



高能级强夯地基的处理

张成刚, 刘晓鹏, 马德堂

(中交水运规划设计院有限公司, 北京 100007)

摘要:大连临空产业园填海造地工程陆域形成的工字型区域采用清淤换填块石形成, 回填块石厚度为22~24 m, 工程中对该区域分别采用夯击能10 000 kN·m和18 000 kN·m进行地基处理试验, 试验监测和检测内容主要有深层水平位移、地下水位、孔隙水压力、地表沉降、测斜、分层沉降、多道瞬态面波、反应模量、载荷板、固体体积率和动力触探等, 根据试验监测、检测成果与土力学相关公式计算结果进行对比分析, 并论证两者差异之处, 为工程后续清淤换填区的地基处理提供技术依据。

关键词:地基处理; 强夯法; 夯击能; 效果评价

中图分类号: TU 472; U 6

文献标志码: A

文章编号: 1002-4972(2016)S1-0142-06

Treatment of high energy level foundation

ZHANG Cheng-gang, LIU Xiao-peng, MA De-tang

(CCCC Water Transportation Consultants Co., Ltd., Beijing 100007, China)

Abstract: Desilting and subsequent backfilling with rock were used in the reclamation works of Dalian airport industrial park project which the thickness of backfill is about 22 m to 24 m. In this project, a foundation treatment test was adopted with two alternatives tamping energy of 10 000 kN·m and 18 000 kN·m. The test includes deep lateral displacement, groundwater level, porewater pressure, ground surface settlement, inclination, settlement in layers, multiple-transient surface wave, response modulus, load-plate test, solid volume ratio and dynamic penetration test. The differences between tests results and theoretical results are analyzed in order to provide a basis for similar projects.

Keywords: foundation treatment; dynamic compaction; tamping energy; effect evaluation

1 工程地质条件

大连临空产业园填海造地工程地质^[1]为一原生构造型海岸, 岩性为下古生代石灰岩。湾内海底地形平缓, 海底坡度约0.18‰, 表层多为滨海相新近海积淤泥, 部分地段混砂。场区主要覆盖层为: ①₁粉土混淤泥、①₂淤泥质土、①₃淤泥、②黏土、③黏土、④₁粉质黏土、④₂黏土、⑤₁粉质黏土、⑤₂黏土、⑥₁粉质黏土、⑥₂黏土, 基岩为板岩。各可压缩层物理力学指标见表1。

2 超高能级强夯地基处理试验段设计

工程中强夯能级的选择与所处理的土质和厚度密不可分, 在大连临空产业园填海造地项目中对超高能级的地基处理进行了专项研究。工程中跑道区采用清淤换填的施工工艺, 将表层9~14 m厚的淤泥清除, 换填开山块石, 换填开山块石厚度为22~24 m, 分别采用10 000 kN·m和18 000 kN·m夯击能进行试验段地基处理试验。

