

混凝土水池软弱地基处理设计规范

CECS 86 : 96

主编单位:上海市政工程设计院
批准单位:中国工程建设标准化协会
批准日期:1996年12月18日

现批准《混凝土水池软弱地基处理设计规范》,编号为CECS86:96,并推荐给各工程建设设计、施工单位使用。在使用过程中,请将意见及有关资料寄交中国工程建设标准化协会贮藏构筑物委员会(北京市月坛南街乙2号,北京市市政设计研究院,邮政编码100045),以便今后修订。本规范由中国工程建设标准化协会贮藏构筑物委员会负责管理和解释。

本规范主编单位:上海市政工程设计研究院
审查单位:中国工程建设标准化协会贮藏构筑物委员会
主要起草人:王大龄、赵成宪、陈能礼、姜洪兴
最后审核校:沈世杰、白云格娃、张宏声

目 次

| | |
|---|-------|
| 1 总则 | 19—3 |
| 2 主要符号 | 19—3 |
| 3 基本规定 | 19—4 |
| 4 复合地基法 | 19—5 |
| 5 密实法 | 19—9 |
| 6 置换法 | 19—15 |
| 7 减少地基变形及其影响的措施 | 19—19 |
| 附录 A 预压荷载下,地基中某点任意时间抗 剪强度的计算 | 19—20 |
| 附录 B 一级或多级加荷条件下 t 时地基平均 固结度的计算 | 19—20 |
| 附录 C 复合地基载荷试验要点 | 19—21 |
| 附录 D 本规范用词说明 | 19—22 |
| 条文说明 | 19—23 |

1 总 则

2 主要符号

1.0.1 为统一给水排水工程中混凝土水池软弱地基加固处理的标准、设计计算基本原则和有关的技术措施,使设计经济合理,并保证水池的结构安全和正常使用,特制定本规范。

1.0.2 本规范适用于混凝土水池下软弱地基的处理设计,对盛放其他液体的混凝土池,也可参照使用。

本规范所述的软弱地基包括:

1 受力层主要由淤泥、淤泥质土、软塑的饱和粘性土、松软的冲填土、素填土及杂填土等高压缩性土所构成的地基;

2 新近沉积欠密实的和在地震条件下可液化的粉土和砂土地基。

1.0.3 混凝土水池的地基处理方案,应根据场地工程地质条件,综合考虑水池的使用要求、荷载情况及结构特点、施工条件等进行选择;在确保水池结构安全与正常使用的前提下,应力求减少处理费用、尽可能利用当地材料、缩短工期和减少施工对环境的影响。

1.0.4 对按本规范作地基处理的水池,在施工过程中和使用期间,应进行必要的地基沉降观测和其他项目的监测,其内容及相应的费用应在设计文件中予以明确。

1.0.5 在按本规范设计时,其未尽事项应符合国家现行有关规范的规定。

2.0.1 材料性能:

a_w ——水泥掺入比;
 C ——土的排水固结系数;
 d ——土颗粒粒径;
 D_r ——砂土的相对密实度;
 E_s ——桩间土压缩模量;
 E_{sp} ——复合地基压缩模量;
 e ——孔隙比;
 f ——地基承载力设计值;
 f_k ——地基承载力标准值;
 $f_{p,k}$ ——桩体单位面积承载力标准值;
 $f_{s,k}$ ——桩间土承载力标准值;
 $f_{sp,k}$ ——复合地基承载力标准值;
 $f_{cu,k}$ ——水泥土试块的抗压强度标准值;

I_p ——土的塑性指数;
 K ——土的渗透系数;
 q_p ——桩端土的承载力标准值;
 q_s ——桩周土的摩擦力标准值;
 τ ——土的抗剪强度;
 U ——土的固结度;
 γ ——土的重度。

2.0.2 作用及作用效应

P ——压力或荷载;
 P_c ——基础底面处土的自重压力标准值;
 P_d ——基础底面处的压力设计值。

2.0.3 几何参数

- A_1 ——一根桩承担的处理面积;
- A_p ——桩的截面面积;
- d ——桩的直径;
- d_e ——桩体等效影响圆直径;
- l ——基础底面长度、桩长;
- m ——面积置换率;
- n ——桩土应力比、井径比、夯击数、桩数、土层数、荷载分级数等;
- s ——沉降量、压缩变形量、桩间距;
- u ——周边长度、孔隙水压力;
- Z ——基础底面下的垫层厚度;
- θ ——压力扩散角。

3 基本规定

3.0.1 在设计软弱地基上的混凝土水池时,应进行地基承载力的计算;在下列情况下,除有成熟经验或可靠依据外,尚应进行水池地基的变形计算。

1 工艺流程或其他使用要求对水池地基的沉降变形有一定的限制时;

2 水池结构对地基的不均匀沉降的影响敏感时;

3 水池地基中软弱土层的厚度较大或厚薄不均时;

4 水池承受的荷载不均匀或水池附近有堆载或其他设施,致使水池地基承受不均匀荷载并可能产生较大的不均匀沉降时。

当水池地基近侧为边坡时,尚应进行边坡稳定的验算。

地基承载力和变形、地基边坡稳定的计算方法应符合国家或地区有关规范的规定。

3.0.2 地基变形计算的内容,应根据荷载、结构及地基土层的特点、结合工艺流程及其他有关的使用要求决定。一般情况下,对单个水池,应控制其最大沉降与倾斜;对在工艺流程中互相关联的水池群,尚应控制各池体间的沉降差。

注:倾斜为结构的两端点处地基的沉降差和距离之比。

3.0.3 水池地基的变形允许值,除应考虑结构对地基变形的适应能力,参照同类结构的实测资料确定外,尚应满足工艺流程及其他有关的使用要求,即包括水池的预留余高和出入流堰口的水平度要求、机构设备的正常运转要求、出入水池的管道结构和接口构造允许的变形等。

当缺乏实测资料时,一般情况下,水池地基的最大沉降值不宜大于 300mm,对于地基土层分布和受荷较均匀、在平面的两个主方面上均有良好刚度的整体式水池,其地基最大沉降允许值可适当增加,一般不宜大于 350mm。水池地基的倾斜允许值及工艺流程中互相相关的水池地基间的沉降差允许值,主要应根据工艺流程

程及其他有关的使用要求决定,当水池池体设有变形缝时,尚应控制水池地基的变形不影响变形缝的正常工作。

3.0.4 在进行地基变形计算时,应考虑相邻构筑物或其他相邻荷载的影响。

3.0.5 在水池埋深范围内有地下水时,地基承载力及地基变形的计算应考虑地下水浮力的作用;计算承载力时,地下水位可取年平均最低水位;计算地基变形时,可取年平均水位。

3.0.6 当水池地基的承载力、变形或稳定不能满足要求时,应对水池地基进行加固处理或采取其他适当的措施。

4 复合地基法

4.1 一般规定

4.1.1 当水池下地基土的承载力或变形不能满足设计要求时,可在地基土中加入竖向增强体,构成复合地基,以提高地基的承载力和减少变形。设计中,应考虑地基土和增强体的共同作用。

水池的复合地基中,可用振冲碎石桩和水泥土深层搅拌桩等作竖向增强体。水泥土搅拌桩系指用湿法制作的水泥土搅拌桩。

4.1.2 复合地基的承载力宜按现场复合地基载荷试验确定,也可根据单桩和桩间土的试验结果,按下式计算:

$$f_{sp,k} = mf_{p,k} + \beta(1-m)f_{s,k} \quad (4.1.2)$$

式中 $f_{sp,k}$ ——复合地基承载力标准值(kPa);

$f_{p,k}$ ——桩体单位面积承载力标准值(kPa);

$f_{s,k}$ ——桩间土承载力标准值(kPa);

m ——复合地基中的桩体面积置换率($m = A_p/A_s, A_p$ 为桩体面积, A_s 为对应于每一根桩的加固面积);一般情况下,对于振冲碎石桩, $m = 0.25 \sim 0.40$;对水泥土深层搅拌桩 $m = 0.15 \sim 0.30$ 。

β ——桩间土承载力折减系数:

对振冲碎石桩, $\beta = 1.0$;

对水泥土深层搅拌桩,当桩端为软土时, $\beta = 0.5 \sim 1.0$;当桩端为硬土时, $\beta = 0.1 \sim 0.4$;当不考虑桩间土的作用时, $\beta = 0$ 。

4.1.3 桩体的单位面积承载力标准值 $f_{p,k}$ 可按下述方法计算。
对振冲碎石桩:

$$f_{p,k} = nf_{s,k} \quad (4.1.3-1)$$

式中 n ——桩土应力比,当无实测资料时,对粘性土,可取 $n = 2$

~4;对粉土及砂土,可取 $n=2.0\sim3.0$;原土强度高时取较小值,反之,取较大值。

对水泥土深层搅拌桩,按式(4.1.3-2)和式(4.1.3-3)计算并取其较小值。

$$f_{p,k}=\eta f_{cu,k} \tag{4.1.3-2}$$

式中 $f_{cu,k}$ ——与桩身配比相同的水泥土试块的抗压强度标准值(kPa);

η ——强度折减系数,可取 0.35~0.50。

$$f_{p,k}=\frac{1}{A_p}(q_p A_p+U_p \sum q_{si} l_i) \tag{4.1.3-3}$$

式中 A_p ——桩身的横断面面积(m^2);

q_p ——桩端土的承载力标准值(kPa);

U_p ——桩身周边长度(m);

q_{si} ——桩周第*i*层土的摩擦力标准值(kPa),可按表

4.1.3 采用;

l_i ——第*i*层土的厚度(m)。

设计时,宜使由式(4.1.3-2)和式(4.1.3-3)决定的 $f_{p,k}$ 值相接近,并使前者略大于后者为适宜。

表 4.1.3 水泥土搅拌桩桩周土的摩擦力标准值(q_i)

| 土层名称 | 土体状态 | 桩周土的摩阻力 q_i (kPa) |
|--------|-------|---------------------|
| 淤泥、泥炭土 | 流 塑 | 5~8 |
| 淤泥质土 | 流塑~软塑 | 8~12 |
| 粘 性 土 | 软 塑 | 12~15 |
| 粘 性 土 | 可 塑 | 15~18 |

4.1.4 当复合地基下存在软弱下卧层时,应按有关规范的规定验算下卧层的强度。

4.1.5 水池地基采用复合地基法加固处理后,地基的总沉降量应

按下式计算:

$$S=S_p+S_s \tag{4.1.5-1}$$

式中 S ——地基的总沉降量(mm)

S_p ——复合土地基压缩量(mm)

S_s ——复合地基下卧土层的沉降量(mm)

对振冲碎石桩,复合地基的压缩变形量应按《建筑地基基础设计规范》GBJ7 的规定计算,复合地基的压缩模量可按下式计算:

$$E_p=(1+m(n-1))E_s \tag{4.1.5-2}$$

式中 E_p ——复合土层的压缩模量(MPa);

E_s ——桩间土的压缩模量(MPa),对粉土和砂土,可取

振冲后的值;

