

· 地基与基础 ·



无填料振冲与强夯法处理软弱地基对比试验*

刘春¹, 马永峰²

(1. 宁德师范学院, 福建 宁德 352100; 2. 中国石油建设工程公司华东环境岩土工程分公司, 山东 青岛 266071)

摘要: 依托沿海地区某大型工程地基处理实践, 开展无填料振冲和强夯法加固地基的现场试验对比。施工结束后, 采用孔隙水压力测试、标准贯入试验、静力触探试验及平板载荷试验等原位测试方法取得相关试验数据。对孔隙水压力变化、地基的承载性能及砂土液化处理效果进行评价和分析, 得出如下结论: 无填料振冲处理效果差, 本场地地质条件下不适宜采用该方法进行地基处理; 使用强夯法对地基处理后土体工程特性有了明显改善, 地基承载力得到提高, 液化可能性得到消除; 场地中分布的软土夹层对强夯加固效果有较大的影响, 夯后地基承载力和压缩模量有所减小; 5 000 kN·m 能级强夯加固深度约为 10 m。

关键词: 大型工程; 现场试验; 无填料振冲; 强夯法; 地基处理

中图分类号: TU 443; U 65

文献标志码: A

文章编号: 1002-4972(2016)11-0167-07

Comparative test on vibroflotation without backfill and dynamic compaction for soft foundation treatment

LIU Chun¹, MA Yong-feng²

(1. Ningde Normal University, Ningde 352100, China; 2. Eastern China Environmental Geotechnolgy Branch, China Petroleum Engineering & Construction Corporation, Qingdao 266071, China)

Abstract: Based on the foundation treatment practice of a large-scale project in the coastal region, we carry out a comparative test of vibroflotation backfill and dynamic compaction to soft foundation treatment. After construction, we take some in-situ test measures including monitoring of pore water pressure, standard penetration test, static cone penetration test and plate loading test to evaluate the pore water pressure changing, the bearing capacity of foundation and liquefaction of sand. Conclusions are drawn as follows: Firstly, the effect of vibroflotation without backfill method is unsatisfactory and unsuitable for the foundation treatment under the geotechnic condition of this project. Secondly, the dynamic compaction method has an obvious compaction effect on improving the geotechnical engineering properties of soil. The foundation bearing capacity is increased, and the possibility of sand liquefaction can be also eliminated. Thirdly, the reinforcement is greatly affected when soft soil interlayer exists below 10 m depth. Under that condition, the soil bearing capacity and compression modulus could not be improved. Finally, the reinforcement depth of 5 000 kN·m energy-level dynamic compaction is about 10 m.

Keywords: large-scale engineering; in-situ test; vibroflotation without backfill; dynamic compaction method; foundation treatment

与工程活动密切相关的地质体多样性引发许多复杂工程地质问题, 软弱地基处理就是其中之

一。如何选择经济而有效的软弱地基处理方法, 尤其是对于深厚软弱地基处理, 成为岩土及地下

收稿日期: 2016-04-09

*基金项目: 中国石油工程建设公司科学研究与技术开发项目 (CPECC2011KJ22)

作者简介: 刘春 (1972—), 博士, 教授, 从事土木工程的教学与研究工作。

工程建设正常与安全运营的关键。

作为振密加固法的一种,无填料振冲法目前已成为软弱地基特别是砂性土地基最为常用的加固措施之一^[1]。不少学者通过现场或室内试验、数值模拟方法对无填料振冲法进行了研究,如周健等^[2]针对粉细砂的工程特性,通过改进和革新传统的振冲工艺及施工参数,对级配较差的饱和疏松粉细砂地基采用无填料振冲加固的有效性和相应的工艺参数进行了现场试验研究;周健等^[3]通过室内试验研究了粉细砂无填料振冲中孔隙水压力增长与消散的规律、空间分布规律、土体相对密度和静力触探指标与振冲次数之间的关系;叶观宝等^[4]完成了砂土地基临界液化时间的推导和求解;何开胜等^[5]开展了吹填粉细砂的无填料振冲密实试验。强夯法又称动力固结法,由法国工程师 L. Menard 通过大量的工程实践提出。因其设备简单、施工方便、节省材料、经济易行、适用面广及效果显著等诸多优点,强夯法得到广泛应用^[6-7]。