收稿日期: 2016-06-16

作者简介: 张成刚(1976—), 男, 高级工程师, 从事港口工程设计工作。

表 1 土层物理力学指标

层号	土层名称	含水率 $w/\%$	密度/ (t/m^3)	孔隙比 e	液限 $w_L/\%$	塑限 $w_p/\%$	快剪		固结系数 $(0.1\text{ kPa})/(10^{-3}\text{ cm}^2/\text{s})$		缩系数 a_{1-2}/MPa^{-1}	压缩模量 E_{s1-2}/MPa
							C/kPa	$\varphi/(\text{°})$	C_H	C_V		
① ₁	粉土混淤泥	28.0	1.915	0.773	25.3	19.2	11.0	29.4			0.29	6.56
① ₂	淤泥质土	43.0	1.771	1.140	36.6	19.5	9.5	2.3			0.99	2.48
① ₃	淤泥	63.7	1.590	1.769	52.6	26.9	9.1	0.4			2.13	1.36
②	黏土	36.7	1.825	1.018	51.1	26.8	65.0	10.0	4.169	2.194	0.36	6.04
③	黏土	42.8	1.755	1.190	52.4	26.6	45.0	4.5	2.138	2.178	0.42	5.10
④ ₁	粉质黏土	25.5	1.942	0.730	32.0	17.3	54.0	14.0	4.212	5.446	0.25	6.99
④ ₂	黏土	29.6	1.901	0.836	41.3	21.2	38.0	15.5	1.365	1.994	0.28	6.63
⑤ ₁	粉质黏土	24.0	1.971	0.68	32.8	17.7	74.8	13.3	6.137	4.938	0.22	7.83
⑤ ₂	黏土	27.6	1.925	0.782	40.1	20.9	86.5	7.6	3.168	3.765	0.24	7.63
⑥ ₁	粉质黏土	24.8	1.959	0.702	34.9	19.0			5.200	1.651	0.23	7.67
⑥ ₂	黏土	26.7	1.941	0.756	40.9	21.4	95.0	13.5	4.921	4.629	0.18	9.31

试验一区^[2]夯击能 18 000 kN·m, 点夯 3 遍, 1、2 遍点夯单点夯击能量为 18 000 kN·m, 夯点间距 10 m, 正方形布置, 每点夯击 18~20 击, 最后两击平均夯沉量 ≤ 300 mm, 3 遍点夯单点夯击能量为 6 000 kN·m, 夯点间距 10 m, 排距 5 m, 等腰三角形布置, 每点夯击 14~16 击, 最后两击平均夯沉量 ≤ 200 mm; 试验二区夯击能 10 000 kN·m, 点夯 3 遍, 1、2 遍点夯单点夯击能量为 10 000 kN·m, 夯点间距 9 m, 正方形布置, 每点夯击 18~20 击, 最后两击平均夯沉量 ≤ 200 mm, 3 遍点夯单点夯击能量为 5 000 kN·m, 夯点间距 9 m, 排距 4.5 m, 等腰三角形布置, 每点夯击 14~16 击, 最后两击平均夯沉量 ≤ 100 mm, 每遍点夯之后应进行场地整平。

强夯过程中进行地下水位、孔隙水压力、每击夯坑的夯沉量、每击夯坑的周边沉降(隆起)量、侧向位移、平均夯沉量的监测。加固后效果检测采用多道瞬态面波、反应模量、载荷板沉降、固体体积率、动力触探检测。

3 试验段监(检)测布置

在试验段强夯过程中布置深层水平位移、地下水位、孔隙水压力、地表沉降、测斜、分层沉降等多项监测项目, 强夯完成后布置多道瞬态面波、反应模量、载荷板沉降、固体体积率和动力触探等检测项目。其中点夯监测布置见图 1。

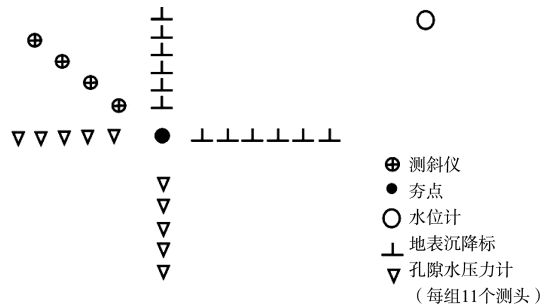
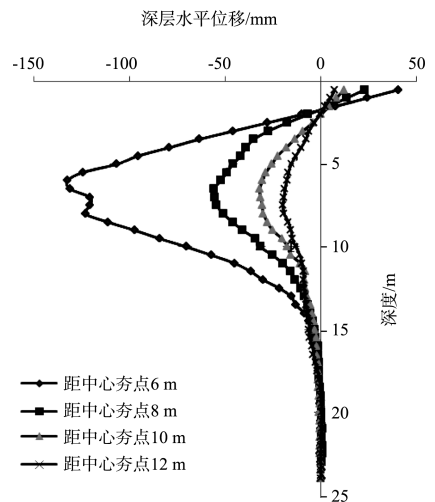


