

强夯技术处理饱和土地基的试验研究

石名磊 邓学钧 钱明权 李文圣

(东南大学岩土工程研究所,南京 210096)

摘要: 根据强夯加固饱和土地基的机理,依托一工程实例,以及强夯效果检测的实测数据,系统研究了饱和粘性土地基强夯后的强度特征.在强夯检验中,采用了原位和室内试验测定强夯后土的强度和压缩性,并对试验数据进行了统计分析.原位试验指标的随机特性采用左截尾正态分布的概率密度函数来描述.根据结构可靠性分析原理成功地提出了地基土失效点概率的概念,并将其应用于强夯加固效果的综合评定.最后,对强夯加固饱和土地基失败的原因进行了分析,并对强夯地基强度随时间的增长而增长,即时效性这一新的领域进行了初步探讨.

关键词: 强夯;效果检测;失效点概率;时效性

中图分类号: TU441.6 **文献标识码:** A **文章编号:** 1001-0505(2001)03-0015-05

强夯法是法国 Menard 技术公司于 1969 年首创的一种软弱地基加固技术.强夯法加固地基的 3 种机理是动力密实、动力固结和动力置换,它们的发挥取决于地基土的性质和强夯的施工工艺.当强夯技术应用于饱和粘性土地基时,加固机理是基于饱和土的“劲力固结”.Menard 根据饱和土经受强夯后产生数十厘米瞬间变形的现象,提出了一个与太沙基的静力固结模型不同的水-弹簧动力固结模型.对于饱和粘性土,强制压缩和振密,更主要的是夯击能量的转化将导致其地基土体的液化和结构的破坏、地基土的渗透性提高与固结致密以及结构强度的触变恢复.

1 强夯检测方法

强夯技术虽然在实践中被证实是一种较好的地基处理方法,但时至今日,对强夯机理认识尚不充分,设计方法更不完善.因此,大面积强夯施工前,仍应选择不小于 400 m² 的场地进行现场的试夯.通过对试夯效果的现场检测,取得设计参数,并判定强夯效果.因此,强夯效果的检测在强夯应用中十分重要.

强夯效果的检测,本文用的是常规试验方法,包括原位触探、室内土工试验和原位载荷板试验.常规触探有标准贯入试验(standard penetration test, SPT)和静力触探试验(cone penetration test, CPT).Stevens 等^[1]根据美国开垦局的一系列试验,就其他岩土测试新技术在强夯地基效果检验中的应用进行了讨论,并列举了目前可行的非常规检测试验方法(见表 1).国内实际应用中,可参考 Stevens 列举的各类方法,以推进这类新技术的进一步发展.

表 1 强夯效果测试技术一览表

中文名称	英文名称	英文缩写
杯式贯入试验	beaker penetration test	BPT
钻孔剪切试验	borehole shear test	BST
麦纳旁压仪试验	menard pressuremeter test	MPT
岩石径向膨胀法	rock dilatometers	
台阶式叶片试验	stepped blade test	SBT
自进式旁压试验	self boring pressuremeter test	SBMPT
平板式膨胀测法	flat plate dilatometer	DMT
面波谱分析	spectral analysis of surface waves	SASW
地球物理核子测试	nuclear borehole geophysics	
地震 X 线断层摄影法	seismic tomography	
钻孔声测试验	borehole sonic logging	
应力监测	stress captors	

2 实例介绍

2.1 工程简介

南京某物流中心集装箱堆场的地基处理采用了强夯技术,处理后的地基承载力设计值为 120 kPa.该

场地属于岗地-掩埋冲沟地貌类型,且经过长期的人工改造.经勘探揭示,地下水埋深不到 2 m,该场地 11.7 m 以浅的地基可划分为 3 层:

① 填土层 平均厚度 2.5 m,粉质粘土为主的素填土,松散且不均匀.该层表面分布有一层平均厚度为 0.86 m 的杂填土,主要由粉质粘土混建筑垃圾组成,松散且不均匀.