本文以沿海地区某大型工程地基处理实践为背景,开展无填料振冲和强夯法处理软弱地基的对比试验,并基于孔隙水压力及复合地基的承载性能处理效果,对2种方法进行评价与分析。

1 试验工程概况

依托工程占地面积约 6 km²。建设周期超过 4 年,投资额为 500 亿元以上,其中基础及地基处理费用近 20 亿元,工期 1 年以上。场区地貌单元榕江三角洲平原,地形较平坦开阔。根据岩土工程勘察成果,场区地基土主要为第四系人工填土层、第四系全新统的风-水堆积层、沼泽相沉积层、海陆相交互沉积层、第四系上更新统的海陆相交互沉积层、冲、洪积层、残积层以及燕山期花岗岩组成。揭露岩层分别为全风化层、强风化层、中风化层,局部为微风化层(表 1)。

表 1 岩土层物理力学性质指标

层号	岩性	层厚 H/m	压缩模量 E _s /MPa	地基承载力 f _{ak} /kPa
①	素填土	0.2~4.5	5.0	80
② ₁	细砂	0.8~10.0	10.0	150
② ₂	粉细砂	0.4~3.2	5.0	80
② _{2夹1}	泥炭质黏土	0.8~1.3	2.5	60
② _{2夹2}	有机质粉细砂	0.5~3.2	3.5	60
② ₃	粉细砂	0.5~3.6	10.0	150
② ₄	粉细砂	2.1~11.7	18.0	210
③ ₁	黏土	0.4~7.7	5.8	140
③ ₂	粉细砂	0.5~2.5	13.0	150
③ ₃	黏土	0.5~8.6	4.6	130
④	粗砾砂	0.6~14.0	20.0	200
⑤ ₁	粉质黏土	2.7~7.2	8.0	120
⑤ ₂	粉质黏土	0.6~12.2	8.9	180
⑤ _{2夹}	粉砂	0.5~5.3	21.0	220
⑤ ₃	粉质黏土	0.5~8.0	6.2	130
⑥ ₁	粉砂	0.8~5.9	23.0	250
⑥ ₂	砾砂	0.5~14.3	28.0	300
⑥ _夹	黏土	0.5~8.1	6.6	160
⑦	粉质黏土	0.6~4.8	6.1	130
⑦ ₁	淤泥质黏土	0.1~21.0	2.06	60
⑧	砂质黏性土	0.6~5.3	(30.0)	230
⑨ ₁	全风化花岗岩	0.4~9.3	(75.0)	350
⑨ ₂	强风化花岗岩	0.3~9.4	(120.0)	600
⑨ ₃	中风化花岗岩	10.7		3 500

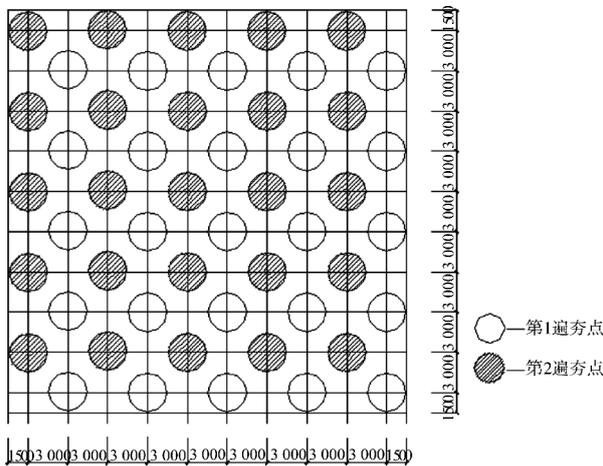
工程场地上部广泛分布有 10.0~20.0 m 厚的第四系风-水堆积粉细砂层及 0.5~21.0 m 厚的淤泥质黏性土,其中②₁细砂层级配不良,以松散状态为主,局部稍密,属于中等液化土层;②₂粉细砂层级配不良,稍密-中密,饱和,属于轻微-中等液化土层,局部严重液化;淤泥质黏性土呈软塑-可塑状态,具有抗剪强度低、孔隙比及有机质含量大、压缩性高、灵敏度高及流变性等不良影响工程特性。上述土层具有抗剪强度低、压缩性高、显著的结构性及流变性和不均匀性等特点,结合场地填土因素,导致地基稳定性极差、强度较低、压缩性较高,容易出现液化,沉降量也很大,故该地基可定义为软弱类型,对工程正常与安全运营产生显著影响,处理方案的选取和优化亦影响项目的投资和工程进度,因此场地软弱地基处理已成为工程建设的关键问题。