图 1 点夯监测布置

4 试验段监(检)测成果分析

4.1 深层水平位移

水平方向上, 离中心夯点越近土体的深层水平位移越大; 垂直方向上, 一区和二区位移量分别在地表以下 6.0、5.0 m 深度处达到最大(图 2), 之后随着深度增加土体水平位移又逐渐减小至零左右。



a) 一区

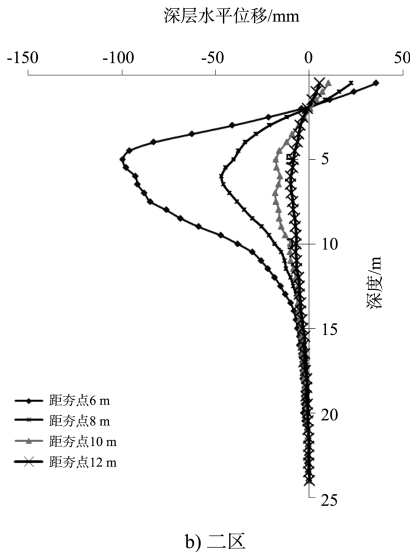


图2 深层水平位移-深度关系曲线

4.2 地表沉降

夯坑周围地表未产生隆起，而是发生了一定的沉降，离夯点越近沉降量越大，这个现象表明强夯尚未达到完全致密回填石料的能量，夯击能量具备进一步提高的条件。

4.3 深层沉降

根据土体分层沉降和深层沉降观测结果(表3)发现：土层越深、距离夯点越远，沉降量越小，沉降主要发生在地表以下约12 m深度范围内，一区12 m深度范围内的土体平均压缩量为11 cm/m，二区12 m深度范围内的土体平均压缩量为9 cm/m。从深层沉降及场地高程测量上看，18 000 kN·m夯击能消除沉降的效果要稍优于10 000 kN·m夯击能。

表3 深层载荷板沉降监测结果

区号	埋设深度/m	沉降量/mm		两遍夯后累计沉降量/mm
		第1遍点夯	第2遍点夯	
一区	12.0	167		320
	16.0	64	67	131
	20.0	12	6	18
二区	12.0	74		140
	14.0		28	56

