

强夯法加固地基的应用研究

——景德镇铁路旅客站房高填土地基处理

彭 苏 惠

(建工系)

摘 要

采用强夯法加固建筑物软弱地基是一项地基处理新技术。本文结合直接参加的一系列地基处理的经验,以景德镇铁路旅客站房地基强夯处理实例,阐述地基应用强夯法处理的基本原理;对施工机具、施工设计流程、试验方案选择与制定、各项原位测试资料的分析、施工参数选择、经济效益以及施工方案等,都作了具体、细致的研究和探讨,为正确地、合理地应用和推广强夯法提供参考。

一、概 述

强夯法*是将7—10吨,甚至上百吨的重锤从几米至几十米的高处,自由下落,对土进行强力夯实。由于强夯时产生的巨大冲击能在土中出现冲击波和动应力,可使土中孔隙压缩;土体局部液化;击点周围产生裂隙,形成良好排水通道等现象,从而降低土的压缩性;加夯土层固结,并提高其承载力,来满足工程设计的需要。

强夯的影响深度, L.Menard*推荐用以下经验公式计算:

$$H \leq M \cdot h$$

H——加固深度,米

M——锤重,吨

h——落距,米

根据国内强夯工程的实践,可将公式修改为:

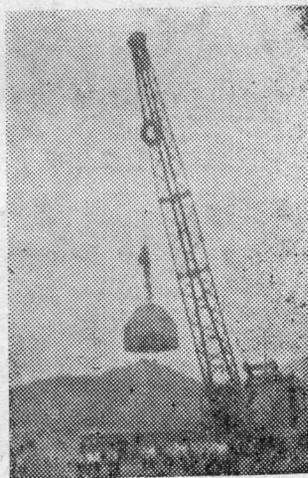
$$H = K \cdot M \cdot h$$

K是<1的修正系数,其值与土的物理力学性质及地下水的埋深密切相关,供参考的经验值为:

砂土地基 $K = 0.6 - 0.8$

粘性土地基 高水位 $K = 0.6$

低水位 $K = 0.7$



照片1

*强夯法英文称Dynamic Consolidation, 日文称《动压密工法》

*L.Menard路易·梅那, 法国人, 1970年创始强夯法

本文于1984年6月15日收到

高填土地基

$K = 0.9$

黄土地基

$K = 0.5 - 0.9$

强夯加固地基所使用的设备极为简单,只需起重机、夯锤和自动脱勾装置。本工程使用的起重机为国产W1001,15吨履带吊,配16米起重臂;夯锤为钢板壳内浇钢筋混凝土园底锤,底面直径为2米;脱勾装置是采用江阴振冲器厂生产的自动脱勾器。

因强夯法在理论上不够成熟,没有完整的设计理论和设计方法,故强夯施工中的一些参数,如夯击点距离、夯击遍数、每遍间隔时间、总夯击能的选用等,均需照工程要求、土质条件、以及配合一定数量的测试工作来确定和调整,同时应检验其加固效果。故强夯法是测试、设计与施工必须密切结合的地基加固方法,它的工作流程按图1的顺序进行考虑。

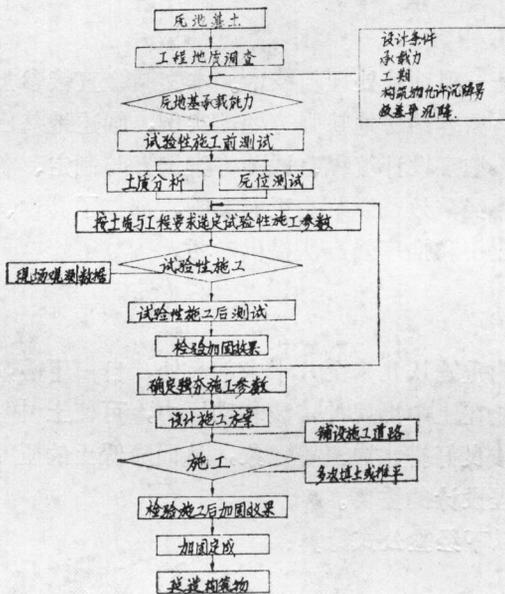


图1强夯法处理地基程序图

表填新填土于76至79年9分数次用推土机、铲运机铺填,未经分层碾压,其中部较薄,约3米左右,两侧可达8米以上;下面的老填土于1937年填筑,中部最厚处可达5米,南、北两侧渐趋尖灭,北侧有人工弃土厚2米。填土下是第四纪冲积层夹有冰水沉积层,其下为基岩。工程区的地质条件可详看图2。