对水泥土深层搅拌桩,复合地基的压缩量 S_p 可根据水池荷载、桩长和桩身强度在 20~40mm 范围内选取。

复合土层下卧层的沉降量 S_s 应按《建筑地基基础设计规范》GBJ7 中的有关方法计算。

4.2 振冲碎石桩

4.2.1 振冲碎石桩适用于粉土、不排水抗剪强度不小于 20kPa 的粘性土和主要成份为粘性土的素填土的置换处理,通过置换构成复合地基。

4.2.2 振冲碎石桩的桩体材料,除碎石外,可为卵石、角砾、圆砾、含石砾砂或矿渣、碎砖等含泥量不大于 5% 的硬质而性质稳定的材料,粒径一般为 20~50mm 且不宜大于 80mm。

4.2.3 水池地基中振冲碎石桩的直径一般可取 0.6~1.0m。

4.2.4 水池地基中,当需处理的软弱土层厚度不大时,碎石桩体应贯穿软弱土层,当软弱土层较厚时,碎石桩体长度应根据水池地基的变形允许值确定。

碎石桩体在水池垫层以下的长度不宜小于 4m。

4.2.5 振冲碎石桩的间距应根据水池荷载及地基土的强度和限制变形的要求决定,一般可取 1.5~2.5m。

4.2.6 水池地基中,振冲碎石桩宜按等边三角形或正方形网格布置,也可根据水池的基底形状、地基处理的要求按等腰三角形或矩形网格布置。

4.2.7 振冲碎石桩的面积置换率,根据桩体的布置方式,可按下式计算:

$$m = \frac{d^2}{d_c^2} \quad (4.2.7)$$

式中 d ——桩体直径(m);

d_c ——桩体等效影响圆的直径(m)。

当桩体按等边三角形网格布置时 $d_c = 1.05s$

当桩体按正方形网格布置时 $d_c = 1.13s$

当桩体按矩形网格布置时 $d_c = 1.13 \sqrt{S_1 S_2}$

式中 S ——按等边三角形或正方形网格布置时,桩体的中心距(m);

S_1, S_2 ——按矩形网格布置时,桩体的纵向和横向中心距(m)。

4.2.8 振冲碎石桩处理地基的范围应大于水池的基底范围。一般情况下,基底范围外应至少设 1~2 排桩。

4.2.9 制桩完成后,应将桩体顶部不符合密实度要求的部分挖除并铺设 300~500mm 经夯实或压实的碎石垫层;当地下水位较高时,碎石垫层下的桩间土上尚应铺设至少 100mm 厚的砂层。

4.2.10 振冲碎石桩体的施工,一般采用由里向外推进或由一侧向另一侧推进的顺序进行;当加固处理区的附近有构筑物时,施工应从靠近构筑物的一侧开始,向远离原有构筑物的方向推进。

振冲孔与已有构筑物的距离宜大于 3m。

4.2.11 制桩过程中,各段桩体的密实电流、填料量和留振时间等均应严格控制,以保证桩体质量。

当采用 30kW 的振冲器时,对粘性土地基,密实电流应为 50~55A;对粉土地基,密实电流应为 40~50A,留振时间应为 30s。

填料量可按桩孔的理论体积乘以充盈系数确定,充盈系数一般可取 1.2~1.5。

4.2.12 振冲碎石桩处理效果的检验应于施工完成后间隔一定的时间进行;对粘性土地基可取 3~4 周;对粉土地基可取 2~3 周。

4.2.13 振冲碎石桩可用单桩载荷试验检验施工质量,一般按每 200~400 根抽一根进行,但总数不应小于 3 根。

对采用振冲碎石桩加固处理的水池地基,一般情况下可用单桩复合地基载荷试验检验处理效果;对大型水池或当地基地质条件复杂时,宜用多桩复合地基载荷试验检验处理效果。检验应选择有代表性的地段进行,每个工程的检验点不宜少于 3 处。

4.3 水泥土深层搅拌桩

4.3.1 水泥土深层搅拌桩适用于淤泥、淤泥质土、软塑状粘性土、粉土和素填土的加固处理。对于有机质含量高的土或当地下水具侵蚀性时,加固效果宜通过试验确定。冬季施工时,在冻结深度较大的地区应注意负温对处理效果的影响。

4.3.2 对拟采用水泥土深层搅拌桩加固地基的工程,工程地质勘察除进行常规的土工试验外,尚需查明土中有机质含量及地下水的侵蚀性等。

4.3.3 在设计前,应根据对桩体的强度要求,从拟建场地取代表性土样,按不同的水泥掺入比及外掺剂掺量进行室内试验,以选择最佳的水泥掺入比及外掺剂掺量。

水泥掺入比 a_w (掺入的水泥重量/被加固土的重量)不宜小于 5%,一般可在 8%~20%之间选取。

一般情况下,水泥可选用普通硅酸盐水泥、矿渣硅酸盐水泥或火山灰质硅酸盐水泥等;同时可根据工程需要选用具有早强、缓

凝、减水等作用的外掺剂,此外还可掺入适当数量的粉煤灰。

水泥土应以 90d 龄期试块的无侧限抗压强度作为强度标准值。

4.3.4 水泥土深层搅拌桩的平面布置形式根据水池荷载、结构形式和地基土性能决定,可为柱状、壁状或格栅状。

柱状水泥土桩体可按正方形、矩形或等边三角形网格布置,适用于一般荷载情况下水池的地基加固,其面积置换率可按第 4.2.7 条计算。

壁状或格栅状水泥土桩体由柱状水泥土桩体搭接形成,相互搭接长度不宜小于 100mm,适用于荷载较大或沉降需要严格控制的水池的地基处理。

水泥土深层搅拌桩可仅在水池基础的范围布置。

4.3.5 水泥土深层搅拌桩的成桩应按预搅下沉、喷浆搅拌提升、重复搅拌下沉、重复搅拌提升至基坑表面的程序进行。每根桩体的输浆量和搅拌提升速度等施工参数应通过现场试验确定;提升速度的误差不得大于 $\pm 100\text{mm}/\text{min}$ 。

水泥浆应按规定的配比配制,拌制好的水泥浆应保持不离析。压浆时应保持均匀连续,不得发生断浆现象。

4.3.6 为保证桩体顶部的质量,一般情况下水池底板底面标高以上宜留 500mm 的土层,搅拌桩施工至该土层的顶部,该段桩体待基坑开挖时挖除;必要时可在桩顶部 1.5m 左右范围内增加一次输浆搅拌。

4.3.7 水泥土深层搅拌桩体垂直度偏差不得大于 1.5%,桩位偏差不得大于 50mm,桩径偏差不得大于 4%。

4.3.8 施工过程中对于桩位、水泥用量、外掺剂用量、水灰比、下沉和提升速度、输浆时间等应有详细、完整的记录,并应及时检查。对施工过程中出现的异常现象应及时分析。对不合格桩体,应根据具体情况采取补强、补桩或其他补救措施。

4.3.9 水泥土深层搅拌桩桩体应在成桩后 7 天内,用轻便触探仪

检验各桩体的均匀程度及强度,检验数量不少于完成桩数的 2%,并不少于 6 根。对发现问题的桩,尚应在桩身上取样,测定桩身强度或用单桩载荷试验检验其承载力。

一般情况下,可用单桩复合地基载荷试验检验处理效果;对于大型水池或场地地质条件复杂时,宜用多桩复合地基载荷试验检验处理效果。检验应选择有代表性的地段进行,每个工程的检验点数不宜少于 3 处。

5 密 实 法

5.1 一般规定

5.1.1 当水池下的地基土不能满足承载力或变形的要求时,可通过静力或动力的作用,提高地基土的固结程度或密实度,以提高地基的承载力和减少地基的变形,满足设计的要求。

5.1.2 水池地基可以采用加载预压法、真空预压法、强夯法和振冲密实法等处理,以达到要求的固结度或密实度。

5.2 加载预压法

5.2.1 加载预压法适用于流塑和软塑状的粘性土及冲填土等地基的密实处理。

5.2.2 当采用加载预压法处理水池地基时,应查明地基土层的分布、成层程度、透土层的位置、地下水文地质条件等,土工试验除应提供常规数据外,尚应提供地基土层在垂直方向和水平方向的固结系数、固结压力—孔隙比关系曲线、不排水抗剪强度指标和固结不排水抗剪强度指标等。

5.2.3 对大型工程或场地地质条件复杂的工程,应在现场选择适当的试验区进行预压试验,验证设计所采用的计算参数,必要时应对设计作调整。

5.2.4 预压荷载的大小可根据水池的设计要求、施工期限等因素综合比较确定,一般可等于设计荷载;当需要严格限制水池的沉降量或缩短预压时间时,可考虑采用超载预压,超载量可根据预定时间内需完成的沉降量确定,一般可取设计荷载的1.2~1.4倍。

5.2.5 为加快地基的固结速度,减少预压所需时间,可在预压范围内设置垂直排水设施及水平排水设施;当软弱土层小于5m或土层中含有较多粉、细砂夹层可用以排水,且预计固结速率能满足

工期要求时,可以不设垂直排水设施。

垂直排水设施一般可为普通砂井、袋装砂井或塑料排水带;水平排水设施一般可为铺设于地表的砂垫层,当砂料缺乏时也可作为横向的砂沟。垂直排水设施与水平排水设施应相互连通。此外,尚应设置与水平排水设施相通的首沟等设施,将预压时由地基中排出的水引出预压区。

5.2.6 一般情况下预压荷载宜分级施加,荷载施加的速率应与地基土的强度增长相适应。在加载的各阶段,均应进行地基稳定性的复核。在逐级加载过程中,已加荷载作用下软土地基中某点任意时刻的抗剪强度 τ_i 可按附录A计算。

对长径比(长度与直径之比)大而渗透系数相对较小的袋装砂井或塑料排水带,地基平均固结度的计算应考虑井阻作用;当施工过程中采用套管挤土法成孔时,尚应考虑对孔壁的涂抹影响。考虑井阻作用和涂抹影响后,计算平均固结度时应乘以0.80~0.95的折减系数。

5.2.7 预压荷载作用下,水池地基的最终沉降量可按下式计算:

$$S = \psi_s \sum_{i=1}^n \frac{e_{s0} - e_{si}}{1 + e_{s0}} h_i \quad (5.2.7)$$

式中

S ——地基最终沉降量(mm)

e_{s0} ——第*i*层中点处土的自重压力所对应的孔隙比,

由室内固结试验的*e*-*p*(即孔隙比—固结压力)关系曲线中查得;

e_{si} ——第*i*层中点处土的自重压力和附加压力之和所对应的孔隙比,由室内固结试验的*e*-*p*关系曲线中查得;

h_i ——第*i*层的土层厚度(m);

ψ_s ——经验系数,对正常固结或轻度超固结粘性土地基,取 $\psi_s = 1.1 \sim 1.4$ 。荷载较大,地基土较软弱时取较大值,反之取较小值。

沉降计算时,地基压缩层厚度取由水池基础底面起至地基中附加压应力为土自重压应力的 10% 处的深度。

5.2.8 正常固结的粘性土地基,预压过程中的竖向沉降值可按下式估算:

$$S_t = [(\psi_s - 1) \frac{P_t}{\sum \Delta P} + U_s] S \quad (5.2.8)$$

式中 S_t ——固结时间为 t 时,地基的竖向沉降值(mm);

U_s ——固结时间为 t 时,地基的平均固结度(%)可

按本规范的附录 B 计算;

P_t ——固结时间为 t 时所对应的预压荷载(kPa);