4.4 孔隙水压力

从孔隙水压力情况来看，一区、二区强夯影响深度分别达到20.0 m、15.0 m(图3)。

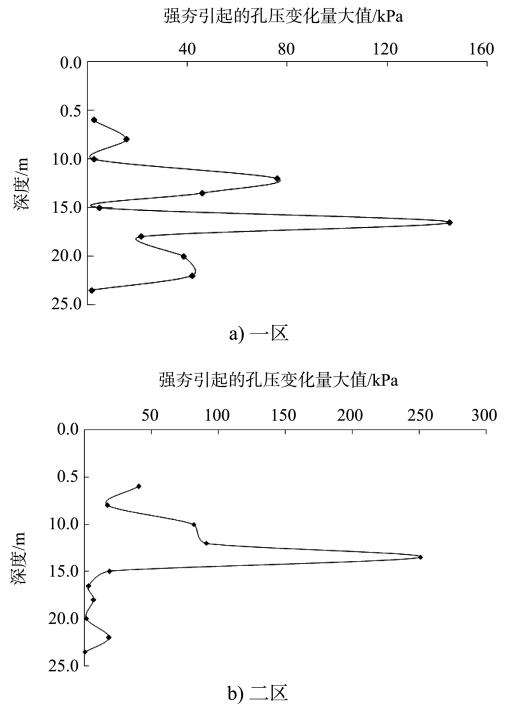


图3 孔压变化曲线

4.5 超重型动力触探

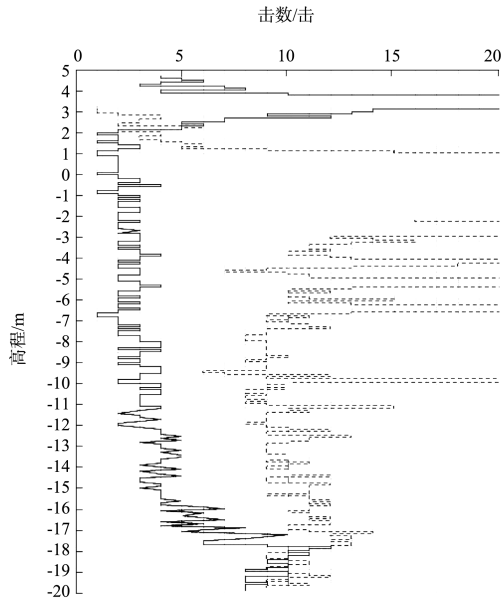
从超重型动力触探试验及多道瞬态面波检测结果来看：一区约13 m深度范围内回填土的动力触探锤击数增长明显，二区约10 m深度范围内回填土的动力触探锤击数增长明显。根据GB 50021—2001《岩土工程勘察规范》和JTS 147-1—2010《港口工程地基规范》回填碎石土在高级强夯完成后， N_{120} 大于7击可以认为碎石土密实度达到中密状态，承载力特征值不小于400 kPa。初步认为强夯完成后 N_{120} 大于7击为加固效果较好。

根据一区和二区加固前后动力触探试验统计(图4)，一区DT1在回填土层范围内没有明显缺陷点，DT2在高程-11~-8 m位置加固效果不佳，DT3在高程-15 m以下加固效果不佳；二区DT1在高程-15~-6 m位置加固效果不佳，DT2在高程-10~-8 m位置加固效果不佳，DT3在高程-14~-10 m位置加固效果不佳。对比一区和二区加固前后动探曲线可以得出，18 000 kN·m夯击能加固效果要优于10 000 kN·m夯击能，但回填土层范围内仍有缺陷点存在。

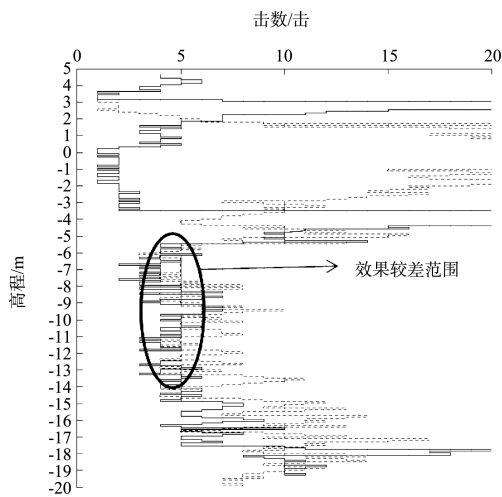
4.6 回填土层沉降

N_{120} 与变形模量之间的相关关系较少，按高层

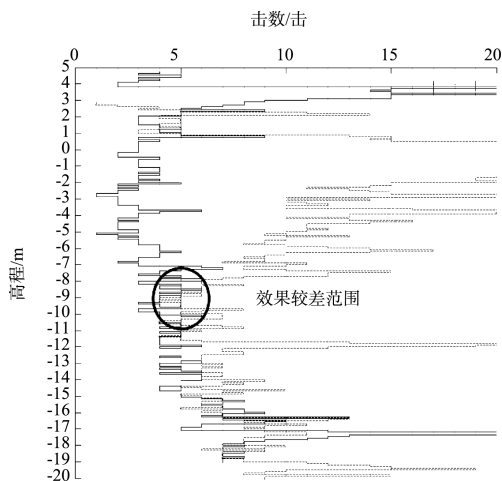
建筑沉降观测资料进行计算, 中等密实状态的碎石土压缩模量约为: $E_s = 6.2 \text{ MPa} + 5.9N_{120} = 47.5 \text{ MPa}$ 。