② 饱和粉质粘土层 平均厚度 5.0 m,较均匀,处于可塑-流塑状态.

③ 强风化泥质砂岩 在本文中为不可压缩层.

作为集装箱堆场,在保证地基强度稳定的条件下,首要的是减少场坪在外载作用下的不均匀沉降.因此,设计采用了强夯技术,主要加固层为上述①层、②层土.强夯设计参数为:单锤夯击能为 1 000 kN·m,夯距 4~5 m,分 2 遍夯击,单点累计夯 8 击.

2.2 检测结果

施工前,进行了一个点的单点夯试验,并采用 SPT 检测了试夯效果.图 1 为单点试夯的 SPT 锤击数 N 测试结果,其中淡色为夯前 SPT 锤击数 N ,深色为夯后的 N 值.在深度 $D = 2.3$ m 以浅,夯后的 N 有所降低,但该土层夯前的 N 值偏高,主要是因填土层不均匀、单点夯位置的个体特征不具代表性所致.在深度 $D = 2.3 \sim 4.3$ m 单点夯加固的效果比较明显, N 提高了约 40%;而在 4.3 m 以下,强夯的影响很小.尽管单点夯浅层的 N 值偏高,但仍暴露出 2 个明显的问题,一是场坪表面填土层的强夯效果甚至达不到加固前的强度水平;二是单锤夯击能的影响深度 $D < 4.3$ m,对饱和粉质粘土层②的底部(深度 D 为 4.3 m 至基岩顶面)加固作用不明显.

基于上述问题,在单点试夯之后,另选择了 2 块 20 m × 10 m 区域进行试夯.试夯区施工结束后 7 d,即进行了试夯区效果检验.图 2 为 SPT 试验结果,可以看出,试夯区浅层深度 $D < 2.3$ m 的锤击数 N ,平均值仅为 5~6 击,较单点夯的结果低.对于深度 $D > 2.3$ m 的土层,试夯区与单点夯的检测结果基本一致.

在试夯暴露出的问题尚未解决的情况下,强夯施工全面展开.强夯施工结束后间隔 7 d,采用了钻孔取样进行室内土工试验、SPT 以及轻型动力触探,对强夯效果进行了全面检测.工后 1 个月,进行了 4 组板宽为 1 m 的载荷板试验,除 1 组比较理想外,2 组的沉降较大,1 组强度失稳.由于上述各项检测结果未能达到预期效果,在强夯施工结束后约 50 d,再一次进行了 SPT 的检测,其中强夯后间隔 7 d 和 50 d 的 2 次原位触探的统计结果见表 2.

由表 2 可看出,施工后间隔 7 d 的 SPT 锤击数 N 的数学期望值,与试夯区的测试结果基本一致.7 d 时, N 的变异系数较大,即离散性大.而间隔 50 d, N 的测试结果,数学期望值有所提高,且变异系数明显减小.当土层深度 $D < 2.3$ m 时, N 的数学期望值增长了 12%;当深度 $D = 2.3 \sim 4.3$ m 时, N 的数学期望增长 20%;而当深度 $D > 4.3$ m 时, N 的期望值仅增长了 4%.因此,从强夯施工后地基强度时效性增长看,浅层(深度 $D < 2.3$ m)稍有增长;中部(深度 $D = 2.3 \sim 4.3$ m)的增长显著;而深度 $D > 4.3$ m 时,则增长不明显,这也再次证明强夯对这一深度的影响已较弱.

间隔 7 d 的室内物理指标试验结果与强夯前的对比分析见表 3.由表 3 同样可以看出,强夯后的浅层填土的性质指标非但没有提高,反而有所降低.但深度 $D = 2.3 \sim 4.3$ m 时,土层强夯效果良好,例如压缩性 a_{1-2} 降低了 1 倍.另一方面强夯后土层物理性指标的变化没有压缩性指标那样显著.