$\sum \Delta P$ ——各级荷载的累计值(kPa)。

5.2.9 预压荷载的加荷范围不得小于水池的基底范围,并宜在每一方向上扩大 2~4m,以保证基底范围内地基加固处理的均匀性。堆载边坡不得作为预压荷载。

5.2.10 卸荷宜分级进行,对以提高水池地基承载力或稳定性为目的的加载预压,地基土的强度应经预压增长并满足设计要求后方可卸荷;对以减小水池沉降量为目的的加载预压,应待预压的沉降量达到设计的预期值、剩余沉降量小于水池的地基变形允许值且土层的平均固结度达到 80% 以上时,方可卸荷。

5.2.11 采用加载预压方法加固地基时,地基中设置的普通砂井、袋装砂井或塑料排水带等垂直排水设施的布置应根据地基土的固结特性、荷载大小、要求达到的固结度和预压的容许时限等确定。砂井在保证施工质量的前提下,宜遵循“细而密”的原则。

1 普通砂井的直径可取为 200~500mm,其间距可按井径比(n)为 6~10 选用。

2 袋装砂井的直径可取为 70~100mm,其间距可按井径比(n)为 15~30 选用。

3 塑料排水带的断面为矩形,其当量换算直径可按下式计算:

$$d_e = \frac{2a(b+e)}{\pi} \quad (5.2.11)$$

式中 d_e ——塑料排水带的当量换算直径(mm);

b ——塑料排水带的宽度(mm),一般为 100mm;

e ——塑料排水带的厚度(mm),一般不小于 3.5mm;

a ——换算系数,一般可取 $a=0.75 \sim 1.00$ 。

塑料排水带的间距可按井径比(n)为 15~30 选取。

井径比 n 定义为砂井的等效排水圆柱体的直径 d_s 与砂井(或排水井)的直径 d_w (或 d_p) 之比,即 $n=d_s/d_w$ (或 $n=d_s/d_p$)。

5.2.12 普通砂井、袋装砂井或塑料排水带等垂直排水设施在平面上可按等边三角形或正方形网格布置。根据排水面积相等原则,一根砂井或排水带的等效排水圆柱体的直径 d_s 与砂井或排水带间距 S 的关系为:

按等边三角形网格布置时 $d_s=1.050s$

按正方形网格布置时 $d_s=1.128s$

5.2.13 垂直排水设施的深度应根据水池地基沉降允许值或地基稳定性的要求确定。

1 当水池下软土层厚度不大时,垂直排水设施宜贯穿软土层;当软土层厚度较大时,对以控制水池地基的沉降量为目的的加固处理,排水设施的深度可根据在一定的时间内应完成的预压沉降量的计算确定。如受施工条件限制,无法达到要求的深度时,可采用超载预压等方法达到设计要求。

2 对以满足水池地基稳定性要求为目的的加固处理,垂直排水设施的深度应超过最危险的潜在滑动面至少 2m。

5.2.14 作为水平排水设施的砂垫层或砂沟的厚度宜为 300~500mm,砂沟的宽度宜不小于普通砂井或袋装砂井直径的 2 倍且不小于 300mm。袋装砂井或塑料排水带伸入砂垫层或砂沟至少 200mm。

5.2.15 普通砂井或袋装砂井宜用中、粗砂,含泥量应小于3%;砂垫层或砂沟也宜用中、粗砂,砂中可掺有少量粒径小于50mm的砾石,含泥量不得大于5%。砂垫层的干密度应大于 $1.5\gamma/\text{m}^3$ 。

5.2.16 铺设砂垫层前,垫层基面上的淤泥或杂物应加以清除;砂垫层的施工过程应避免对垫层下地基土的扰动。

5.2.17 应保证普通砂井或袋装砂井的灌砂量。灌砂量应按井孔的体积和砂在中密状态下的干密度计算,其实际灌砂量不得小于计算值的95%。袋装砂井中的砂宜用干砂。

5.2.18 塑料排水带应有足够的强度,使断面中的排水通道不因受土压力而减小;其滤膜应有良好的透水性,与粘性土接触后的渗透系数应不小于中砂。

塑料排水带需接长时,应采用滤膜内芯板平搭接的方法,搭接长度不宜小于200mm,搭接后滤膜应包复整齐。

5.2.19 用于堆载预压的材料可为土、砂石或金属铸锭等粒、块状材料。

当缺乏堆载预压材料或水池下地基特别软弱时,可采用真空预压法。真空预压法可取得相当于80kPa的等效预压荷载,且压力可一次加上。

当需要的预压荷载较大时,可采用真空—加载联合预压法。

5.2.20 预压过程中,应每天进行地基沉降及边桩水平位移的观测;对大型水池,尚应进行孔隙水压力的观测,以便根据观测资料控制加载速率,推算地基在不同时间的固结度及相应的沉降量,分析处理效果及确定卸荷时间;加载范围坡脚处1m处边桩的水平位移不应超过10~15mm/d;加载范围坡脚处1m处边桩的水平位移不应超过4~6mm/d,且不应连续出现大值的情况;孔隙水压力与荷载值之比不应大于0.6。

5.2.21 预压过程中,应在不同的加载阶段对土层的不同深度进行十字板抗剪强度试验及室内土工试验,以检验地基的稳定性、控制加载速率及检验地基最终的加固效果。每一预压区每一阶段进

行检验的点数不应少于2处。

预压现场经勘探后,所有勘探孔即用砂回填。

5.3 强 夯 法

5.3.1 强夯法适用于砂土及低含水量的粉土、粘土、素填土和有机质含量少的杂填土地基的加固处理。

对含水量在50%以下的饱和粘性土地基,当在夯点周围设置适当的垂直和水平方向的排水设施时,亦可进行强夯法加固处理。

5.3.2 采用强夯法处理水池地基时,主要的设计参数应根据场地地质条件,在选择有代表性的地段进行试夯后,根据试夯的结果优化确定。

5.3.3 强夯的有效加固深度 h 可按下列经验公式估算,并可按表

5.3.3 预估:

$$h = \alpha \sqrt{H \cdot Q} \quad (5.3.3)$$

式中 h ——有效加固深度(m);

Q ——锤重(kN);

H ——夯锤落距(m);

α ——修正系数, $\alpha=0.16\sim0.22$ 。当地基中设有垂直和水平排水设施时, α 值可适当提高。

表 5.3.3 强夯的有效加固深度(m)

| 单击夯击能量(kN·m) | 粘性土、粉土等 | 砂土、碎石土等 |
|--------------|---------|----------|
| 1000 | 4.0~5.0 | 5.0~6.0 |
| 2000 | 5.0~6.0 | 6.0~7.0 |
| 3000 | 6.0~7.0 | 7.0~8.0 |
| 4000 | 7.0~8.0 | 8.0~9.0 |
| 5000 | 8.0~8.5 | 9.0~9.5 |
| 6000 | 8.5~9.0 | 9.5~10.0 |

注:有效加固深度从起夯面开始计算。

5.3.4 对地基的夯击能量应根据地基土的性质、水池的荷载及加固处理的目标值等确定。一般情况下,对粘土,平均夯击能量可取 $1500 \sim 6000 \text{ kN} \cdot \text{m}/\text{m}^2$; 对砂土,平均夯击能量可取 $1000 \sim 5000 \text{ kN} \cdot \text{m}/\text{m}^2$ 。

5.3.5 每夯点的总夯击数应根据现场夯击试验所得的有效击实系数曲线确定。有效击实系数最大值所对应的夯击数为最优夯击数。

有效击实系数可按下式确定:

$$\beta = \frac{V - V_s}{V} \quad (5.3.5)$$

式中 β ——有效击实系数;

V ——夯坑体积(m^3);

V_s ——夯坑周围土体的隆起体积(m^3)。

每夯点的夯击数也可按最后两击的累计夯沉量之差小于 $50 \sim 80 \text{ mm}$ 确定;锤底静压应力小于 30 kPa 时取下限,大于 30 kPa 时取上限。

5.3.6 夯击遍数根据地基土的性质确定,一般可为 $2 \sim 3$ 遍,最后再以低能量满夯 $1 \sim 2$ 遍。当土层含水量高、渗透性低且层厚较大时,夯击遍数可适当增加。

一般情况下,对水池地基,夯击遍数可按下列公式确定:

$$\sum_{i=1}^n S_i \geq (0.7 \sim 0.8)s \quad (5.3.6-1)$$

$$\text{而且 } s - \sum_{i=1}^n S_i \leq 300 \text{ mm} \quad (5.3.6-2)$$

式中 n ——夯击遍数;

$\sum_{i=1}^n S_i$ ——经 n 遍夯击后,各遍地表夯沉量之和(mm);

S ——水池地基最终沉降量计算值(mm)。

5.3.7 当水池作用于地基上的荷载较均匀时,夯击点宜均匀布置并按正方形网格插档分遍夯击。

5.3.8 夯击点的间距应根据地基土质、土层厚度和夯击遍数等综合考虑。当软土层厚度较大时,第一遍夯击的夯点间距可取 $6 \sim 9 \text{ m}$,以后各遍夯击的夯点间距可根据夯击遍数布置。

5.3.9 前后两遍夯击间的间歇时间应根据地基土中孔隙水压力的消散情况确定。当缺乏资料时,对于粘性土,间歇时间根据土层厚度及排水特性可取 $2 \sim 3$ 周,对粉土,可取 $1 \sim 2$ 周。当土层含水量大、土层较厚且渗透性低时,间歇时间取大值;土层渗透性较好或土层中设置排水设施时,间歇时间可适当缩短。

5.3.10 强夯处理的夯击范围应大于水池的基础范围,其每一方向超出基础轮廓线的宽度不宜小于设计的有效加固深度的一半且不小于 3 m 。

5.3.11 强夯施工宜采用带自动脱钩装置的履带式起重机或其他专用设备,其起重能力及起吊高度应根据选用的锤重及落距决定。一般情况下起重能力宜为锤重的 $2 \sim 3$ 倍,起吊高度宜为 $10 \sim 20 \text{ m}$ 。当采用履带式起重机时,应有适当的安全措施,防止落锤时臂杆后仰。设备的接地应力应小于地基的承载能力。

5.3.12 强夯所用的夯锤宜为钢制或铸铁制的圆柱形或圆台形锤,并宜设有若干垂直贯通顶、底面的排气圆孔,孔径 $250 \sim 300 \text{ mm}$ 。锤底面积应根据地基土的性质和要求加固的深度确定;对软粘性土,锤底的静压应力可取 30 kPa 左右。当要求加固深度大时,宜选用底面积较大的夯锤。

5.3.13 强夯区的场地应平整,耕植土应予挖除。当地下水位离地表的距离大于 2 m 且表层土能承受夯击机械的压力时,可直接进行强夯;当地下水位较高时,宜在地面铺设 $1 \sim 2 \text{ m}$ 厚的砂石料、建筑垃圾、性能稳定的工业废料或强风化残积土等垫层;也可采取适当的降水措施,保持夯击时地下水位低于地表 2 m 以下。