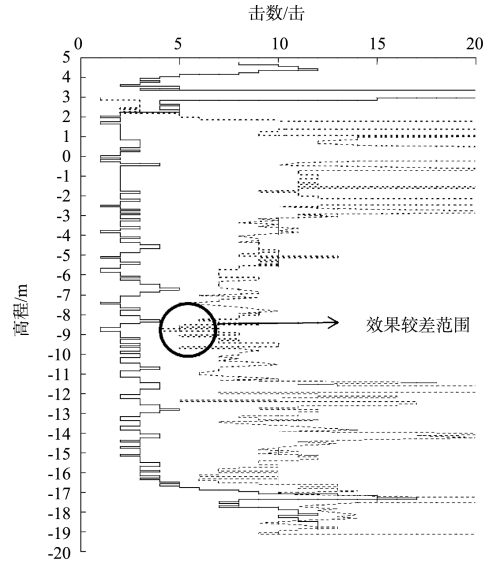
a) 一区DT1



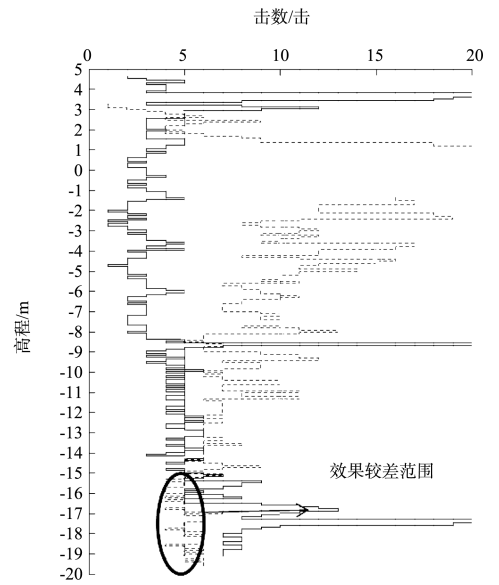
b) 二区DT1



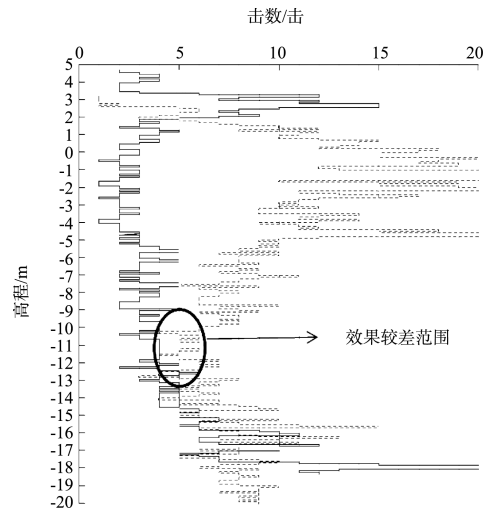
c) 一区DT2



d) 二区DT2



e) 一区DT3



f) 二区DT3

图 4 孔击数-高程曲线

相应规范^[3]推荐值 $E_0 = 28.5 \text{ MPa}$, 根据工程实际情况, 机场跑道区均布荷载较小(暂按 20 kPa 考虑), 道面结构厚度约为 0.8 m (荷载约为 20 kPa)。考虑到回填碎石类土多为瞬时沉降, 且经强夯后

可以认为回填土自身荷载引起的沉降已经在施工期完成, 主要附加荷载为 40 kPa 。

回填碎石土均达到中密, 标贯击数均达到 7 击。沉降计算结果见表 4。

表 4 静荷载作用下使用期沉降计算

土层名称	土层厚度/m	E_0/MPa	平均附加荷载/ kPa	地基处理土体最终沉降量 S/m	地基处理使用期沉降
回填	5(地下水位以上)	28.5	40	0.010	$S_{\text{总}} = m_s US = 0.045 \text{ m}$, m_s 为沉降经验系数, 地基土条件好时取 1.2; 不计土体蠕变, 使用期沉降 0.045 m
碎石土	18(地下水位以下)	28.5	40	0.035	
下卧土层	另外计算				