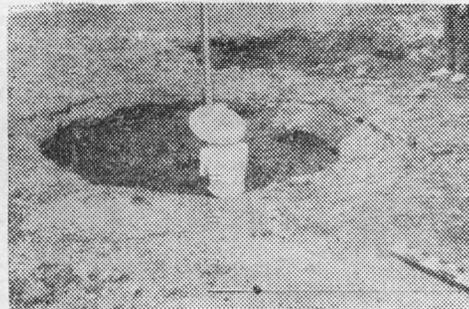
以上述地基土的分层、厚度与物理力学性质来对照构筑物对地基的要求,明显地看出提高表层新填土的强度,降低其压缩性是本工程地基加固的主要目的。

强夯法加固地基的优点是:机具简单、原理直观、适应范围广、效果好、速度快、费用低;缺点是原理不够成熟,必须配合一定数量的测试,另在施工中产生噪音和振动对周围环境有影响。

二、工程要求及地质条件

景德镇铁路旅客站房为皖赣铁路的区段站它占地面积八千余平方米,中部广厅和南、北候车厅,以及东侧的车站办公楼等站房主体的基础设计要求地基承载力为16吨/平方米;两侧行李房、售票厅要求地基承载力为12吨/平方米(见图2)。

整个站房座落于高镇土地上,填土区地形平坦。填土可分为新老两层:



照片2

三、强夯试验

图3 I区综合工程地质柱状图*

为探索强夯法对此项工程地基土加固的可行性, 检验强夯加固后所产生的效果, 以及确定大面积强夯加固施工时的诸参数等目的, 在工程试工之前, 于现场划定两块新填土厚薄有显著差异的典型地区进行了强夯试验。工区设于新填土较薄, 厚度约为3米的地段, II区设于新填土厚达8米处, 两试区面积均选用12×12平方米(见图2)。

本试验除为工程地基处理设计提供可靠的依据外, 亦为积累经验、推广强夯技术与深入研究强夯理论提供资料。故在试验中对地面变形、深层侧向位移、夯击振动、动孔隙水压力等动态作了测定, 并进行强夯前、后静力触探、标准贯入、旁压试验等原位测试和载荷试验。各测点的平面布置位置如图4所示。

试验中按填土土质、建筑物对地基的要求与15吨履带吊的最大起吊能力, 所选定的各试验施工参数列于表1。试验分三个阶



*地质柱状图按 79 年 3 月 2 日, 设计院编孔, 经试验室测定资料编制。

表1 试验施工参数表

强 夯 试 区		试 区	单 点
夯 击 面 积	试区面积 (米 ²)	144	3.14
	实夯面积 (米 ²)	50.24	10
锤 重 (吨)		10	10
落 距 (米)		10	10
满 落	重 (吨)	10	10
	落 距 (米)	4	4
夯 击 击 数		8	12

单击夯击能(吨·米)	100	100
第一遍夯击总能量(吨·米)	6400	9600
第二遍夯击总能量(吨·米)	6400	
第三遍夯击总能量(吨·米)	1834	
总夯击能量(吨·米)	14634	9600
单位面积夯击能量吨/米 ²	268	3057
试区平均面积夯击能量吨,米/米 ²	106	3057
设计夯击点间距(位置见图5)	两遍均为6×6平方米方型相间	实际间距为3米
拟加固土层	3—8米新填土及下	同左侧
	部0—5米老填	