夯击区内场地或夯坑内的积水应及时排除。

5.3.14 强夯加固区周围的地表应设排水沟。当加固区面积较大时,区内应加设排水沟网。排水沟的间距不宜大于 15 m 。

在地下水位高和多雨地区,强夯施工宜选择在少雨季节和地下水位低的时候进行。

5.3.15 强夯施工前,夯击区内的地下设施应予搬迁;对夯击区周围 15m 以内的建筑物和地下设施等应考虑震动的影响,必要时应采取防震措施(如挖防震沟等)或进行加固;在此范围外的,也应注意震动的影响。

5.3.16 强夯施工的质量检验应在施工完毕并间隔一定的时间后进行。对于粉、细砂和粉土地基,间隔时间可取 1~2 周;对于粘土地基,间隔时间不宜少于 4 周。当采取垂直向和水平向排水设施时,间隔时间可适当缩短。

5.3.17 强夯效果检验的内容宜包括:

- 1 强夯总夯沉量(等于各遍平均夯沉量之和);
- 2 强夯后地基的原位测试。原位测试一般采用静力触探,对粘性土也可进行十字板剪切试验。对粉土和粉、细砂,尚可进行标准贯入试验。试验在深度上宜为每 1m 进行一次;
- 3 强夯后地基土的室内物理力学性质试验。在深度上取样间距宜为每 1m 取一个;
- 4 对大型水池或地质条件复杂场地,宜作大承压板静载荷试验。

对每一工程,每种原位测试和室内物理力学性能试验的检验点应不少于 3 处;对于大型的或场地地质条件复杂的水池,其检验点的数目宜适当增加。

检验点的深度不得小于要求加固处理的深度。

钻探完毕,所有钻孔即用砂回填密实。

5.4 振冲密实法

5.4.1 振冲密实法主要用于砂土和粉土的加固处理及抗震液化处理。

5.4.2 振冲密实桩的填料与振冲碎石桩的桩体材料相同,粒径为 5~50mm。对于粘粒含量小于 10%的粗砂和中砂地基,振冲时可不另加填料,就地振密。

填料级配的密实程度可按下式估算:

$$S_s = 1.7 \sqrt{\frac{3}{(d_{50})^2} + \frac{1}{(d_{20})^2} + \frac{1}{(d_{10})^2}} \quad (5.4.2)$$

式中 S_s ——填料的适宜数,其值愈小,振密速率

愈快,桩体密实度愈高;

d_{50} 、 d_{20} 、 d_{10} ——分别为颗粒大小分配曲线上对应于 50%、20%和 10%的颗粒直径 (mm)。

5.4.3 振冲密实桩的直径一般可取 0.6~0.8m。

5.4.4 水池地基中,振冲密实桩常按等边三角形或正方形网格布置。

密实桩体的面积置换率可按第 4.2.6 条计算。

5.4.5 振冲密实桩的间距应根据地基上的颗粒组成、地下水位、地基土要达到的密实度和振冲器的功能等因素确定。采用功率为 30kW 的振冲器时,桩间距一般可取 1.8~2.5m,且不宜大于 4m。当土的粒径小、密实度要求高时,桩间距宜取较小值,反之取较大值。

当无试验资料时,密实桩的间距可根据要求地基达到的孔隙比,按下式计算:

$$\text{按等边三角形网格布置时 } S = 0.95d \sqrt{\frac{1+e_0}{e_0-e_1}} \quad (5.4.5-1)$$

$$\text{按正方形网格布置时 } S = 0.89d \sqrt{\frac{1+e_0}{e_0-e_1}} \quad (5.4.5-2)$$

式中 S ——密实桩间距(m);

d ——密实桩直径(m);

e_0 ——地基土处理前的孔隙比;

e_1 ——地基土处理后要求达到的孔隙比;

$$e_1 = e_{\max} - Dr(e_{\max} - e_{\min})$$

式中 e_{\max} ——地基土的最大孔隙比;

e_{\min} ——地基土的最小孔隙比;

e_{\max} 及 e_{\min} 按《土工试验方法标准》(GBJ123—88)的规定确定;

Dr ——地基土经密实处理后要求达到的相对密实度,可取0.7~0.85。

密实桩的间距也可用下式估算:

$$S = a \sqrt{V_p / V} \quad (5.4.5-3)$$

$$V = \frac{(1+e_p)(e_0-e_1)}{(1+e_0)(1+e_1)} \quad (5.4.5-4)$$

式中 S ——密实桩间距(m);

a ——系数,按正方形网格布置时为1.000,按等边三角形网格布置时为1.075;

V_p ——单位桩长(m)的平均填料量,一般可取0.33~0.60m³;

V ——地基达到设计的密实度时单位体积所需的填料量(m³);

e_0 ——地基土的天然孔隙比;

e_p ——桩中碎石的孔隙比;

e_1 ——地基土振冲密实后要求达到的孔隙比。

5.4.6 水池地基中,当需处理的砂土或粉土层厚不大时,桩体应贯穿该土层。当需处理的砂土或粉土层厚较大时,对非液化地基,桩体长度应根据水池地基的变形允许值确定;对液化地基,桩体长度尚应根据抗震要求的深度确定。

5.4.7 振冲密实桩处理地基的范围宜大于水池的基底范围,一般情况下,对非液化地基,基底范围外至少增加1~2排桩;对可液

化地基,基底范围外至少增加2~4排桩。

5.4.8 用振冲密实法处理地基时,其承载力可按第4.1.2条中有关振冲碎石桩的规定计算,其变形可按第4.1.5条中有关振冲碎石桩的规定计算,其中桩土应力比 n 在无实测资料时,对砂土和粉土可取1.5~3,原土强度高时取较小值,反之取较大值。

5.4.9 制桩完成后,水池基底不符合密实要求的部分应于挖除,或振压密实并铺设厚300~500mm的碎石垫层。垫层应经夯实或压实。

5.4.10 振冲密实桩的施工,可以采用由外向里逐圈连续推进或跳圈推进的顺序进行。当加固区附近有构筑物时,施工应从靠近构筑物的一侧开始,向远离构筑物的方向推进。

密实振冲孔与已有构筑物的距离宜大于3m。

5.4.11 振冲密实桩的质量检验应于施工完成后间隔一定的时间进行。对砂土地基可取1~2周;对粉土地基可取2~3周。

5.4.12 对振冲密实法处理后的砂土或粉土地基,可采用静力触探或标准贯入试验等方法检验桩间土的处理效果。检验应选择有代表性的或地基土质较差的地段进行。检验点应布置在桩间土的形心处,一般每100~200m²取一孔,每个工程检验点数量不得少于3处。标准贯入试验在深度方向上每米应作1次。有条件时,宜采用 V_p (瑞利)波法进行无损检测检验处理效果。

勘探孔应于工作完成后,立即用干砂回填密实。

6 置换法

6.1 一般规定

- 6.1.1 当水池底板下全部或局部为厚度不大的软弱土层、其承载力或变形不能满足要求时,可用其他适当材料将其全部或部分加以置换,以满足用作水池地基的要求。
- 6.1.2 地基土的置换可采用换土处理或动力置换(或称强夯置换)法。

6.2 换土处理

- 6.2.1 当水池的平面尺寸较小且基础下软弱土层的厚度不大或水池下局部为软弱土层时,可对软弱土层进行换土处理。一般情况下,换填的厚度不宜大于3m。
- 6.2.2 换土处理所用的材料及施工方法,应根据水池的结构、荷载情况和场地的工程地质、水文地质条件,结合当地可能取得的材料和具有的施工经验等进行综合分析确定。
- 6.2.3 当水池下的地基需作全面积换土处理时,由换填的土形成垫层(以下简称垫层)的厚度应根据下卧土层的承载力和水池对地基的变形要求确定。
- 6.2.4 当根据下卧土层承载力确定垫层厚度时,应符合下式要求:

$$f_s \geq P_{eq} + P_s \quad (6.2.4-1)$$

- 式中 f_s ——垫层底面处地基土的承载力设计值(kPa);
 P_{eq} ——垫层底面处土的自重压力标准值(kPa);
 P_s ——垫层底面处的附加压力设计值(kPa),可按
下式计算:

$$P_s = \frac{lb(P_0 - P_c)}{(b + 2Ztg\theta)(1 + 2Ztg\theta)} \quad (6.2.4-2)$$

- 式中 P_0 ——基础底面处平均压力设计值(kPa);
 P_c ——基础底面处土的自重压力标准值(kPa);
 b, l ——水池的宽和长(m);
 θ ——垫层压力扩散角($^\circ$),按表 6.2.4 选用;
 Z ——垫层厚(m)。
 b, l, θ, Z 如图 6.2.4 所示。

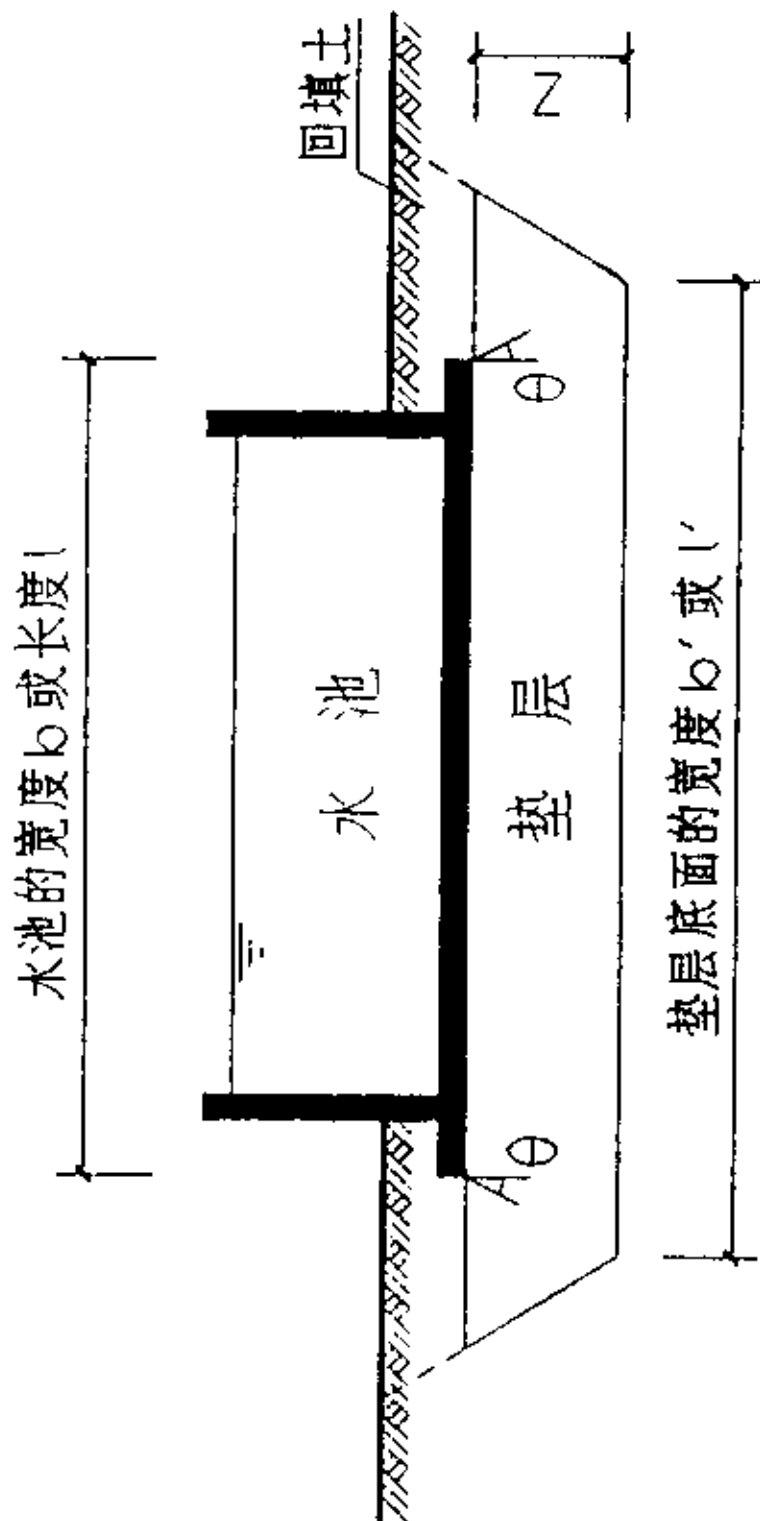


图 6.2.4 垫层的典型布置示意图
表 6.2.4 常用换填材料的压力扩散角($^\circ$)

| 换填材料 | 中砂粗砂砾砂砾石、卵石、碎石颗粒状工业废渣 | 粘土和粉土(8<Ip<14) | 灰土 |
|-------|-----------------------|----------------|----|
| Z/b | | | |
| 0.25 | 20 | 6 | 30 |
| ≥0.50 | 30 | 23 | 30 |