从经验参数计算的结果来看, 碎石土在静力荷载的作用下沉降很小, 即使不进行地基处理, 从强夯前的动探击数来看其沉降量和上述计算结论相差不大, 但是深层沉降监测数据表明, 在动力荷载作用下, 人工回填的碎石土地基存在较大变形。经监测, 二区地表以下 12 m 深度范围内土体平均压缩量约为 11 cm/m , $12 \sim 16 \text{ m}$ 深度范围内土体平均压缩量为 5 cm/m ; 二区地表以下 12 m 深度范围内土体平均压缩量约为 9 cm/m , $12 \sim 14 \text{ m}$ 范深度围内土体平均压缩量约为 4 cm/m 。

本次强夯完成后, 人工回填的碎石土地基在动力荷载下仍会有较大的沉降。假设动力荷载的能量与一区 $12 \sim 16 \text{ m}$ 范围内在强夯过程中受到的能量相当, 则一区地表以下 $16 \sim 23 \text{ m}$ 范围内仍可能存在 35 cm 沉降, 二区地表以下 $14 \sim 23 \text{ m}$ 范围内仍可能存在 45 cm 沉降。使用期内动力荷载主要来源可能为地震作用, 由于地震作用的能量与本次强夯过程中的能量难以确定量化关系, 因此, 在强夯完成后, 回填碎石层如遇动力荷载(如地震)会有一定的沉降量, 但具体沉降值难以通过计算确定。

4.7 下卧土层沉降

根据现有工程地质资料, 采用经典土力学理论计算机场道槽区的沉降, 地基处理方法按照换填法考虑, 上部回填块石的处理方法按照采用一次性超高能级强夯方案考虑。计算水位取设计低水位。

地基在某一时刻的主固结沉降可用下式计算:

$$S_t = U_t S_{\infty} \quad (1)$$

式中: U_t 为土层相应于 t 时刻的固结度; S_{∞} 为地基的最终主固结沉降量(m), 本次沉降计算中, 采用 $e-p$ 曲线法计算。

次固结采用下式计算:

$$S_s = \sum_{i=1}^n \frac{C_{ai}}{1 + e_{i1}} \lg\left(\frac{t'_2}{t'_1}\right) h_i \quad (2)$$

式中: C_{ai} 为孔隙比变化计算时各软土层的次固结次数; e_{i1} 为各计算地层中点的自重应力的孔隙比; t'_1 为主固结沉降完成的时间(月); t'_2 为计算发生次固结的时刻(月); h_i 为各土层厚度(m)。

经计算, 机场道槽区工后沉降见表 6。

表 6 下卧土层沉降分析结果

使用期/a	残余主固结沉降/ m	次固结沉降/ m	残余沉降/ m
5	0.189	0.029	0.218
10	0.257	0.041	0.298
20	0.339	0.055	0.394
50	0.464	0.074	0.539
100	0.569	0.090	0.659

大连临空产业园填海造地工程下卧可压缩土层厚度较大, 同时由于回填厚度大导致可压缩土层范围内土体附加应力大, 排水固结时间漫长, 沉降计算期长, 土体蠕变变形在总沉降量中占比大, 难以通过经典土力学理论进行精确计算。

建议在施工期对下卧土层变形情况进行观测, 并进行适当的土体模型模拟试验来推算工后沉降量。

4.8 多道瞬态面波

根据多道瞬态面波试验检测结果, 加固后场地除地表以下约 3 m 左右深度范围外, 一区地表以下平均约 13 m 深度范围内面波波速较加固前均有较为明显的提高; 二区地表以下平均约 11 m 深度范围内面波波速较加固前均有较为明显的提高。