2 对比试验方案

2.1 试验参数及平面布置设计

根据建筑物荷载、处理液化深度及地基土承载性能等要求, 进行无填料振冲试验参数的设计: 采用 75 kW 的振冲器, 桩位为正三角形布置, 振点间距为 2.5 m, 加固至下卧黏性土层顶部(约 13 m), 完成 3 个点位的无填料振冲点施工。

强夯参数设计: 强夯能级为 5 000 kN·m, 选定 3 个面积为 30 m×50 m 的区域, 分别编号 H1、H2 和 H3 试验区。其中 H3 试验区地下水位为 0.5 m, 夯机设备行走, 导致浅层砂土液化, 夯机发生倾斜, 导致强夯无法进行, 故 H3 试验区强夯施工无法施行。5 000 kN·m 能级强夯夯点布置方式如图 1 所示, 5 000 kN·m 能级夯击采用直径 2.5 m 质量 42.6 t 的圆形夯锤, 满夯的 2 000 kN·m 和 1 000 kN·m 能级均采用直径 3.2 m、质量 18 t 的圆形夯锤。



- 注: 1. 第 1 遍夯点, 能级 5 000 kN·m;
 2. 第 2 遍夯点, 能级 5 000 kN·m;
 3. 第 1、2 遍夯点最后两锤的平均夯沉量不大于 100 mm; 当达不到设计要求时, 根据现场试验实际情况进行调整。
 4. 满夯: 满夯 2 遍, 能级 2 000 kN·m、1 000 kN·m 各 1 遍, 锤印搭接 1/4, 每夯点 2 击;
 5. 强夯检测应安排在强夯施工结束 14 天后进行。

图 1 5 000 kN·m 能级强夯试验区布置

3 个强夯试验区位置不同, 地层分布稍有差异, 本文不考虑试验区, 只针对 H1 和 H2 试验区强夯进行分析。H1 和 H2 试验区地层分布情况见表 2。

表 2 H1 和 H2 试验区土层分布情况

H1 试验区		H2 试验区	
深度/m	土体名称	深度/m	土体名称
0~5	粉细砂	0~9	粉细砂
5~8	中砂	9~12	粉质黏土
8~14	粉细砂	12~17	粉细砂
14~17	淤泥	17~21	粉质黏土夹中粗砂
17~20	粉细砂		
20~21	淤泥质黏土		

2.2 试验方法

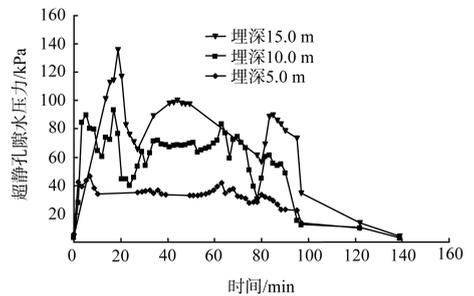
施工结束后, 按照规范和设计要求对处理前后地基承载性能和土体工程特性进行检测, 无填料振冲采用了孔隙水压力测试和静力触探手段, 强夯法则采用强夯前后标准贯入试验、静力触探及夯后平板载荷试验。