注:①当 $Z/b < 0.25$ 时,按 $Z/b = 0.25$ 取值。
②当 Z/b 在 0.25~0.50 之间时,θ 可内插求得。

6.2.5 经换填处理的地基,其沉降量等于垫层本身的压缩变形量和下卧土层沉降量之和。

垫层本身的压缩变形量可按下式计算:

$$S_b = \frac{P_{0.1} \cdot Z}{2E_b} (1 + \frac{bl}{b'l'}) \tag{6.2.5-1}$$

式中 S_b ——垫层的压缩变形量(mm);

$P_{0.1}$ ——水池底面处的平均压力标准值(kPa);

E_b ——换填材料的压缩模量(MPa);

当换填材料为中、粗砂时,压缩模量可取为 20000~30000kPa。下卧土层的沉降量应按《建筑地基基础设计规范》GBJ7计算。

6.2.6 垫层底面的最小宽度和长度应满足水池底面应力扩散的要求,具体可按式(3.2.6-1)和(3.2.6-2)确定(见图 6.2.4)。

$$b' \geq b + 2Z \tan \theta \tag{6.2.6-1}$$

$$l' \geq l + 2Z \tan \theta \tag{6.2.6-2}$$

式中 b', l' ——垫层底面的宽度和长度(m);

当垫层侧面土质较差($f_k < 120\text{kPa}$)时,垫层底部的宽度和长度宜取:

$$b' = b + (1.6 \sim 2.0)Z \tag{6.2.6-3}$$

$$l' = l + (1.6 \sim 2.0)Z \tag{6.2.6-4}$$

垫层基坑四周应按当地基坑开挖的要求放坡。

6.2.7 垫层应有足够的承载力,其值一般应通过现场试验确定。对一般工程,当无试验资料时,可按表 6.2.7 选用。

表 6.2.7 各种垫层的承载力

| 施工方法 | 垫 层 材 料 | 压实系数 | 承载力标准值 f_k (kPa) |
|-------|-------------------|---------------|-----------------------|
| 碾压或振密 | 砾石、卵石、碎石 | 0.94 ~0.97 | 200~300 |
| | 砂夹石(石料占全重的30~50%) | | 200~250 |
| | 中、粗、砾砂 | | 150~200 |
| | 灰 土 | 0.93 ~0.95 | 200~250 150~200 |
| 夯 实 | 素 土 | | |

注:(1)压实系数为土的控制干密度与最大干密度的比值。碎石或卵石的最大干密度可取 2.2t/m^3 ;

(2)压实系数小时,承载力标准值取低值,反之取高值。

6.2.8 垫层材料的性质应稳定、无侵蚀性和易于压实,选用时应贯彻就地取材的原则:

- 1 素土 宜为 $I_p < 14$ 的粉质粘土,土中有机质含量不应大于5%,并不得含有粒径大于50mm的碎石;
- 2 岩石经风化形成的残积或坡积土 粒径不宜大于50mm,土中有机质的含量不得大于5%;
- 3 中砂、粗砂、砾砂或级配良好的卵石、砾石和碎石夹砂 最大粒径不宜大于50mm,粘粒含量不得大于5%,且不得含有植物根、茎及垃圾等有机质;
- 4 工业废渣 应为质地坚硬和性能稳定,对混凝土无侵蚀性和不污染地下水质,粒径级配在施工前应经试验确定;
- 5 灰土 由石灰及土料均匀拌合而成,体积配合比可为2:8或3:7;石灰宜用新鲜的消石灰,并应过筛,粒径不宜大于5mm;土料宜采用粘性土,不得含有垃圾等有机质,使用前宜过筛,粒径不宜大于15mm。

对素土、残积和坡积土、灰土和砂垫层,质量也可用贯入仪检验。检验时,应将被检验的垫层上部刮去 30mm 左右,并以贯入度不大于试验所确定的贯入度为合格。

当采用环刀取样进行垫层质量检验时,每 100m² 左右应有一个检验点。当采用贯入仪进行垫层质量检验时,贯入点的间距宜小于 4m。

6.3 动力置换

6.3.1 当水池底板下存在承载力低、压缩性高的流塑状的软粘土层,其深度从地表或水池底板垫层底面起不大于 6m 而下卧层为硬土层时,可采用动力置换对软粘土层进行处理。

本节所述的动力置换,指用夯击的方法将硬质稳定的碎石料按一定的布点方式分遍夯入软弱土层,置换软弱土,形成支承在硬土层上的石料柱,从而将水池荷载直接传递至硬土层的处理方法。

6.3.2 实施动力置换前,应在现场选择适当的地点,进行置换工艺及置换形成的碎石柱的承载力试验,以取得可靠的设计数据和置换工艺参数。

一般情况下,水池基础下的碎石柱体宜按等边三角形、正方形或矩形网格布置,当按等边三角形布置时,每试验点的碎石柱体数不得少于 7 个,其布置方式如图 6.3.2(a)所示;当按正方形或矩形布置时,每试验点的碎石柱体数不得少于 9 个,其布置方式如图 6.3.2(b)所示:

碎石柱体的承载力可通过载荷试验确定。载荷板的面积应与碎石柱体的顶面积相等。

6.2.9 采用垫层地基时,垫层回填的施工及质量要求应根据水池的结构和荷载情况、填料性能、场地地质条件等确定。当水池基础下全部采用垫层作地基时,应符合《建筑地基基础设计规范》GBJ7 和《地基与基础工程施工及验收规范》GBJ202 中的有关规定。一般情况下,垫层回填时每 1 分层的厚度不宜大于 300mm。

6.2.10 基坑开挖时,基坑底部应保留不小于 300mm 的土,待铺设垫层前最后挖除;当垫层下卧层仍为软弱土层时,垫层底部应有不小于 300mm 厚的中、粗砂层。该砂层不计入垫层的厚度内。

6.2.11 当水池基础下局部为被填埋的塘、河等,且所填土质软弱或杂乱不均、不宜用作水池地基时,可将杂物填质和底面淤泥挖除,再用与基础下其余部分地基土物理性质相近的土料换填。换填时,应在底部先铺 200~300mm 中、粗砂。土料应分层填筑,分层夯实,换填土的控制干密度宜稍大于同深度地基土的干密度。当水池基础下其余部分地基为硬土时,可用上述的砂或砂夹砾石直接分层回填。

6.2.12 当基坑近处有低于基坑底面的塘、河或深坑、可能影响垫层的稳定时,垫层施工前应将其填实;当垫层顶面高出相邻地面时,应采取设置挡墙等措施,防止换填材料的流失。

6.2.13 垫层底面一般宜设在同一高程。当垫层设计厚度不同时,垫层底面可挖成台阶或斜面,其坡度不得大于 1:2(垂直距:水平距)。施工应按先深后浅的顺序进行。

6.2.14 在施工过程中,应注意保护已经完成的垫层不被扰动和避免对邻近设施产生有害的影响。垫层竣工后,应及时进行基础施工及基坑回填。当邻近需进行低于垫层顶面的开挖时,应采取保证垫层稳定的措施。

6.2.15 垫层的质量检验应随施工进度分层进行,仅在前一分层的密实度达到要求后,才能进行后一分层的施工。

砂垫层的密实度可用大体积环刀取样检验,取样点位应取在每分层的 2/3 深度处。环刀容积宜大于 200cm³。

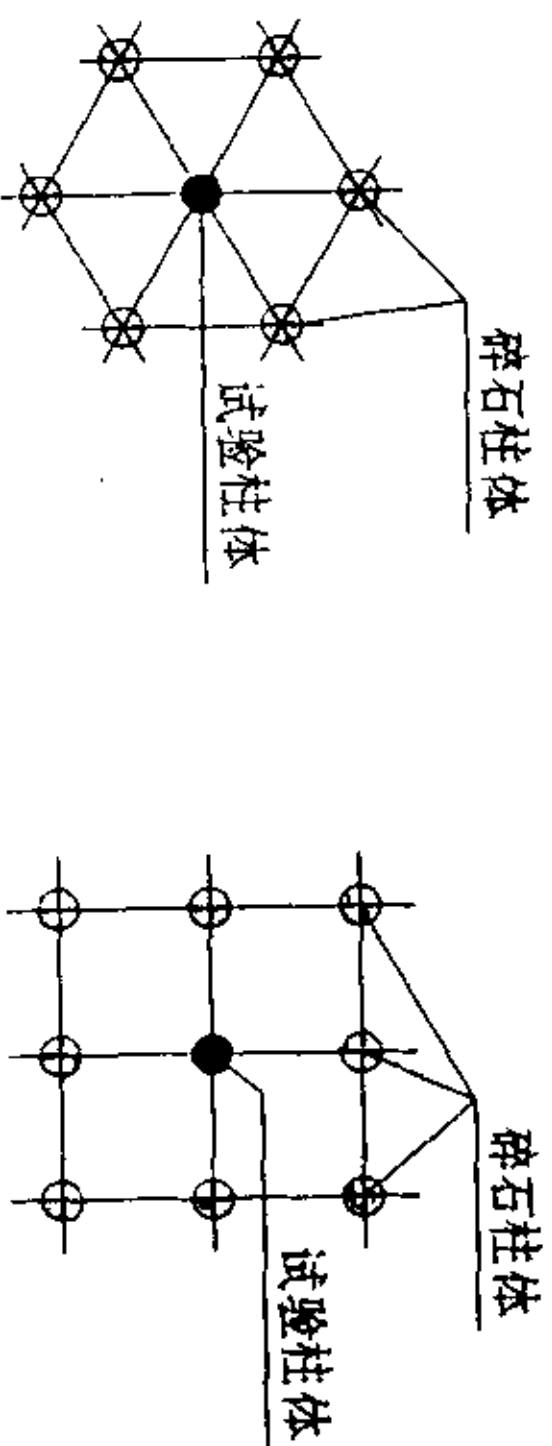


图 6.3.2 碎石柱体试验平面布置图

6.3.3 当夯击起始面即为流塑状的粘性土时,夯击前,宜先在其上根据土质条件铺 1~2m 厚的砂或残积、坡积土,以便于施工和避免夯击时软粘土被挤出地面。

6.3.4 动力置换所使用的设备与强夯法所使用的相同(详见强夯法),其中夯锤直径宜取 2m 左右。

6.3.5 单击夯击能量应根据现场试验确定。

施工中,每遍夯击的夯坑深度可控制在 1.5~2.0m 左右。每夯完一遍,即应向坑中填满碎石,进行下一遍夯击,直至将碎石夯至硬土层为止。

6.3.6 当水池底板在地面以下时,碎石柱顶标高宜与水池底板垫层底面平。柱顶夯坑临时可用土或砂填平。

6.3.7 设计时,可假定水池荷载全部由碎石柱体支承,柱体横断面积等于夯锤面积。

6.3.8 碎石柱的布置形式与间距应根据水池的结构形式、荷载情况与经试验确定的碎石柱体的承载力确定。

1 当水池底板为板式结构时,碎石柱体可按等边三角形、正方形或矩形布置;