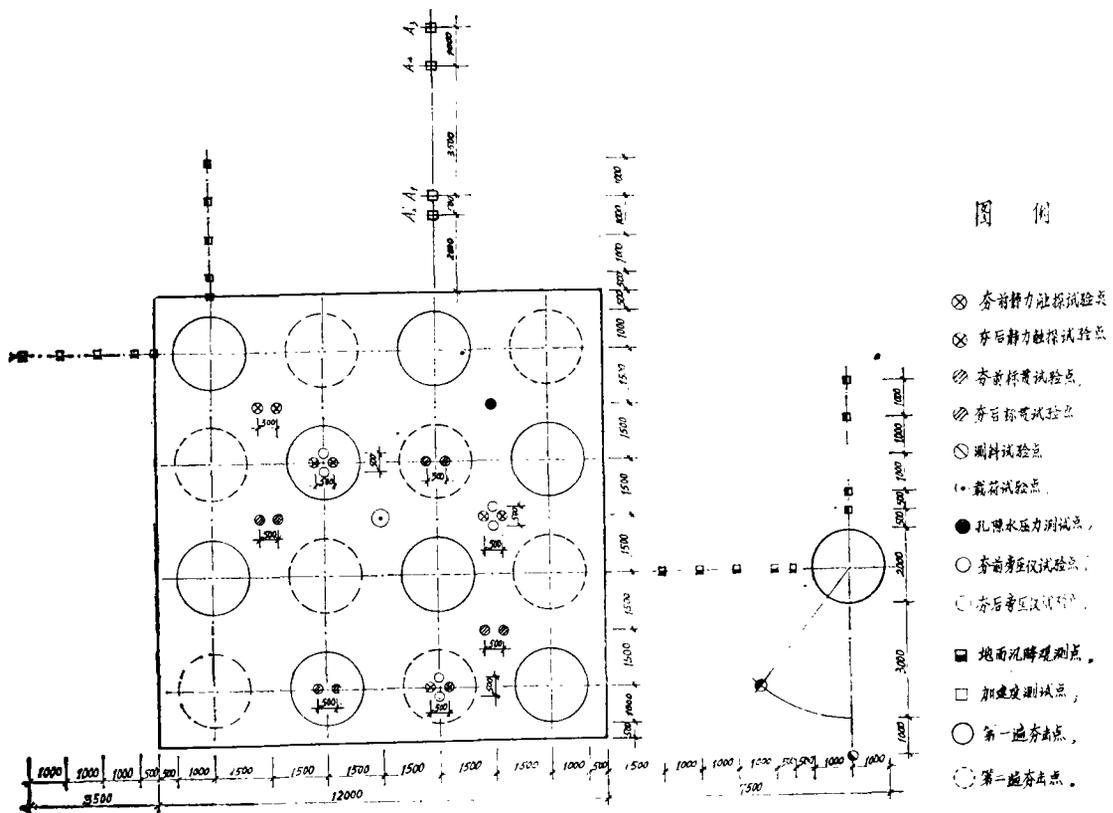


图4.1 II 试验区各测试点、夯击点平面布置图 1:100

段进行, (1) 夯前勘测、埋设测标, (2) 试验施工, 动态观测, (3) 夯后勘测, 其程序及进度见表2

表 2

强 夯 试 验 进 度 表

工 作 内 容	进 度 安 排 (周)						
	1	2	3	4	5	6	7
1.清理现场、测量设标	—						
2.夯前勘测	—	—					
a.静力触探	—						
b.标准贯入、取样	—						
c.旁压试验	—						
d.载荷试验	—	—					
e.钻孔埋设测斜管		—					
3.单点夯击		—					
4.第一遍群点夯击			—				
5.第二遍群点夯击				—			
6.满夯				—			
7.夯击中各动态观测			—	—			
a.地面沉降测量			—	—			
b.深层侧向位移测定			—				
c.孔隙水压力的测定				—			
b.夯击振动加速度测定				—			
8.恢复期					—	—	
9.夯后勘测,内容同 2						—	—