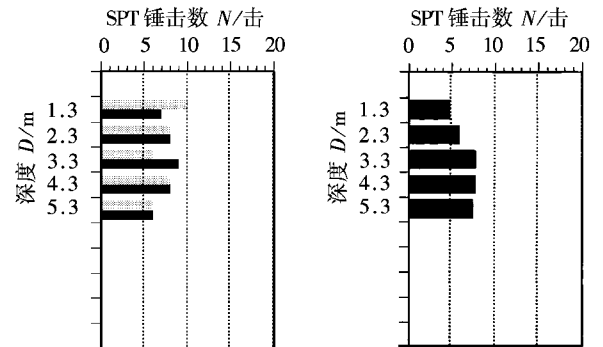


图 1 单点试夯 N 沿深度分布

图 2 试夯区夯后 N 沿深度分布

表2 强夯原位触探试验结果统计一览表

D/m	t = 7 d				t = 50 d	
	μ_N	V_N	$\mu_{N_{10}}$	$V_{N_{10}}$	μ_N	V_N
< 2.3	6.7	0.38	30	0.58	7.5	0.35
2.3 ~ 4.3	8.5	0.45	48	0.67	10.3	0.37
> 4.3	9.3	0.40			9.7	0.39

注:表中符号 N 为 SPT 锤击贯入击数, N_{10} 为轻型动力触探锤击数, V 为变异系数 $\sigma = \mu V$.

表3 间隔7d物理性指标对比分析

指标	D < 2.3 m		D = 2.3 ~ 4.3 m	
	夯前	夯后	夯前	夯后
含水量 $W/\%$	23.93	24.01	26.09	24.73
湿重度 $\gamma/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$	19.93	19.21	19.37	19.55
孔隙比 e	0.69	0.75	0.77	0.74
饱和度 $S_r/\%$	87.10	94.16	92.96	93.74
液性指数 I_L	0.37	0.45	0.63	0.40
压缩系数 a_{1-2}	0.24	0.32	0.30	0.15

2.3 强夯效果的评定

根据本场地的设计承载力为 120 kPa 的要求,参照《建筑地基基础设计规范》^[2]可以得到 $N > 5$ 击, $N_{10} > 20$ 击即可满足设计要求.根据可靠性原理可以建立如下的功能函数^[3]:

$$Z = R_n - S_n \tag{1}$$

式中, R_n 为正态分布的强度随机变量,在本问题中分别表示强夯效果检测的锤击数 N 和 N_{10} 实测值; S_n 为应力随机变量,即检测结果的合格标准,对于 N 和 N_{10} 分别为 $S_n = 5$ 击和 $S_n = 20$ 击,且为常量.根据中心极限定理,可简单地假定表 2 中的随机变量为正态分布,并考虑到强度随机变量 N 和 N_{10} 的测试结果不可能为负的事实,强度分布函数在 0 点处采用了左结尾技术^[3](见图 3).定义 $N < 5$ (或 $N_{10} < 20$) 的失效点概率 p_f 为

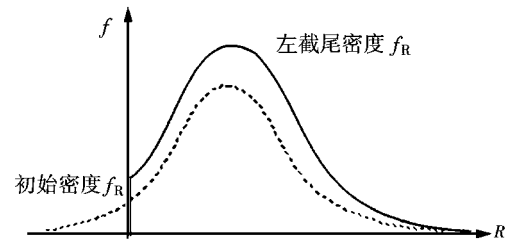


图3 强度密度分布函数的左结尾处理

$$p_f = P(Z < 0) = P(R_n - S_n < 0) = \frac{1}{1 - \Delta_0} \int_0^{\infty} f(R) dR = \frac{1}{1 - \Delta_0} \left(\Phi \left(\frac{S_n - \mu_R}{\sigma_R} \right) - \Phi \left(- \frac{\mu_R}{\sigma_R} \right) \right) \tag{2}$$

