不液化
02	K16+780~K19+100	13	3	141	5.6	不液化
03	K17+100~K17+280	5	0	37	0	不液化
04	K17+280~K17+500	8	0	32	0	不液化
05	K17+500~K17+856	18	0	63	0	不液化
06	K17+856~K18+166	19	2	108	8.4	不液化

由图2、表3及全部检测统计结果可知, 标准贯入击数比加固前平均提高了40%~120%, 整个砂土层经振密后标准贯入击数在各深度上平均最小为9.5击, 均超过地震烈度7度所要求的临界击数。场地内6个段面经碎石桩处理均基本消除了液化。

3.2.2 强度与变形

桩间土标准贯入试验检测结果表明, 场地内粉细砂土层经碎石桩加固后效果明显, 强度与变形指标均有较大的提高, 地基容许承载力与标准贯入试验经杆长修正后平均击数之间的关系, 笔者经统计分析后认为可用下式确定。

$$[R] = 11.96 \cdot N' \quad (2)$$

各段面间标准贯入试验经杆长修正后其平均击数在12~16击之间, 相应的容许承载力在145~190kPa

之间, 压缩模量为8.0MPa。

碎石桩加固后经山皮土预压有效地加快了地基的排水固结, 9个月后的最终沉降量和工后残余沉降量分析计算结果(图3)表明, 已完成的沉降量占最终沉降量的80%以上, 相应的工后沉降均低于10cm, 满足公路使用期内路堤工后沉降量的要求。

4 结语

(1) 八卦洲引线场地挤密碎石桩身、桩间土检测进一步查明及验证了场地15m内范围的地层分布, 场地地基主要为可液化粉细砂, 局部4~6m粘性土夹层。

(2) 依据有关规范确定了重型(2)动力触探试验成果的单桩密实检测双控标准。按此原则, 本工程

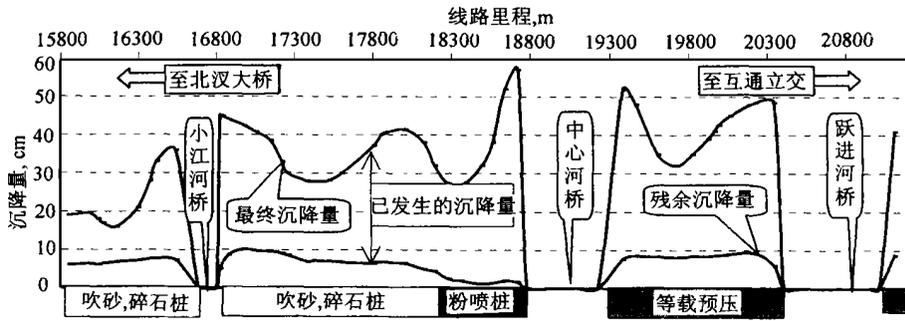


图3 八卦洲地基最终沉降量与工后残余沉降量分布图

6个段面均合格。

(3) 桩间土标准贯入试验成果表明, 场地内粉细砂层经碎石桩加固后改善效果显著, 强度及变形指标均有较大的提高, 其复合地基容许承载力大于180kPa, 压缩模量大于8.5MPa, 已完成最终沉降量在80%以上。

(4) 根据桩间土标准贯入试验按《公路工程抗震设计规范》规定, 6个段面在地震烈度7度设防时液化已基本消除。

(5) 挤密碎石桩处理八卦洲引线工程的粉细砂地基, 使其挤密作用、排水固结、预压作用得到了有效

的发挥, 证明该工程处理措施合理正确。

参考文献:

[1] 钱家欢等. 土力学. 南京: 河海大学出版社, 1988.
 [2] 地基处理手册编写委员会. 地基处理手册. 北京: 中国建筑工业出版社, 1988.
 [3] 张诚厚等. 高速公路软基处理. 北京: 中国建筑工业出版社, 1997.
 [4] 交通部第一公路勘探设计院. 八卦洲引线两阶段施工图设计. 西安: 1998.
 [5] 交通部第一公路勘探设计院. 公路软土地基路堤设计与施工技术规范. 北京: 人民交通出版社, 1997.

(上接第32页) 但所需计算时间亦将大大增加。

不考虑模态耦合的结果。不过二者差别并不大, 一般的工程分析中可以忽略这差别; 但精细分析时应予考虑。

(2) 对于大跨度斜拉桥, 考虑模态耦合的结果大于

南京长江二桥南汉桥主梁抖振响应分析结果

表1

位置	平均风速 (m/s)	σ_h (m)	σ'_h (m)	σ_p (m)	σ'_p (m)	σ_a (rad)	σ'_a (rad)
跨中	10	0.00625	0.00610	4.942e-4	4.848e-4	3.723e-5	3.663e-5
	20	0.0282	0.0277	0.00223	0.00218	1.886e-4	1.852e-4
	30	0.0644	0.0623	0.00574	0.00564	4.889e-4	4.796e-4
	40	0.1114	0.1077	0.0115	0.0112	9.660e-4	9.428e-4
	50	0.1664	0.1582	0.0201	0.0196	0.00164	0.00160
	60	0.2275	0.2164	0.0318	0.0308	0.00251	0.00243
四分点	10	0.00361	0.00354	3.077e-4	3.028e-4	2.539e-5	2.493e-5
	20	0.0164	0.0159	0.00139	0.00136	1.284e-4	1.265e-4
	30	0.0380	0.0365	0.00357	0.00344	3.317e-4	3.241e-4
	40	0.0666	0.0649	0.00717	0.00701	6.531e-4	6.368e-4
	50	0.1004	0.0971	0.0125	0.0121	0.00112	0.00109
	60	0.1382	0.1332	0.0180	0.0175	0.00169	0.00164

注: σ_h 、 σ_p 、 σ_a 为考虑模态耦合的响应标准差; σ'_h 、 σ'_p 、 σ'_a 为不考虑模态耦合的响应标准差。

参考文献:

[1] 陈伟. 大跨桥梁抖振反应谱研究 [D]. 上海: 同济大学博士学位论文, 1993.
 [2] 陈英俊, 甘幼琛, 于希哲. 结构随机振动 [M]. 北京: 人民交通出版社, 1993.

[3] Scanlan R H. Aeroelastic analysis of cable-stayed bridges. J of Struct. Engrg. [J], 1990, 116 (2): 279-297.
 [4] Scanlan R H. The action of flexible bridges under wind. II: buffeting theory. J of Sound and Vibration [J], 1978, 60 (2): 201-211.
 [5] Jain A, Jones N P, Scanlan R H. Coupled flutter and buffeting analysis of long-span bridges [J]. J. of Struct. Engrg., ASCE, 1996, 122 (7): 716-722.