*扣除非工作日

四、试验结果分析

1.夯击点及周围土体变化情况

夯击点沉降量是每夯一击后,直接测量夯击坑深度求得。分析 I、II 试区及单点各击瞬时沉降量,可得知每击沉量是随击数的增加而减少(如图 5 所示),数击后累计总沉量随夯击数的对数增长而增长,其计算公式可表示为

$$D_n = D_2 + D_2 \zeta^n$$

D_n ——击后预计总沉降量

D_2 ——工击后累计沉降量

n ——计划锤击数

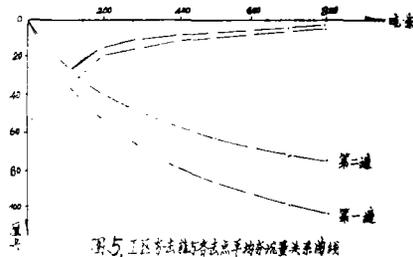


图5. I区夯击能与夯击点平均夯沉量关系曲线

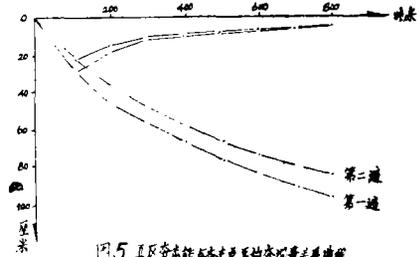


图5. II区夯击能与夯击点平均夯沉量关系曲线

I区第五击夯后沉量均小于7厘米，6击为首击沉量的16.5%，而渐趋稳定。II区各击沉量的变化与I区显著不同，首击沉量均小于I区，而后各击沉量又大于I区，直到第七击后才渐稳定，而八击仍为首击沉降量的25.5%。这反映了新填土的厚度与新填土下伏老填土各项工程指标的差异性。

夯击后，夯击点周围形成如照片一所示的以夯击坑为中心的宽广漏斗。这种变形形态表明，强夯不仅使夯击坑造成下沉，使土层密实；同时，强大的夯击能并未引起夯击坑周围土体的隆起，反而使其振密。

夯击点周围土体的变化是通过离单点中心1.5米、2米、3米、4米、5米的地面变形观测桩的测量获得，按观测桩的变形可计算出I、II区单点的下坍量分别为2.28米³、2.09米³。

夯击坑内的夯沉体积可按实测资料标出：I区单点是5.19米³，II区单点是5.70米³。

夯击点的有效夯实量与夯击坑体积百分比为：I区单点： $(5.19 + 2.28) / 5.19 = 144\%$ ，II区单点： $(5.70 + 2.09) / 5.70 = 137\%$ 。这种情况说明，强夯法对此类填土是卓有成效的。在两个试验区三遍夯击中，分别推平后，测其平均沉降量及累计沉降量列于表3。经计算试区有效夯沉量亦超过夯击坑体积的总和，约为107.3%。

在试验中，还作了数个相邻夯击坑，夯击时坑底的回弹测定，最大值为6毫米，最小2毫米，故完全可以忽略。

表3 试区沉平均降量及累计沉降量

遍数	试验区	I 区		II 区	
		平均沉降量	累计沉降量*	平均沉降量	累计沉降量*
1		0,286	0,286	0,200	0,200
2		0,164	0,450	0.182	0.382
3		0.068	0.518	0.111	0.493

侧向位移是通过两试点区离单点中心4米及5.5米呈同心圆状的观测点测定，共四个点，分别埋设柔性特制的塑料测量管。每两击后使用测斜探头（传感器）沿量测管移动，并通过静态应变仪测定。从图6侧向位移曲线中，可看出夯击后深层侧向移动的水平影响范围可超过4米，深层位移量最大的是在夯击坑底3—5米深处。离夯击坑中心5.5米处的量测管已不反映有向两侧挤压的位移，于6—7米处反而有倾向夯击坑中心的微量位移。这是因土层震密而产生，其深度与上部测斜管位移方向互为因果，这也与夯击坑周围地面下沉特点是一致的。



3. 试验区地基土原位测试结果

(1) 标准贯入试验 两试区分别于夯击坑底及夯击坑间布置2孔，在夯击前、后进行标准贯入试验。其结果是：影响深度坑底及坑间皆可达8米左右，坑底的平均增长率高于坑间，它们的增长率见表4。