式中, $\Delta_0 = 1 - \int_{-\infty}^0 f(R) dR = 1 - \Phi \left(- \frac{\mu_R}{\sigma_R} \right) = \Phi \left(\frac{\mu_R}{\sigma_R} \right)$, 带入式(1)可以得到

$$p_f = P(Z < 0) = \frac{1}{1 - \Delta_0} \left(\Phi \left(\frac{S_n - \mu_R}{\sigma_R} \right) - \Phi \left(- \frac{\mu_R}{\sigma_R} \right) \right) = \frac{\Phi \left(\frac{S_n - \mu_R}{\sigma_R} \right) - \Phi \left(- \frac{\mu_R}{\sigma_R} \right)}{\Phi \left(\frac{\mu_R}{\sigma_R} \right)} \tag{3}$$

式中,标准差 $\sigma_R = \mu_R V_R$, $\Phi(x)$ 为标准正态分布函数.

根据表 2 的数据,采用公式(3)计算失效点概率,如表 4 所示.间隔时间 7 d,分别采用 2 种触探试验指标 N 和 N_{10} 计算,深度 $D < 2.3$ m 的土层的失效点概率 p_f 高达 25%,且 2 个指标的计算结果相当一致;深度 $D = 2.3 \sim 4.3$ m 的土层,2 种触探指标的结果亦接近, $p_f = 14.6\% \sim 16.9\%$;而深度 $D > 4.3$ m 的土层,根据 SPT 锤击数 N 可得 $p_f = 11.8\%$.同样,根据间隔时间约 50 d 的测试数据 N ,深度 $D < 2.3$ m 的土层, p_f 降低到 16.9%,约为 7 d 失效点概率的 68%;深度 $D = 2.3 \sim 4.3$ m 的土层, p_f 下降到 7.9%,仅为 7 d 的 47%;但深度 $D > 4.3$ m 时,失效点概率变化(降低)不大.

根据统计原理与可靠性概念处理检测数据,不同测试指标得到的失效点概率的结果相当一致.这一方法概念清楚,易于综合判定强夯加固的效果,失效点概率的计算分析与前面的直接分析结论相一致.

表4 各土层失效点概率 p_f 可靠性分析一览表

时间 t/d	深度 D/m	S_n / 击	$\frac{S_n - \mu_R}{\sigma_R}$	$-\frac{\mu_R}{\sigma_R}$	Φ (④)	Φ (⑤)	$\Phi(-⑤)$	P_f
①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨
< 7	< 2.3	20	- 0.574 7	- 1.724 1	0.282 7	0.042 3	0.957 7	0.251
< 7	2.3 ~ 4.3	20	- 0.829 2	- 1.492 5	0.203 5	0.067 8	0.932 2	0.146
< 7	2.3	5	- 0.667 7	- 2.631 6	0.252 2	0.004 2	0.995 8	0.249
< 7	2.3 ~ 4.3	5	- 0.915 0	- 2.222 2	0.180 1	0.013 1	0.983 3	0.169
< 7	> 4.3	5	- 1.155 9	- 2.500 0	0.123 9	0.006 2	0.997 9	0.118
约 50	2.3	5	- 0.952 4	- 2.857 1	0.170 5	0.002 1	0.997 9	0.169
约 50	2.3 ~ 4.3	5	- 1.390 7	- 2.702 7	0.082 2	0.003 4	0.996 6	0.079

约 50

> 4.3

5

- 1.242 4

- 2.564 1

0.107 0

0.005 2

0.994 8

0.102

3 原因分析和地基强度增长的时效性

本工程强夯效果不尽人意的原因,与地基土的性质和地下水位较高有关.粘性土或粘性土为主的填土层,在地下水位很高时,强夯加固的机理不完善,实际应用中成功与失败的实例都存在.因此,Vernon R Schaefer^[1]指出,对于这一类情况,如采用强夯加固,回填块石(或其他透水性良好的颗粒材料)形成大直径的置换柱体是十分重要的.郑颖人^[4]对这类地基,强夯加固的机理和工艺进行了研究,提出了浅层粘性土强夯效果不明显的实例,与本文情况十分相似.同时,强调了饱和粘性土地基强夯处理时,应认真考虑地基的垂直排水和水平排水设计.根据本文的测试结果,可以就浅层饱和粘性(填)土的强夯机理与正常土进行对比(见图4).强夯施工中面波的破坏作用,土中孔隙水压力的居高不下,是导致浅层饱和粘性土加固效果较差的直接原因.