2 当水池底板为梁板式结构时,碎石柱体主要沿梁下布置,

板下可不设或疏设;

3 当水池底板为无梁楼盖结构或带柱的梁板式结构时,每根柱下宜设碎石柱体,板下碎石柱体布置同板式结构。

6.3.9 动力置换时,水池底板外缘外应保持有一排碎石柱体。

6.3.10 动力置换施工完毕,应在水池底板范围内任意选取至少 3 处碎石柱体进行静载荷试验,检验施工质量与置换效果。

静载荷试验所施加的荷载应不小于设计荷载的 2 倍。

7 减少地基变形及其影响的措施

7.0.1 在进行水池的地基设计时,应充分考虑发挥地基的潜力。当软弱地基上层有一定厚度的硬土层时,宜利用该层作持力层。在利用该硬土层作持力层时,同时应考虑软弱下卧层的承载力及变形的影响。

7.0.2 在工艺流程及施工条件许可的前提下,可采用增加水池底板的埋置深度或底板适当外挑等方法,降低水池地基的附加应力以减少沉降。

7.0.3 在确定水池的平面位置及埋置深度时,同一水池宜布置在均匀的土层上,不宜跨越工程性质迥异的土层。同时,应保证施工及使用期间相邻水池或其他构筑物的结构安全和正常使用。

1 在同期或分期建造的相邻水池间或水池与相邻的其他构筑物间,应留出适当的间隙,避免这些构筑物间的相互影响而产生过大的沉降和倾斜,否则应采取适当的工程措施。

2 新建水池的埋深一般不宜大于相邻已建水池或其他构筑物的埋深;当新建水池的埋深大于已建水池或其他构筑物的埋深时,其允许的基础底面的高差应根据两者的间距决定,一般不大于两者间距的二分之一。当不能满足以上要求时,应采取措施,保证已建水池或其他构筑物地基的稳定性。

7.0.4 必要时,可预估水池在施工或使用期间的地基沉降,根据预估结果适当调整水池底板的标准并合理安排施工顺序,以避免或减少由于水池地基的沉降或水池间地基的沉降差对工艺流程或其他使用要求的影响。

对于相邻的水池,深度大的应开挖施工。

7.0.5 在满足工艺流程及其他使用条件的前提下,水池的型体应力求简单,宜采用整体性良好的结构,并使水池在平面的两个主方向上均有良好的整体刚度;有条件时,可以考虑将高程不同的水池叠层布置,以进一步提高水池的整体刚度。

7.0.6 当水池型体较复杂,或平面尺寸较大,或荷载变化较大时,宜将水池在平面上划分为若干型体简单、受荷均匀、结构合理、刚度良好的结构单元,使水池能较好地适应地基的变形。单元间用变形缝连接。设计中,不同功能的缝的设置应综合考虑,以减少水池中各类缝的数量。

7.0.7 为了减少水池地基的变形对管道结构及接口的影响,有条件时,可以考虑水池先充水预压、后安装管道的施工顺序;管道宜采用柔性接口。

水池上对地基变形敏感的部分(如刮泥机轨道、出水堰等),其构造设计应考虑重新进行调整其标高或水平度的可能性。

7.0.8 对采用梁板式结构或“无梁楼盖”式结构的水池,板中钢筋除了应符合计算要求外,为增加其整体性,不宜全部采用分离式配筋。

7.0.9 水池在运行前分级充水加荷可以提高软弱地基的承载力及改善使用期间地基的变形。一般情况下,水池每次充水的深度不宜大于设计水深的 $1/3$ 或 2m ;下一级充水的时间,宜在水池的平均沉降速率小于 5mm/d 以后进行。

7.0.10 水池基坑的回填或池顶覆土,均应分层、对称、均匀地进行。

7.0.11 水池基坑开挖时,应保护基坑底面的土层,严禁扰动,基坑表面应始终注意排水,一旦开挖至设计标高应立即浇筑垫层或采取有效的保护措施(如铺设适当厚度的砂垫层等)。

对地下水位高于基坑表面的地区,开挖时应采取降低地下水位的措施,保持基坑处的地下水位低于垫层下表面不少于 500mm 。

附录 A 预压荷载下,地基中某点
任意时间抗剪强度的计算

A.0.1 预压荷载作用下,正常固结和粘性土地基中某点任意时间时的抗剪强度可按下式计算:

$$\tau_t = \eta(\tau_0 + \Delta\tau_0) \quad (\text{A.0.1-1})$$
$$\Delta\tau_0 = KU_t \Delta\sigma_t \quad (\text{A.0.1-2})$$

式中 τ_t —— t 时地基中某点土的抗剪强度(kPa);

τ_0 ——地基土的天然抗剪强度(kPa);

$\Delta\tau_0$ ——上述某点土由于固结而引起的抗剪强度增长值(kPa);

η ——考虑剪切蠕动引起强度衰减的折减系数,一般可取 0.75~0.85,剪应力大时取较低值,反之取较高值;

K ——有效内摩擦角 ϕ' 的函数($K = \frac{\sin \phi' \cos \phi' P}{1 + \sin \phi'}$);

U_t —— t 时地基的平均固结度(按附录 B 计算);

$\Delta\sigma_t$ —— t 时预压荷载在上述某点产生的附加竖向应力(kPa);

当用直剪固结快剪指标计算地基的强度增长时, $\Delta\tau_0$ 可按下列式计算:

$$\Delta\tau_0 = \Delta\sigma_t U_t g \phi_{cu}' \quad (\text{A.0.2})$$

式中 ϕ_{cu}' ——土的直剪固结快剪内摩擦角(也可为三轴固结不排水剪的内摩擦角)(°)。

附录 B 一级或多级加荷条件下
 t 时地基平均固结度的计算

一级或多级加荷条件下, t 时对应于总荷载的地基平均固结度可按下式计算:

$$U_t = \sum_{i=1}^n \frac{q_i}{\sum \Delta P} \left((T_i - T_{i-1}) - \frac{\alpha}{\beta} e^{-\beta T_i} (e^{\beta T_i} - e^{\beta T_{i-1}}) \right) \quad (\text{B.0.1})$$

式中 U_t —— t 时地基的平均固结度(%);

q_i ——第 i 级荷载的加荷速率(kPa/s);

$\sum \Delta P$ —— t 时各级荷载的累计值(kPa);

T_{i-1}, T_i ——分别为第 i 级荷载的起始和终止时间(s)(从零点起算),当计算第 i 级加荷过程中 t 时的平均固结度时, t_i 改为 t ;

t ——固结时间(s);

α, β ——参数,按表 B.0.1 的公式计算。

表 B.0.1 不同固结排水条件下的 α, β 值

| 排水固结条件 | α | β | 备 注 |
|---------------------------------------|-------------------|------------------------------------|---|
| 竖向排水固结 (平均固结度 $\bar{U}_t > 30\%$) | $\frac{8}{\pi^2}$ | $\frac{\pi^2 C_v}{4H^2}$ | 理想井 |
| 向内径向排水固结 (砂井贯穿压缩土层) | 1 | $\frac{8C_v}{F_v d_w^2}$ | 理想井 |
| | | $\frac{8C_v}{(F_v + \pi G) d_w^2}$ | 非理想井 $C = \frac{K_v H^2}{K_w d_w^2}$ |

附录C 复合地基载荷试验要点

- C.0.1 单桩复合地基载荷试验的压板可用圆形或方形,面积为一根桩承担的处理面积;多桩复合地基载荷试验的压板可用方形或矩形,其尺寸按实际桩数所承担的处理面积确定。
- C.0.2 压板底高程应与基础底面设计高程相同,压板下宜设中、粗砂找平层。
- C.0.3 加荷等级可分为8~12级,总加载量不宜少于设计要求值的两倍。
- C.0.4 每加一级荷载Q,在加荷前后应各读记一次压板沉降S,其后每半小时读记一次。当一小时内沉降增量小于0.1mm时即可加下一级荷载;对饱和粘性土地基中的振冲桩,一小时内沉降增量小于0.25mm时,即可加下一级荷载。
- C.0.5 当出现下列现象之一时,可终止试验。
 - 1 沉降急剧增大,土被挤出或压板周围出现明显的裂缝;
 - 2 累计沉降量已大于压板宽度或直径的10%;
 - 3 总加载量已为设计求值的两倍以上。
- C.0.6 卸荷可分三级等量进行,每卸一级,读记回弹量,直至变形稳定。
- C.0.7 复合地基承载力基本值的确定。
 - 1 当Q—S曲线上有明显的比例极限时,取该比例极限所对应的荷载;
 - 2 当极限荷载能确定,而其值又小于比例极限对应荷载值的1.5倍时,取极限荷载的一半。
 - 3 按相对变形值确定;
 - 1)振冲桩复合地基

当地基土主要为粘性土时,取s/b(或s/d)=0.02所对应的荷载(s为试验时地基的变形值,b和d分别为压板的宽度和直径,下同);而当地基土主要为粉土或砂土时,取s/b(或s/d)=0.015

| | | | |
|-----------------------------|--------------------|---|--------------------------------|
| 竖向和向内径向排水组合 固结(砂井贯穿压缩土层) | $\frac{8}{\pi^2}$ | $\frac{8C_u}{(F_u+\pi G)d_1^2}+\frac{\pi^2C_v}{4H^2}$ | G同上 |
| 向内径向排水固结 (砂井未贯穿压缩土层) | $\frac{8}{\pi^2}Q$ | $\frac{8C_u}{F_u d_1^2}$ | $Q=\frac{H_1}{H_1+H_2}$ 理想井 |

式中 C_u——土的竖向排水固结系数(cm²/s);
C_v——土的水平向(径向)排水固结系数(cm²/s);
H——土层的竖向排水距离,双面排水时,H为土层厚度的一半,单面排水时,H为土层厚度(cm);
d₁——砂井的等效排水圆柱体直径(cm);
d_w——砂井直径(cm);
n——井径比($\frac{d_1}{d_w}$)
K_h——土体的水平向(径向)渗透系数(cm/s);
K_w——砂井材料的渗透系数(cm/s);
H₁——砂井深度(cm);
H₂——砂井以下压缩土层厚度(cm);

$$F_u = \frac{n^2}{n^2-1} \ln(n) - \frac{3n^2-1}{2n^2}, \text{也可由表 B.0.2 查得。}$$

表 B.0.2 n~F_u 值关系表

| n | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 |
|----------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| F _u | 0.741 | 0.940 | 1.097 | 1.240 | 1.364 | 1.468 | 1.572 | 1.672 | 1.752 |