(2) 静力触探实验 静力触探的布置原则与标贯一致，仅位置不同。从各测点H—P_s曲线中反映出影响深度亦为8米左右，8米以内的平均增长率为87.5%。

(3) 旁压试验 旁压试验在我国应用的时间比较短，目前各

表4 标准贯入试验增长率表

试 区		不 同 深 度 增 长 率 %			
		3 米	5 米	7 米	平 均 值
I	击 坑 底	525	85	-6.2	200.1
	击 坑 间	375	109	6.2	163.4
II	坑 底 击	250	75	20	114.8
	击 坑 间	150	25	40	71.7

种型号旁压仪的测试结果不太一致，且尚无规范查阅，为此旁压仪测点位置是与静力触探一致的，可起互检作用。另作为强夯前、后的对比，还是很有价值的。因Py—1型旁压仪钻进设备差，故测试深度受到限制。其结果表明深度4米以内的填土承载力有显著提高，承载力平均增长达240%压缩模式量平均增长达205%

(4) 载荷试验 为了提供更可靠的设计依据，分别在I区夯后及II区夯后，于坑底间作了载荷试验。试坑深1.9米，承压板为圆形，底面积2500平方厘米，加荷总重量各不相同，每级荷载采用0.5公斤/平方厘米。其稳定标准为连续2小时，其沉降量小于0.2毫米为趋于稳定。按控制沉降量即s/b=0.02进行计算，其承载力及变形模量的变化及增长率见表5。

(5) 综合分析 以上分别阐述了各项原位测试，坑底间地基强度增加的增值。现以II区为代表，汇总各项原位测试的不同深度增长百分率，绘制出夯前、后增长率对比图7，它

表5

载荷试验结果表

I 区	承载力	变形模量	II 区	承载力	变形模量
	σ_A (K/gCm ²)	E_0 (K/gCm ²)		σ_A (Kg/Cm ²)	E_0 (Kg/Cm ²)
夯前			夯前	1.0	37.8
夯后	5.0	202.4	夯后	5.5	225.4
增长率			增长率	450%	496.3%

清晰地反映了各项指标的增长率大体相类似，静力触探与标准贯入，旁压试验与载荷试验又分别更为一致些，其影响深度可达7—7.5米。

其强度的变化情况，则因在这些原位测试中，除旁压试验与载荷试验以承载力表示外，标准贯入是 $N_{63.5}$ 锤击数表示，静力触探是以比贯入阻力 P_s 值表示。现仍以II区夯前、后载荷试验为依据，求得标准贯入与载荷试验获得的承载力之间的相关公式为：

$$[R]_{63.5} = (N_{63.5} - 1.8) \times 1.92$$

$[R]_{63.5}$ ——标准贯入试验计算出的承载力

$N_{63.5}$ ——贯入30厘米的锤击数

求得静力探与载荷试验的相关公式为：

$$[R]_{\text{静探}} = (P_s - 1.5) \times 0.53$$

$[R]_{\text{探静}}$ ——静力触探试验算出的承载力

P_s 静力触探比贯入阻力

图8是在典型基础上，以地基附加应用曲线为评价前提，绘出强夯前、后各项原位测试承载力及增值，它明显反映出强夯后不同深度的，各项测试的地基承载力皆能满足构筑物的要求(尚未考虑土自重压力的反作用)。

4. 强夯振动分析

强夯振动是采用预埋传感器，并通过动态应变仪及光线示波器测试的。传感器的埋设平面位置、深度与测定振动方向见图9。从振动加速度的记录显示为冲击波形，最大加速度出现在前半周或一周内，持续时间约0.15秒。其最大振动加速度与击数的