鉴于上述,笔者强调饱和粘性土地基的强夯处理,一是必须重视地基中的垂直排水和地表的水平排水,孔隙水压力在强夯过程中的“居高不下”并不是问题的核心,而孔隙水压力的“不下”才是粘性土强夯失败的症结所在.二是充分认识地基表面垫层的重要性,必要时运用动力置换在表层土中形成透水性材料的柱体,既利于排水又促进表面硬壳层的形成.三是以科学的态度对待试夯的结果,试夯中暴露出的问题绝不能带到后续的主体工程中,否则失败是必然的结果.

强夯的影响深度一般可根据 Menard 公式修正后,按下式计算:

$$D = n \sqrt{WH} \quad (4)$$

式中,修正系数 $n = 0.3 \sim 1.0$.根据本文的实测数据,影响深度 $D < 4.3 \text{ m}$,单锤夯击能为 $1\,000 \text{ kN} \cdot \text{m}$,可以反算得到 $n < 0.43$.这与粘性土(或粘性填土) $n \leq 0.4$ 的结论^[1]基本吻合.

强夯加固后的地基强度增长的时效性是一个十分重要的课题,上述检测 7 d 和 50 d 的检测结果,以及失效点概率分析均清楚地表明,强夯加固后的时间间隔对地基强度的增长影响显著.Lukas^[5]指出,并不是像想象的那样,孔隙水压力的消散,或土体的主固结导致强夯后地基强度随时间的增长而增长.Schmertmann^[5]根据 CPT 测试和孔隙水测试,验证了非粘性的细砂地基在强夯后不到 1 d,超静孔隙水压力即消散为零,主固结已经结束,但地基强度却在之后相当长一段时间内(约 80 d)连续增长.强夯后,地基强度的时效性增长与夯后短期($\leq 15 \text{ d}$)的测试结果相比较,可提高 50% ~ 200%.并且 Dise^[5]进一步认为,非粘性土强度增长的时效性比粘性土似乎更加显著.West^[5]根据 PMT 试验结果,验证了某粘性土地基强夯结束 150 d 之后直至 5 年(未加载情况下),地基强度的时效性增长仍在发挥作用.

粘性土的次固结(secondary consolidation)理论和非粘性土的颗粒联结(re-cementation)作用均被用于解释强夯后地基强度增长的时效性工作机理,但与实测结果相对照仍不够充分.因此,Schmertmann^[6]提出了一种新观点,即孔隙水压力消散完成,渗透固结结束之后,由于土粒间弓架(arching)作用,使得原本由土孔隙承担的那部分荷载,随时间逐渐地由孔隙向着土粒骨架(fabric skeleton)流动,而土强度因此得以提高.

总之,不论对何种土,强夯后地基土强度增长的时效性均十分显著,且周期长,远超过孔隙水压力消散的主固结时间.此外,对于碎石桩等加固技术,工后地基强度时效性增长与强夯时有类似的机理.因此,对于不同的加荷条件应分别考虑.例如对于强夯抗液化处理,液化产生的地震条件,短期内发生的概率极小,强度时效性增长应考虑得充分一些,可按短期强度提高 100% ~ 200% 来考虑;对于一般工程,可按 50% ~ 100% 增长考虑;而对于一些快速加荷载的工程,这一时效性增长的取值应十分慎重,甚至不予考虑.