3 试验结果分析

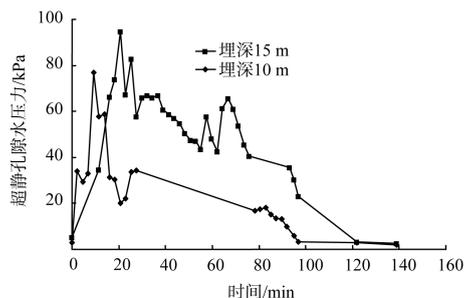
3.1 无填料振冲试验

3.1.1 孔隙水压力

选择距振点 1.2、2.5 及 5.1 m 处分别埋设 3 组孔隙水压力计, 用于动态测试超静孔隙水压力变化情况(距振点 2.5 m 处 5.1 m 深度的压力计损坏, 无法观测到孔隙水压力变化), 无填料振冲过程中不同位置和深度处的超静孔压变化见图 2。



a) 距振点 1.2 m 的测点



b) 距振点 2.5 m 的测点

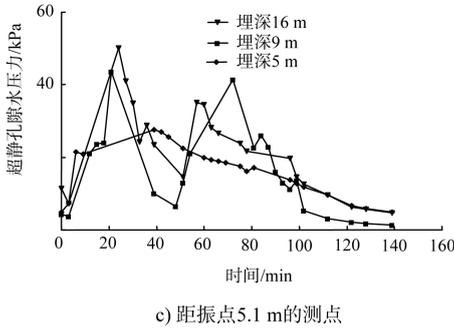


图2 无填料振冲下孔隙水压力变化曲线

1) 振冲孔压变化规律。

振冲器在第1次下沉过程中产生的超静孔隙水压力最大，同孔后续几次上下振冲时产生的孔压呈锯齿型变化，且依次递减，振冲2 h 孔压消散了87%~95%。多数无填料振冲研究表明：松散砂土在受振后液化，流态的砂土回填了振冲器下降或上提后留下的空隙，使液化区颗粒重整，砂土的密实度提高，抗液化能力增强。无填料振冲孔压消散时间一般为1 h，而本试验场地，砂层颗粒较细，振冲出水量较大，孔压消散则需较长时间，约为2 h(图3)，振冲诱发的流态区大，故无填料振冲对砂层的加固效果较差。此外，由于振冲器周围没有足够的砂土坍塌来充填振冲器形成的空洞，振冲后在振点处会留有空洞，地表相应沉降约0.25 m。

2) 振冲空间分布及影响范围。

无填料振冲超静孔隙水压力的空间分布情况如图3所示，振冲过程中砂土距振冲器越近，产生的超静孔压越大，超净孔压在距振点1.2、2.5及5.1 m处分别约为85%、60%和30%；距振冲器位置相同时，深度越大，产生的超静孔压越大。

距振冲器2.5 m的测点，从深度10 m到16 m孔隙水压力计测试结果来看，该范围内超静孔压与距振冲器5.1 m测点的超静孔压随深度变化情况趋势基本一致。基于上述分析可判断：无填料振冲对周围砂土的影响范围大致限制在距振点2.5 m的范围内。

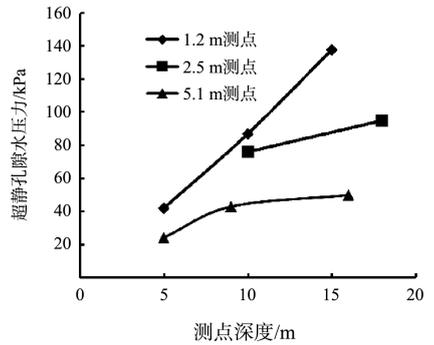


图3 超静孔隙水压力空间分布

3) 无填料振冲加固效果。

无填料振冲法加固粉细砂土受加固前砂土原始相对密实度影响很大，若场地砂土层的初始相对密实度较高，且砂土颗粒较细，采用无填料振冲，振冲点周围的砂土不易大量坍塌，且由于振冲器出水量较大，留振时部分坍塌的砂土颗粒又被水冲走，没有足够的砂土颗粒来填充振冲孔，所以振冲后在振冲点处形成一个空洞，而无法对振冲位置及中间砂土进行有效加固，桩间土挤密效果不明显。若不能采取适当的方法降低留振过程中的振冲器出水量，则本场地的砂土处理效果较差，不适合采用无填料振冲法加固。