关系是加速度随击数的增加和土的密实而增大，其幅度则递减。最大加速度随测点至夯击点的距离迅速减少，其计算的公式可表示为(当夯击能为100吨米时)：

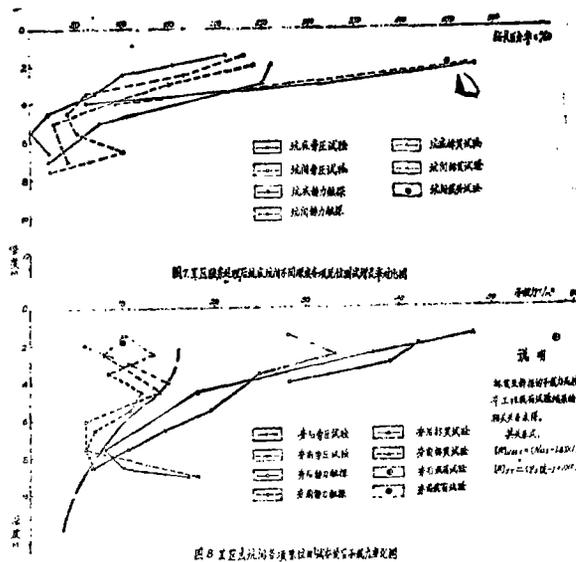


图8 某区某基础在强夯前后各项原位测试承载力对比图

地面 $a_{max} = 17500R^{-1.69}$

地下1米 $a_{max} = 9500R^{-1.69}$

a_{max} ——最大加速度，厘米/秒²；

R——测点离夯击中心距离，米。

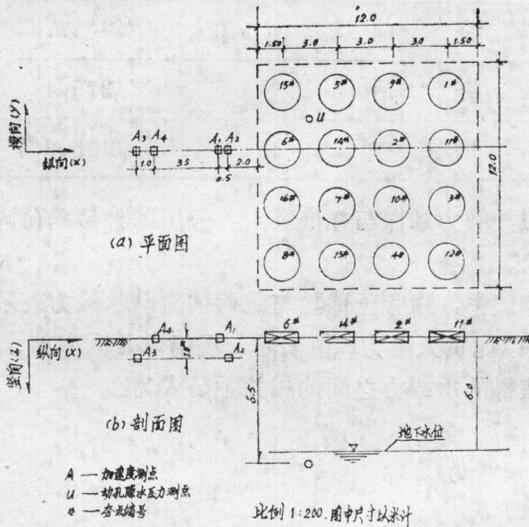


图9 II试区夯点及动态测试点布置图

从上述资料反映强夯引起的加速度值是相当大，但强夯振动所造成的振动破坏决不能单以加速度来衡量或套用地震加速度值来定级，因强夯引起振动的振幅小、周期短、振动延续的时间则更短，故其破坏性有限。

在试验中，为摸索强夯引起振动对实际建筑物的影响，于I试区边沿，离最近夯击坑中心2米处，用10号砂浆砌成高2米宽1米的一砖空斗墙，砌后第二天就开始夯击，历经三遍夯击后，墙身未见倒塌，仅向夯区微倾斜，墙顶2米高处的砖块向试区移动约15毫米（见照片二），墙体约有三分之一的砖块被松动（见照片三）。由此可见，强夯所引起的振动影响并不严重，它虽有一定的加速度，但影响范围小，衰减也很快，故对一般建筑物有10米的间隔即可。

5. 动孔隙水压力测定

动孔隙水压力的测定亦是采用预埋传感器的方法进行，由于地下水较深，只在6.5米处埋设了一个（见图9）。动孔隙水压力在头半周期出现最高峰值，经微小波动后趋稳定。由于连续夯击（各击间隔约2—5分钟）往往使前击动孔隙压力尚未完全消散之时，下击又进行，而形成动孔隙水压力的叠加。因土质渗透性能良好，故在停止夯击约20分钟后，动孔隙水压力基本上可完全消散。



照片2



照片4

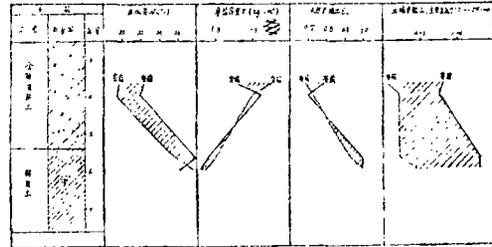
夯击时，离夯击中心距离R（米）的最大动孔隙水压力的计算关系式可表示为：

$$U_{m,x} = 2200R^{-4.9} \text{ (公斤/厘米}^2\text{)}$$

由动孔隙水压力的变化资料可得知强夯的影响深度可超过6.5米。但其增值小，消散迅速，故在各遍夯击过程中，可以不考虑动孔隙水压力消散时间问题。

6. 加固前、后土样物理力学性质对比

在试验中，夯前、后分别取土样对其主要土性指标进行分析。图10表示经过强夯后含水量、孔隙比、天然容重及压缩系数的改善情况。可以看出，土性指标改善的幅度远不如原位测试所示，这是因素填土夹大量碎石，取样困难和不当所引起，尤其对未经夯实的填土扰动后极敏感。