4 结束语

本文根据强夯工作机理,就一个强夯法应用于粘性(填)土地基加固的实例进行了分析,得出如下结

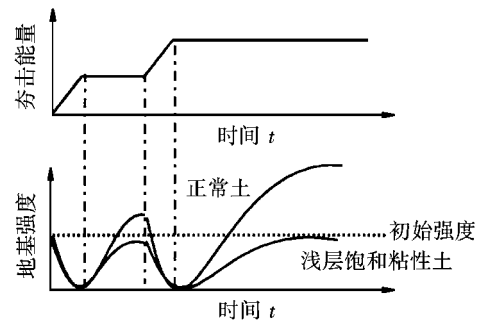


图 4 粘性土强夯机理的对比分析

论:

1) 在饱和条件下,强夯对表层粘性(填)土的破坏作用占优,加固效果不明显,甚至处理后的强度低于初始强度.

2) 强夯效果检测是该方法应用的技术基础,尤其是饱和粘性(填)土地基.试夯中暴露的问题必须解决,否则会造成强夯工作效率的降低,直至失败.

3) 可靠性理论应用于强夯地基效果检测结果的分析,概念清楚,宜于应用.原位触探指标失效点概率已成功应用于地基强夯效果的综合评定.

4) 粘性(填)土地基强夯加固,水位较浅时,排水设计至关重要.

5) Menard 的公式用于确定强夯影响深度简单合理,对于粘性(填)土,修正系数按 $n < 0.4$ 取值是合理和安全的.

6) 强夯后地基强度随时间的增长而增长,往往在主固结完成之后,且不论砂性土还是粘性土均具有这一效应,这是一重要的研究课题.进一步研究,有助于利用这一时效性强度增长最大程度地发挥强夯的效率.

参 考 文 献

- 1 Vernon R Schaefer. Dynamic compaction. In: Vernon R Schaefer, ed. Ground Improvement/Ground Reinforced/Ground Treatment Developments 1987~1997, Geotechnical Special Publication No.69. Virginia:ASCE, 1998. 3~26
- 2 中华人民共和国原城乡建设环境保护部.GBJ7—89 建筑地基基础设计规范.北京:中国建筑工业出版社,1989.76
- 3 Robert E Melchers. Structural reliability analysis and prediction. England: John Wiley & Sons Ltd, 1999. 15~25, 528~330
- 4 郑颖人,陆新.强夯加固软粘土地基的理论和工艺研究.岩土工程学报,2000,22(1):18~22
- 5 Lukas R G. Delayed soil improvement after dynamic compaction. In: Vernon R Schaefer, ed. Ground Improvement/Ground Reinforced/Ground Treatment Developments 1987~1997, Geotechnical Special Publication No.69. Virginia:ASCE,1998. 409~420
- 6 Schmertmann J H. The mechanical aging of soils. Journal of Geotechnical Engineering ASCE,1991,117(9):1288~1330

Experimental Study on the Dynamic Compaction to Improve Saturated Clay

Shi Minglei Deng Xuejun Qian Mingquan Li Wensheng

(Institute of Geotechnical Engineering, Southeast University, Nanjing 210096, China)

Abstract: On the basis of the mechanical theory of dynamic compaction to improve saturated clay, the strength characters of the clay improved by dynamic compaction are discussed systematically from one case history and the results of verification test. Both in situ tests and laboratory tests were used to measure properties of the soils such as the strength and compressibility improved by dynamic compaction, and the values of the tests are analyzed statistically. The indexes of field tests were represented by the normal distribution probability density function for its values to truncate it below zero. The probability of failure spots in the ground is successfully proposed based on the principle of structure reliability analysis to estimate synthetically the quality of the soft soils improved by dynamic compaction. Finally, the cause responsible for the failure in the saturated clay improved by dynamic compaction is presented, and the strength gain of dynamically compacted soils with time, called the aging effects, as a new problem is discussed primarily.

Key words: dynamic compaction; verification testing; probability of failure spots; aging effects