所对应的荷载。

2) 密实桩复合地基, 取 s/b (或 s/d) $= 0.010 \sim 0.015$ 所对应的荷载。

3) 深层搅拌桩复合地基, 取 s/b (或 s/d) $= 0.004 \sim 0.010$ 所对应的荷载。

C. 0. 8 试验点的数量不应少于 3 点, 当其极差不超过平均值的 30% 时, 可取其平均值为复合地基的承载力标准值。

附录 D 本规范用词说明

D. 0. 1 对条文执行严格程度的用词, 按以下写法:

- 1 表示很严格, 非这样作不可的:
正面词用“必须”; 反面词用“严禁”。
- 2 表示严格, 在正常情况下均应这样作的:
正面词用“应”; 反面词用“不应”或“不得”。
- 3 表示允许稍有选择, 在条件许可时先应这样作的:
正面词用“宜”或“可”; 反面词用“不宜”。

D. 0. 2 条文中指明必须按其他有关规范或标准执行的写法为“应按……执行”或“应符合……的要求(或规定)”; 非必须按所指定的规范或标准执行的写法为“可参照……的要求(或规定)处理”。

混凝土水池软弱地基处理设计规范

CECS 86: 96

条文说明

| | |
|-----------------------|-------|
| 1 总则 | 19—24 |
| 3 基本规定 | 19—25 |
| 4 复合地基法 | 19—27 |
| 4.1 一般规定 | 19—27 |
| 4.2 振冲碎石桩 | 19—28 |
| 4.3 水泥土深层搅拌桩 | 19—31 |
| 5 密实法 | 19—36 |
| 5.1 一般规定 | 19—36 |
| 5.2 加载预压法 | 19—36 |
| 5.3 强夯法 | 19—40 |
| 5.4 振冲密实法 | 19—44 |
| 6 置换法 | 19—46 |
| 6.1 一般规定 | 19—46 |
| 6.2 换土处理 | 19—46 |
| 6.3 动力置换 | 19—48 |
| 7 减少地基变形及其影响的措施 | 19—49 |

1 总 则

1.0.2 关于软弱地基的范围,根据我国现行的《建筑地基基础设计规范》(GBJ7—89),软弱地基系指由淤泥、淤泥质土、冲填土、杂填土或其他高压缩性土层构成的地基,在高压缩性土中,软塑的饱和粘性土和松软的素填土比较常见,故在条文中特别指出。此外,一般砂土及粉土地基不属软弱地基,但在地震烈度为7度或超过7度的条件下,饱和砂土或粉土可能发生液化而必需进行处理,本规范也将其常用的处理方法列入。

本规范所指的水池,系指由底板、壁板和顶板由混凝土整浇组合而成,且其底板支承于地基上的空间结构,其平面形状一般为圆形、正方形或矩形。底板一般为平板、梁式板、无梁板或球壳和锥壳,壁板一般为平板或带肋板,池中可视需要设中隔墙或中间支柱。和一般意义上的以杆件结构为主的工业与民用建筑结构相比,具有平面面积大、对地基的附加应力小和对地基变形反应敏感等特点。本规范述及的几种地基处理方法,主要是根据以上特点提出。

水塔中的水柜虽也属于水池一类的构筑物,但与其与地基接触的基础部分形式多样,有单独基础、环形基础和筏板基础等,加上和水柜支承系统的共同作用,平面尺寸小而空间刚度大,其受力特征与一般意义上的水池有较大的差异,不在本规范的考虑范围之内。

1.0.3 水池的地基加固处理方案,除了考虑工程和水文地质条件、工艺流程及使用要求和结构特点等因素外,和工程地点的环境、施工条件与施工经验的关系十分密切;特别是施工条件及施工经验,不同地区的差异很大。所以,地基的加固处理方案应在充分掌握有关资料的基础上综合考虑,选择经济、合理而且加固质量

有充分保证的加固处理方案。

适用于软土地基加固处理的方法很多,新的方法也在不断出现,已有的方法也在不断发展和完善。本规范仅选择其中几种目前我国应用较广泛的、经实践证明是有效的和经济的方法,对其设计的主要原则和实施的关键性问题作简明扼要的规定,以指导设计。所以在制订地基处理方案时,还可以选择其他有效的处理方法。

1.0.5 对软弱地基上的水池,特别是型体较大、结构和地基条件复杂或有其他特殊要求的水池,为了确保地基加固处理的质量,检验加固处理的效果并积累必要的资料,以进一步提高软弱地基加固处理的技术水平,在加固处理的施工过程中和投入运转后的一段时期内,进行诸如地基变形和上部结构的应力与变形的监测是必要的。监测的项目及所需的费用应在初步设计阶段提出并由审批部门批准;监测的具体要求应在施工图中明确,建设单位应根据批准的初步设计文件,将该项费用列入工程费用内。

3 基本规定

3.0.1 根据我国《建筑地基基础设计规范》(GBJ7-89)的规定,给排水工程中很大一部分水池均可列入安全等级为二级或二级以上的建筑物。该规范规定,一级建筑物必须作地基变形的计算,同时规定,对地基承载力标准值小于130KPa而且体型复杂的建筑物,应作地基变形验算。天津市《建筑地基基础设计规范》(TBJ1-88)也有类似的规定,并明确规定,地基平均压缩模量小于4MPa的二级建筑,应作地基变形验算。上海市《地基基础设计规范》(DBJ08-11-89)也规定“对使用上、生产工艺上对地基沉降有特殊要求的建筑物”应作地基变形的计算。考虑到在本规范所指的软弱地基范畴内,在大多数情况下地基承载力的标准值均小于130KPa;根据上海市的调查,凡属粘土($17 < I_p < 25$),不论是褐黄色粘土、灰色粘土或是淤泥质粘土,只要 $e > 1.00$,压缩模量 E_s 均小于4MPa;此外,还考虑到水池结构和水处理工艺对地基变形反敏感的特点,水池地基除进行承载力计算外,特别是对本规范所述的软弱地基,进行地基变形的计算是必要的。但由于不同的水池在尺寸、结构布置及使用要求等方面的变化幅度很大,为减少计算工作量,在有成熟经验及可靠依据的,可不进行地基变形的计算。

3.0.2 关于地基变形验算的内容,不同的规范有不同的规定,《建筑地基基础设计规范》(GBJ7-89)根据地基、荷载及结构型式的特点,将变形验算的内容分为沉降量、沉降差、倾斜及局部倾斜四类;上海市《地基基础设计规范》(DBJ08-11-89)分为沉降量、倾斜、相对倾斜或相对弯曲;天津市《建筑地基基础设计规范》(TBJ1-88)分为沉降值与倾斜;武汉市《软弱地基基础设计规范》(试行)征求意见稿中则归纳为沉降量与倾斜两类而对上部结构刚度较好的建筑实际上只用沉降一项加以控制。原水电部《火力发电厂土建

设计规定》(SDGJ64-84)将地基变形验算的内容分为沉降量、沉降差或倾斜两类;冶金部《冶金工业厂房钢筋混凝土桩基础设计规程(试行)》(YS10.77)分为沉降量、沉降差和倾斜;原苏联建筑规范(СНИП 2.02.01-83)将变形验算的内容分为平均沉降、最大沉降、沉降差与倾斜。此外,国内外尚有许多文献也都对地基变形的验算作了研究,其验算的内容与上列几种基本相同。

上述的几种地基变形验算内容是针对不同的上部结构型式提出的,不同的结构型式要控制的变形不同。框架结构和单层排架结构应控制相邻基础的沉降差等。

本条将水池地基变形计算的内容定为最大沉降、倾斜与水池体间的沉降差是考虑了如下几点:

1 在水池荷载作用下,地基沉降变形的不均匀性引起的水池整体弯曲作用,是导致水池结构产生开裂破坏的重要原因之一。由于水池结构与地基共同工作问题的复杂性,各种结构类型水池的整体弯曲应力至今还没有成熟的、统一的计算方法。水池的整体弯曲应力与荷载、水池结构的整体刚度和地基的变形性质有关。当水池结构的荷载及整体刚度为一定时,地基愈软弱, E_s 值愈低,水池地基的沉降变形愈大,则其变形的不均匀性愈大,水池结构的整体弯曲应力也愈大。由于水池结构的整体弯曲应力与地基变形的不均匀性有关,而地基变形的不均匀性又与变形的大小有关,所以水池结构的整体弯曲应力和地基变形的大小有着密切的内在联系。限制了水池地基的最大变形,实际上也在某种程度上限制了水池结构的整体弯曲应力。根据工程的实践经验,通过限制水池地基的最大沉降变形、降低水池结构的整体弯曲应力,以消除由此引起的结构开裂是可行的。

2 控制水池地基的倾斜,目的在于:

- 1)保持水池内出入流堰口的高程及水平度的偏差在容许的范围内;保持水池内水处理工艺过程的正常进行;
- 2)保持安装在池内的各种机械设备的正常运转;

3)防水池内的排水、排泥系统因水池倾斜而工作受到妨碍;
4)防止池水因水池倾斜超过预留的余高而溢出池外等。

3 控制各水池间地基的沉降差,目的在于保证水池间正常的水处理工艺流程。另外,这实际上也减少了连接各水池间管道两端的沉降差,从而保证管道结构或管道接口的正常工作。

在水池的最大沉降、倾斜及水池间的沉降差等变形控制中,最主要的是水池地基的最大沉降的控制,控制了水池地基的最大沉降,实际上也在一定程度上控制了水池地基的倾斜及水池间地基的沉降差。

3.0.3 由于水池结构对地基变形的敏感性,也由于水处理工艺流程(包括安装在水池上的各种机械设备等)的正常工作对地基变形的敏感性,水池地基变形的允许值除了要考虑水池结构对地基变形的适应能力外,尚应满足工艺流程机械设备的运转以及有关的管道结构及管道接口构造等的适应性的要求。

在保证结构的安全方面,由于水池的结构类型繁多,体量的变化幅度大,目前的理论分析及工程实践资料还不足以对各种结构类型及各种体量的水池的地基变形允许值作精确系统的规定。实际而又可靠的方法是参照同类结构的实测资料作决定。当缺乏资料时,对一般情况下的水池,规范条文将其最大沉降允许值定为300~350mm是基于以下的考虑。

1 根据上海市工程设计院多年的统计资料,按地基最大沉降值(计算值)不大于300mm设计的大量水池,只要结构和构造合理,符合有关规定的规定,均未发生由于地基变形导致的开裂渗漏,同时因为水池水面以上一般均留有300mm以上的余高,也未发生池水溢出池外的情况。但是水池仍可能发生一定程度的局部倾斜或整体倾斜变形,仍有可能对工艺流程、设备运转或其他方面产生影响,因此应预估变形的幅度,以便设计时考虑消除这些影响的措施。