3.1.2 静力触探试验

无填料振冲前后静力触探试验曲线如图4所示，振冲前后土层指标列于表3中。

表3 无填料振冲加固前后有关指标变化

土层深度/m	q_c 平均值/MPa			f_0 经验值/kPa			E_s 建议值/MPa		
	振前	振间	振后	振前	振间	振后	振前	振间	振后
0.0~7.0	2.73	1.91	3.90	114	98	137	6.8	4.8	9.8
7.1~12.0	9.35	5.29	1.60	246	165	91	23.4	13.2	4.0
12.1~18.0	1.99	1.31	1.01	172	139	123	8.7	6.1	5.0
18.1~19.0	2.53	2.41	22.85	110	108	516	6.3	6.0	57.1

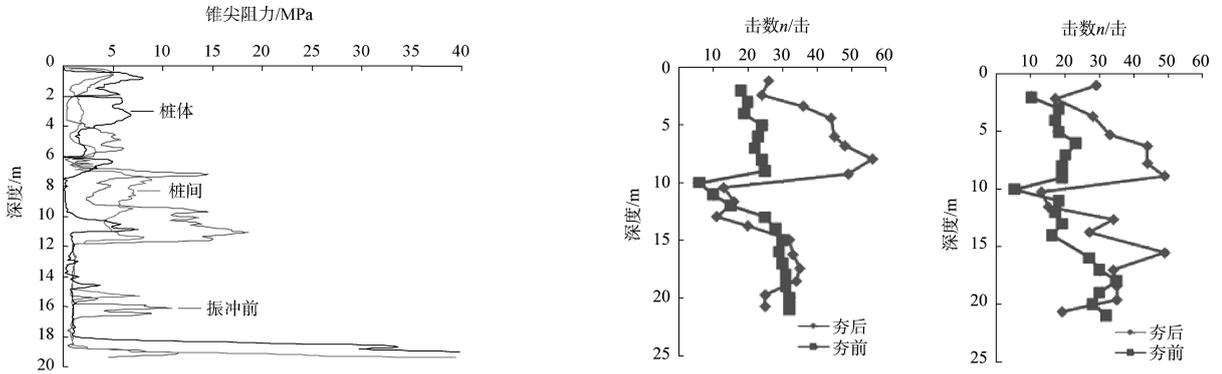


图 4 无填料振冲施工前后静力触探试验曲线

地基处理前后振冲点和相邻振冲点中间位置处的静力触探锥尖阻力相对于处理前没有明显增加, 局部深度(7.1~12.0 m、12.1~18.0 m)甚至出现降低现象, 结合土层相关指标在上述深度范围内出现了减小的结果, 说明振冲施工对桩长范围的桩间砂土挤密效应较差, 振冲后砂土的工程特性没有明显改善, 振冲后粉细砂土仍存在液化的可能性, 即无法有效提高场地地基承载力和消除场地砂层的液化可能性。

3.2 强夯法试验

3.2.1 标准贯入试验

强夯试验选择了 2 个试验区, 每个试验区选择 3 个点位, 强夯前后均进行标准贯入试验(编号分别为 H1-BG1、H1-BG2、H1-BG3、H2-BG1、H2-BG2 和 H2-BG3)。5 000 kN·m 能级强夯前后标准贯入击数曲线如图 5 所示, 由标准贯入试验结果确定的强夯地基承载力和模量见表 4。根据标准贯入试验结果进行液化判别, 其详细结果见表 5。