五、施工参数及施工方案设计

1. 几个参数的选取

(1) 最佳夯击能的确定 由于整个工程地段地下水位深为5米左右，且素填土又

夹有较多的碎石块，故夯击后孔隙水压力虽略有增加，但幅度极小、消散迅速，所以不必考虑孔隙水压力的增值变化。另填土的侧向位移量也甚小，并无隆起现象。故此工程最佳夯击能确定是以夯击后地表夯沉量变化来选定。图5中夯击能与沉量的关系曲线表明，5—6击后夯沉量明显减小，渐趋稳定，但两试区是有区别的。按工程设计要求及既有条件，选用10吨锤、10米落距，夯7—10击。

经实测及计算，预计沉降量为80厘米左右。填土的不均匀及两区的差别以最后两击下沉量<7厘米来控制。即夯6击后逐击进行测量，当达到上述要求则停止夯击。

(2) 夯击遍数及夯击点之间的间距 按要求加固填土的深度、原填土的物理力学性质以及各项不同位置夯前、后测试的增值与影响范围等，仍选用试验阶段三遍夯击的程序。夯击点间的间距作了调整。第一遍采用6米、7米两种间距，成6×6平方米及6×7平方米矩形，均匀分布于整个加固范围内，采用较大间距和均匀加固。这样，除达到加固深度土层和防止形成影响深度加固的屏幕层的目地外，还可以进一步探清填土的情况，并通过控制夯沉量的办法消除原填土的不均匀性，如发现严重地区可进而采取其它措施。第二遍是在第一遍夯击坑推平的条件下，重新测量确定夯击点位置，以4.2和4.6米两种夯击间距沿基础线分布或梅花形，用以加固基础下部及中部的地基土，进一步消除沉降、不均匀沉降和提高基土承载力。推平第二遍夯坑后，采取低夯击能的满夯，且一夯压半夯的方法进行第三遍夯击，加固因强夯夯击能造成的松动的上层地基土。

(3) 强夯加固范围 加固的范围据国内外资料的记载，是采用加固一个加固层厚度H来考虑，亦有用2H或 $\frac{H}{2}$ 的，视具体情况而定。在本工程范围内，两侧的新填土厚、中间

薄，且土质均未固结，故加固范围采用 $5-8$ 米，约为 $\frac{H}{2}-H$ ，实际加固范围超过加固层

厚度。

由于本填土的特性以及地下水位的埋深，各遍间可连续夯击，不必考虑各遍间歇时间的问题。

2. 施工技术要求

(1) 施工前需标定各夯击点地面位置，逐个进行夯击，地表可不铺砂石垫层，直接夯击。

(2) 使用10吨锤，落距10米，分三遍进行。第一、二遍间夯，每夯点原则上为7击；第三遍为满夯，落距改为4米，一夯压半夯；各遍间除必要的测量外，可连续操作，无需间歇。

(3) 夯前及第6击、7击后均测锤的标高，要求第7击沉降量不大于7厘米，否则要继续夯击，直至单击沉降小于7厘米为止。

(4) 各夯击坑夯击时，落锤中心错位不得超过20厘米。若夯击时坑底倾斜超过30度或夯击坑深超过1.2米，应回填平整才能进行下一次夯击。

(5) 夯击坑内或夯击场地必须及时排除积水。

(6) 每遍夯击后要推平，并进行场地平均下沉量的测量，可以20×20米方格网点进行。

(7) 强夯施工两星期后，可作轻便触探试验，检查效果，按加固面积数量不少于6

六、强夯法加固地基的经济效益

景德镇火车站旅客房迟迟未动工，地基与基础是老大难问题。按79年设计主体结构基础为300号钢筋混凝土预制桩方案，而两端单层建筑及雨廊部分采用砂柱。现经强夯加固处理后，均可采用钢筋混凝土浅基础，节约了三材。施工结束后，经详细核算，共节约工程费用23万多元，表6是几种方案的概算比较