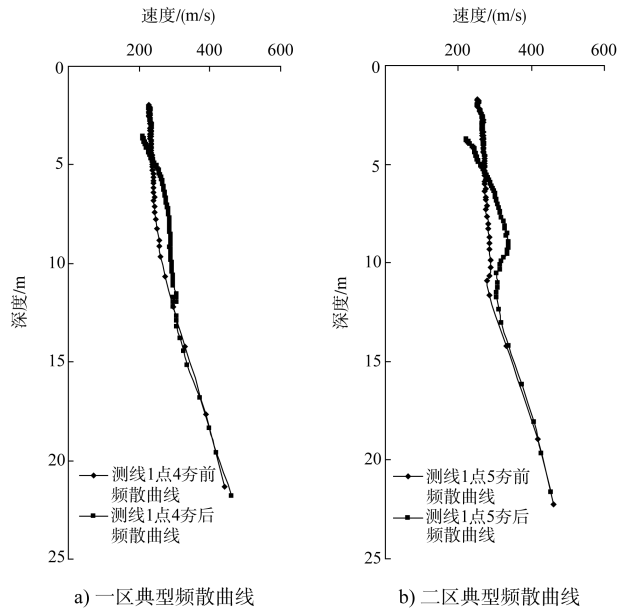


图 5 加固前、后测点典型频散曲线

4.9 固体体积率及震陷

从目前检测结果及其他强夯工程经验来看, 地基土质量检测仅超重型动力触探试验较为可靠, 可用于定量分析。

在表层碾压完成后, 表层固体体积率可通过试验检测确定, 同时对固体体积率附近点进行超重型动力触探试验, 建立固体体积率与超重型动力触探击数之间的相关关系。

通过该相关关系及 4 m 以下填石超重型动力触探结果进行推测, 确定 4 m 以下区域固体体积率, 并判断是否满足设计要求的固体体积率。

从试验段多道瞬态面波检测结果来看, 本工程波速测试结果可用于定性评价地基处理加固后的效果, 但结论难以作为定量指标去评价震陷及

承载力。建议通过超重型动力触探推算固体体积率, 如固体体积率满足设计要求则不考虑震陷危害。

5 结论

1) 从两个试验段监测和检测结果来看, 工程采用强夯法处理回填地基是可行的, 检测项目设置及测试手段是合理的。

2) 依据相关规范^[4], 初步认为强夯完成后 N_{120} 大于 7 击为加固效果相对较好。18 000 kN·m 夯击能加固效果要优于 10 000 kN·m 夯击能, 但回填土范围内仍有缺陷点存在。

3) 从经验参数计算的结果来看, 碎石土在静力荷载的作用下沉降很小, 但是深层沉降监测数据表明, 在动力荷载作用下, 人工回填的碎石土地基存在较大变形。

4) 海上机场下卧土层沉降计算是一项难以准确计算的工作, 建议在施工期对下卧土层变形情况进行观测, 并进行适当的土体模型模拟试验来推算下卧土层工后沉降量。

5) 4 m 以下填石固体体积率无法通过试验测定, 应建立固体体积率与超重型动力触探击数之间的相关关系, 并据此判断 4 m 以下填石固体体积率是否满足机场使用要求。

参考文献:

- [1] 常士骠, 张苏民. 工程地质手册[M]. 4 版. 北京: 中国建筑工业出版社, 2007.
- [2] 天津港湾工程质量检测中心有限公司, 中国铁道科学研究院深圳研究设计院. 大连临空产业园填海造地工程清淤换填区强夯地基处理试验区 1-1 区、2-1 区监测(检测)报告[R]. 天津: 天津港湾工程质量检测中心, 2016.
- [3] DB 51/T 5026—2001 成都地区建筑地基基础设计规范[S].
- [4] JTS 147-1-2010 港口工程地基规范[S].