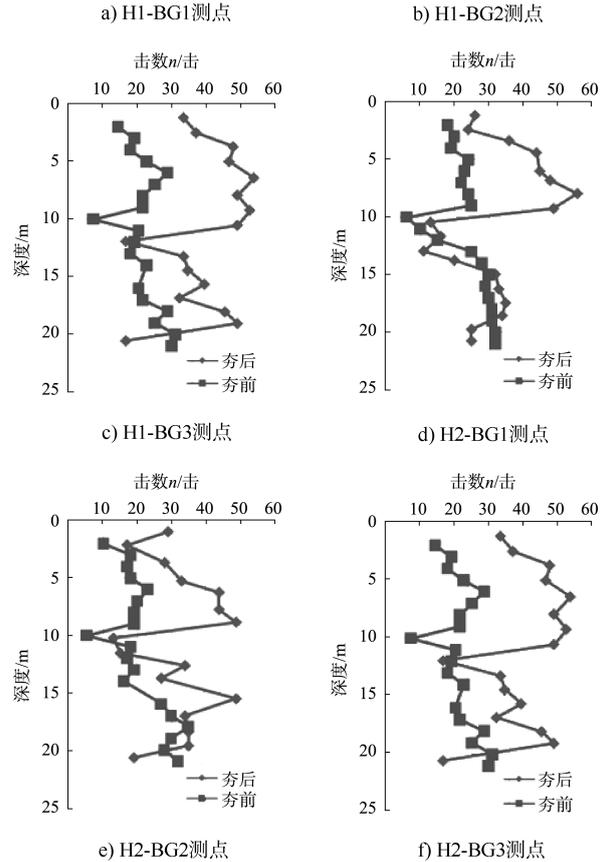


图 5 强夯前后标准贯入试验曲线

表 4 标准贯入试验确定的强夯前后地基承载力和模量

试验区	土层	地层范围/m	修正后 N /击		f_{ak} 经验值/kPa		E_s 建议值/MPa	
			夯前	夯后	夯前	夯后	夯前	夯后
H1	粉细砂	0~5	7.8	9.8	100	110	6.7	7.9
	中砂	5~8	12.2	14.1	180	190	9.3	10.5
	粉细砂	8~14	18.8	18.1	170	170	13.3	12.9
	淤泥	14~17	6.8	7.6	110	110	6.1	6.6
	粉细砂	17~20	13.8	12.5	130	130	10.3	9.5
	淤泥质黏土	20~21	11.5	9.4	145	140	8.9	7.6
H2	粉细砂	0~9	16.7	28.4	160	230	12	19
	粉质黏土	9~12	5.2	5.7	120	120	5.1	5.4
	粉细砂	12~17	14.8	18.6	150	170	10.9	13.2
	粉质黏土夹中粗砂	17~21	20.5	17.8	250	210	14.3	12.7

表 5 基于标准贯入试验的强夯前后液化判别

试验区	检测点 编号	液化指数		液化等级	
		夯前	夯后	夯前	夯后(有效 加固深度范围内)
H1	H1-BG1	5.7	0.1	轻微液化	无液化
	H1-BG2	7.1	0.1	3.5 m 以内中 等液化	无液化
	H1-BG3	4.9	0	轻微液化	无液化
H2	H2-BG1	0	0	无液化	无液化
	H2-BG2	0	0	无液化	无液化
	H2-BG3	0.5	0	轻微液化	无液化

根据 6 个检测点的标准贯入试验结果可知,除部分深度范围外(根据勘察报告,该深度范围内分布有软土夹层),5 000 kN·m 能级强夯施工前后标准贯入击数明显变化,地基承载力和压缩模量得到明显提高。H1 和 H2 试验区经过 5 000 kN·m 能级强夯后,有效加固深度为 10 m,且有效加固深度范围内砂土液化可能性已消除。

3.2.2 静力触探试验

在 H1 和 H2 试验区各选择 3 个点位,进行静力触探试验(编号分别为 H1-JC1、H1-JC2、H1-JC3、H2-JC1、H2-JC2 和 H2-JC3)。根据强夯前后静力触探试验结果,绘制 q_c 对比曲线(图 6),由静力触探试验结果确定的地基承载力和模量见表 6。与标准贯入试验结果类似,除部分深度范围外,强夯施工前后的标准贯入击数明显变化,压缩模量和地基承载力得到明显提高。经过 5 000 kN·m 能级强夯后,有效加固深度为 10 m,地基均匀性得到改善。