表6 几种方案的概算比较

	(I) 桩基方案	(II) 分层碾压方案	(III) 参夸法	节约	
主要内容	中部广厅、两侧候车厅 四层办公楼皆打—156M 长予制钢筋混凝土桩、 钢筋混凝土承台，两翼 售票厅行李房下打砂桩	地基取用机械翻土(深度分3M、5.6M7.5M) 分层碾压夯实钢筋混凝土，柱基、基础梁带钢筋混凝土基础桩	地基采用全场强夯加固，基础采用钢筋混凝土杯形或阶梯型基础梁，带形基础地耐力取16T/M ²	指III方案与I、II方案比较的节约率	
造价	53.5 万元	52 万元	30 万元	42%—44%	
三材指标	水泥	445 吨	320 吨	140 吨	56%—68%
	钢材	132 吨	44 吨	20 吨	54%—85%
	木材	85 米 ³	50 米 ³	25 米 ³	50%—70%

七、结 论

1.通过本工程实践证明强夯法对夹层高填土的加固是卓有成效的。强夯法是解决高填土地区采用浅基础的有效途径。鉴于有强夯产生较大的夯沉量是数倍于结构的固结量；地基承载力的提高；大大降低了不均匀沉降；既简便又经济等优点，很值得推广。

2.强夯参数的选择是否合理是决定夯击效果的根本。必须防止无视工程要求，土质状态及试验结果，错误地认为夯击间距越密、夯击数越多，效果就越好的偏向出现。否则，不仅增加工作量，还使夯击效果受损，甚至形成橡皮土而失败。

3.对厚度、土性极不均匀的填土应采用一定夯击能量，对工程区作均匀化加固，是很有必要的，与此同时以控制最后两击夯沉量的控制指标，既可探明填土的不均匀性，又促使地基土在夯击的过程中均匀化。

4.本工程在试验中项目过于重叠，对为确定强夯施工参数，并进行施工设计为目的的一般工程，在施工试验（可行性试验）时，除地面沉降观测外，配有两项原位测试来鉴定效果即可。如 N_{20} 和旁压试验，静力触探和旁压试验或 ρ_{s0} 等，以便减缩试验期及试验经费。

本工程由省机械化施工公司施工，参加测试的单位有景德镇市设计院、省电力设计院、南京水科所、华东交通大学等。

参 考 文 献

- 1.潘千里 强力夯实法，1980年12月中国建研院情报所印
- 2.潘千里、朱树生、左名麒，高填土地区强夯法的试验与应用，建设技术通讯1979年8月。
- 3.钱征、王文奎，强夯法加固软土地基，1979年12月天津水运工程学会印
- 4.太原工学院土力学地基教研室，软土地基处理中孔隙水压力测定，1981年太原工学院情报室印
- 5.曹南鹤，强夯试验中的振动背景量，冶金建报1982年12月
- 6.潘千里、彭苏惠，强夯法处理杂填土地基的应用，江西建筑1982年第一期
- 7.专题情报资料，强夯法加固地基译文，1979年11月铁道部第三设计院印
- 8.L.Menard，地基动力固结，港工译丛1980年第一期
- 9.P.Cambin.梅纳尔强夯法，港工译丛1980年第一期
- 10.M.P.Moseteg. B.Cs Ioombe, In-Situ.treatment of clay fillq(Institution of Civil Engineerq London 1978 165—168
- 11.S.D.Ramaswamy. S.L.Lee. I.V.Davlan Dynamic Consolidation-d ramatic wag. o Streng-then Soil. Civi Bngineering. ASCE.APr 1981
- 12.A.B.Downie G Treharne, Dynamic.Congoliation of refuse at Cwmbbran. Ape.1979 Presented at the Symposium. on. the Bngineering Behaviour of Industridl and Urdan Fill