表 6 静力触探试验确定的强夯前后地基承载力和模量

试验区	土层	q_c 标准值的 平均值/MPa		f_{ak} 经验 值/kPa		E_s 建议 值/MPa	
		夯前	夯后	夯前	夯后	夯前	夯后
H1	粉细砂	2.44	5.86	100	140	5	12
	中砂	7.93	12.71	250	370	19	28
	粉细砂	9.28	13.89	200	270	19	28
	中粗砂	13.63	27.32	390	430	30	36
	粉细砂	6.68	14.93	150	290	13	30
H2	粉细砂	5.71	15.83	140	300	11	31
	粉质黏土	3.16	4.10	160	180	8	10
	粉细砂	11.44	10.42	230	210	23	21
	粉质黏土 夹中粗砂	16.10	15.09	220	220	15	15

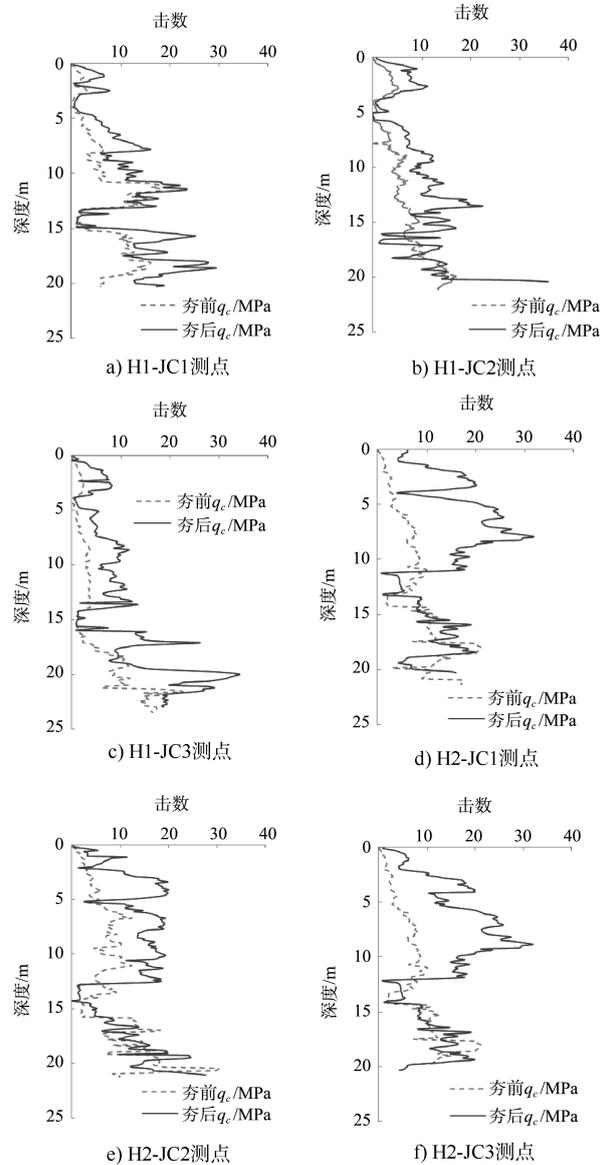


图 6 强夯前后静力触探试验曲线

3.2.3 平板载荷试验

5 000 kN·m 能级强夯后,在 H1 和 H2 试验区各选择 3 个点位,进行平板载荷试验(编号分别为 H1-J1、H1-J2、H1-J3、H2-J1、H2-J2 和 H2-J3),压板面积为 2 m²。根据 6 个点位的平板载荷试验结果,3 个载荷试验点均加载至最大加载量 400 kPa, $p-s$ 曲线没有出现陡降, $s-lgt$ 曲线无明显弯折,均没有加载至破坏。根据规范,缓变形 $p-s$ 曲线时,地基承载力特征值取 $s=0.01b$ 对应的荷载,且不大于最大加载量的一半,判定地基承载力特征值为 200 kPa。强夯后载荷试验曲线如图 7 所示,载荷试验结果统计结果见表 7。由此可知,强夯加固处理后的地基承载力和压缩模量达到了工程设计要求。

表 7 平板载荷试验结果

试验区	试验点号	最大加载量/kPa	最终沉降量/mm	地基承载力特征值/kPa	E_0 计算值/MPa	E_s 建议值/MPa
H1	H1-JZ1	400	11.21	200	49.57	25
	H1-JZ2	400	9.96	200	80.00	
	H1-JZ3	400	4.15	200	63.51	
H2	H1-JZ1	400	13.36	200	48.3	24
	H1-JZ2	400	10.51	200	56.2	
	H1-JZ3	400	12.37	200	50.0	

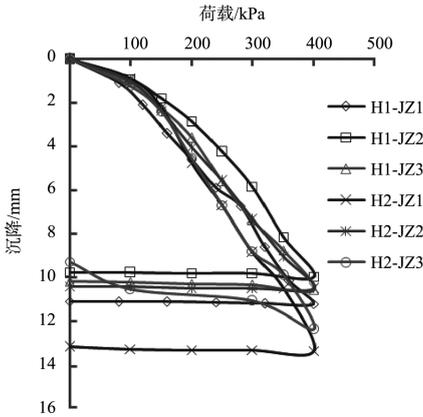


图 7 强夯处理后载荷试验曲线

3.2.4 强夯试验结果综合分析

2 个试验区经过 5 000 kN·m 能级强夯处理后, 根据强夯前后标准贯入试验、静力触探和平板载荷试验检测结果综合分析, 得到以下结论:

1) 浅层土地基承载力特征值和模量主要以载荷试验确定, 深层土地基承载力和模量主要以标准贯入试验和静力触探试验确定, 所以浅层地基承载力特征值取载荷试验结果。本区域地基承载力特征值与压缩模量分层统计建议值见表 8, 地基承载力得到了明显的提高。

2) 根据标准贯入和静力触探方法对强夯前后的检测结果比较, 综合判定本区强夯有效加固深度为 10 m。

3) 有效加固深度范围内砂土液化可能性已消除。

表 8 地基承载力特征值与压缩模量分层结果

试验区	土层	土层深度/m	f_{ak} 建议值/kPa	E_s 建议值/MPa
H1	粉细砂	0~5	200	25
	中砂	5~7	220	24
H2	粉细砂	0~4	200	24
	粉细砂	4~7	230	24

4 结论

1) 经过现场试验发现无填料振冲法加固对本场地的砂土处理效果较差, 场地不适合采用该方法来进行地基处理。

2) 使用强夯法对地基处理后, 土体工程特性明显改善, 地基承载力和压缩模量得到提高, 液化可能性得到消除, 强夯法适合本工程地质条件下的软弱地基处理。此外, 5 000 kN·m 能级强夯有效加固深度为 10 m。

3) 场地中分布的软土夹层的存在导致该深度范围内夯后地基承载力和压缩模量有所减小。

4) 可根据不同类型建筑物对地基承载力和压缩模量的要求, 选择更高能级进行强夯试验, 从而达到设计要求和优化强夯施工参数。

参考文献:

[1] 周健, 王冠英, 贾敏才. 无填料振冲的现状 & 最新技术进展[J]. 岩土力学, 2008, 22(1): 37-42.

[2] 周健, 贾敏才, 池永. 无填料振冲法加固粉细砂地基试验研究及应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2003, 22(8): 1 350-1 355.

[3] 周健, 胡寅, 林晓斌, 等. 粉细砂的室内无填料振冲试验研究[J]. 岩土力学, 2003, 24(5): 790-794.

[4] 叶观宝, 苒红涛, 徐超, 等. 无填料振冲法在液化粉细砂中的应用研究 [J]. 岩土工程学报, 2009, 31(6): 917-921.

[5] 何开胜, 过兴发. 吹填粉细砂的无填料振冲密实试验与工程应用[J]. 岩土力学, 2012, 33(4): 1 129-1 133.

[6] Menard L, Borioise Y. Theoretical and practice aspects of dynamic consolidation [J]. Geotechnique, 1975, 25(1): 3-18.

[7] 地基处理手册编写委员会. 地基处理手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1995. (本文编辑 郭雪珍)