2 水池设中隔墙、或设中间支柱(将水池的顶板和底板联系

起来)、或设球形或锥形底板,均使水池的整体抗弯刚度有所加强,从而使水池地基的实际最大沉降值与按规范计算的沉降值有一定的出入并小于计算值。曾对二十余座不同型式的水池进行了观测,总的情况可以归纳为:平面尺寸不超过24m、高度不小于3m的矩形水池或水池中的一个结构单元(周边带有壁板或用侧边构件加固),当中间设有一道以上的中隔墙或柱距不大于3.20m的中间柱(此时水池带有顶板)时,充水使用后,其整体的相对弯曲小于0.001;平面尺寸同上而无中隔墙的水池或尺寸同上而无侧边构件加强的结构单元,其整体相对弯曲不超过0.002。理论分析也得到类似的结构:曾经用有限单元法对平面尺寸为10m×30m、高5.0m、沿长方向设两道中隔墙的三室水池进行了空间分析,当地基土的压缩模量 $E_s=2500\text{kPa}$ 时,其纵向的整体相对弯曲小于0.001。因此,对这一类水池,由于结构刚度的作用,当地基土层及荷载分布均匀时,其实际上的基底中点沉降值将小于设计计算值,故将这类水池地基的最大允许沉降(计算)值作适当的放宽,取为350mm。

3 上海市《地基基础设计规范》(DBJ08—11—89)对现浇框架结构筏板基础中心的地基允许沉降值定为200~300mm;对箱形基础则定为250~350mm,这些数值对本规范所述的现浇混凝土水池也有一定的参考价值。

关于水池地基的倾斜及工艺流程中互相相关的水池地基的沉降差的允许值,如本说明第3.0.2.条的“2”和“3”款所述,主要应根据工艺流程和其他有关的使用要求决定。考虑到这些要求的变化范围较大,本规范不作统一规定。

当水池中设伸缩缝(或沉降缝)、将水池分成若干独立的结构单元时,应考虑地基的变形对缝宽带来的影响。设计时,伸缩缝应有足够的宽度,使由地基变形加上由温、湿度变化导致的缝宽变化不超过止水带、填缝板和嵌缝料正常工作的允许范围,两相邻的结构单元“碰头”的情况更应避免。

有关。 $0 \leq \beta \leq 1$, 当 $\beta = 1$ 时, 表示桩间土与桩体共同承受荷载; 如 $\beta = 0$, 则表示桩间土不能与桩体共同承受荷载。

表 4.1.2 桩土应力比 n 的实测值

| 工 程 名 称 | 土 层 | n | |
|---------------------|--------------|-----------|---------|
| | | 范 围 | 均 值 |
| 江苏连云港东排涝站 | 淤泥 | | 2.5 |
| 塘沽长芦盐场第二化工厂 | 粘土、淤泥质粘土 | 1.6~3.8 | |
| 浙江台州电厂 | 淤泥质粉质粘土 | 3.0~3.5 | |
| 山西太原环保研究所 | 粉质粘土、粉土 | | 20 |
| 江苏南通天生港电厂 | 粉砂夹薄层粉质粘土 | | 2.0、2.4 |
| 上海江桥车站附近路堤 | 粉质粘土、淤泥质粉质粘土 | 1.4~2.4 | |
| 宁夏大武口电厂 | 粉质粘土、中粗砂 | 2.5~3.4 | |
| 英国 Hampton(164)路堤 | 极软粉土、含砂粘土 | 2.6~3.0 | |
| 美国 New Orleans 试验堤 | 有机质粘土夹粉砂 | 4.0~5.0 | |
| 美国 New Orleans 码头后方 | 有机质粘土夹粉砂 | 5.0~6.0 | |
| 法国 Helacroix 路堤 | 软粘土 | 2.0~4.0 | 2.8 |
| 美国乔治工学院模型试验 | 软粘土 | 1.5~5.0 | |
| 福州经济开发区交通路工 | | | |
| 业区 | 粘土、淤泥、中细砂 | | |
| 2#厂房 | 中细砂混淤泥 | 2.01~2.26 | |
| 4#厂房 | 中细砂混淤泥 | 3.73~3.81 | |

4.1.3~4.1.4 桩体的承载力标准值

对于振冲碎石桩, 可根据现场荷载荷试验确定。如无现场试验资料时, 可按正文中的公式(4.1.3-1)计算。

对于水泥土深层搅拌桩, 条文公式(4.1.3-2)中的强度折减系数 η 为一与多种因素相关的参数。水泥土深层搅拌法是一种在现场加固土体的施工方法, 由于水泥掺入量的误差和搅拌程度的不同, 所形成的加固土体的强度与室内水泥土试块的强度可能有不

4 复合地基法

4.1 一般规定

4.1.1 本章所述的复合地基指在天然地基土中按一定的面积比加入垂直向的增强体后构成的地基, 作用在该地基的垂直荷载由两者共同承担。实践证明, 由于加入了增强体, 土层的承载力可有较大的提高而压缩量则有较显著的减少。

采用不同的施工方法和不同的增强体材料可构成具有不同性的复合地基。目前常用于水池软弱地基处理的复合地基有振冲碎石桩和水泥土深层搅拌桩。水泥土深层搅拌桩按施工工艺尚可分为干法和湿法两种, 本章所述仅为按湿法制作的水泥土搅拌桩。

4.1.2 复合地基的承载力标准值, 当已进行复合地基的现场荷载荷试验时, 应根据现场试验的结果确定。若无现场荷载荷试验的资料, 可按条文中公式(4.1.2)计算其 $f_{sp,k}$ 值。该计算方法是先分别确定桩体的 $f_{p,k}$ 值和桩间土的 f_{sk} 值, 再按两者各占的面积比叠加而得。设计时, 也可根据 $f_{p,k}$ 、 f_{sk} 和需达到的 $f_{sp,k}$ 值, 推求所需的桩体面积置换率 m 。

公式(4.1.2)中 $m (=A_p/A_s)$ 为桩体面积置换率, 表示桩体(垂直增强体)对复合地基的增强程度。

公式中的 n 为桩土应力比, 反映桩体的应力集中程度, 它和桩体材料、桩长、 m 值、应力水平、承受荷载的时间以及原地基土的性质、施工方法与施工质量等有关。对于振冲碎石桩, 在粘性土地基中的 n 值一般比在砂土地基中的 n 值大。一些实测的 n 值列于表 4.1.2 中, 可作参考。

公式(4.1.2)中的 β 值为桩间土承载力折减系数, 是反映桩间土与桩体共同作用程度的参数, 其值与桩体及桩间土的压缩性质

较大的差异,一般情况下,现场加固土的强度较低。在进行地基加固设计时,一个很重要的问题,就是推算加固土的强度。根据工程实测的资料,用水泥浆作固化剂加固的土体,二者的比值,最差的在1/4~1/3,情况好的可达3/4~1,设计时, η 值一般可取0.35~0.50。

关于公式(4.1.3-3)中桩周土的摩阻力标准值,根据现场试验和已有的工程经验的总结,可从条文中的表4.1.3中选用。

桩端地基土的承载力标准值,应根据施工时桩端的施工质量和桩端地基土的性质确定。

当桩端下尚有软弱土层时,应验算下卧软弱土层的地基强度。
4.1.5 对于复合土层下卧层的沉降量 S_s ,可按《建筑地基基础设计规范》(GBJ7-89)的规定计算,但作用于下卧层顶面的附加荷载,也可按下述方法计算:

1 应力扩散法,如图4.1.5-1所示:

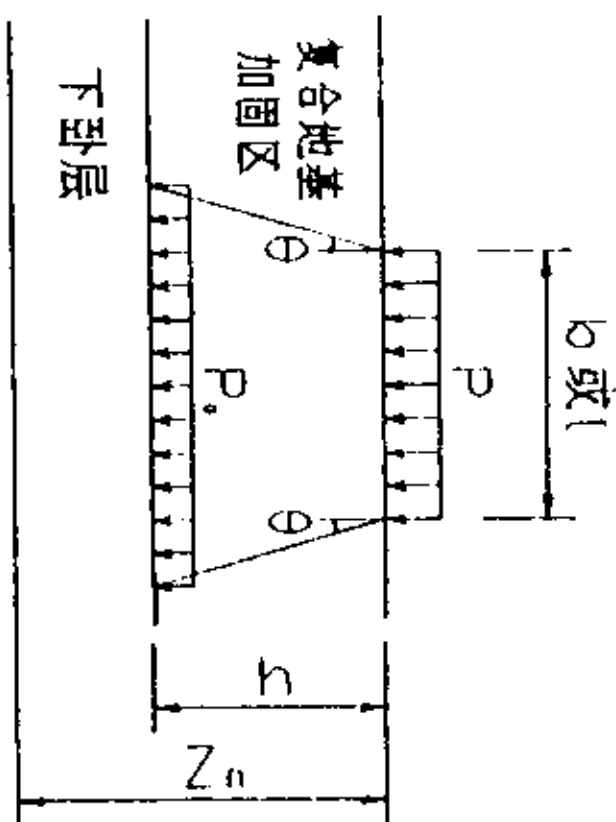


图 4.1.5-1

水池荷载为 P 、 b 、 l 分别为水池基底的宽度和长度,加固部分的应力扩散角为 θ (参见《建筑地基基础设计规范》(GBJ7-89)中的表5.1.7),则作用在下卧层顶面上的附加压力 P_0 为

$$P_0 = \frac{Pbl}{(b+2htg\theta)(l+2htg\theta)} \quad (4.1.5-1)$$

2 等效实体法 如图4.1.5-2所示:

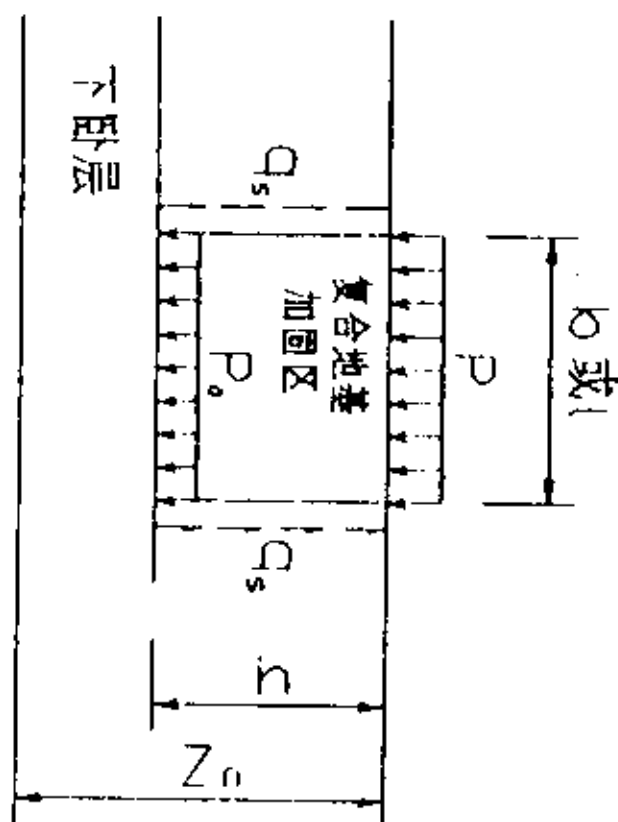


图 4.1.5-2

水池荷载为 P 、 b 、 l 分别为水池基底的宽度和长度, q_s 为加固部分周围土体的平均摩阻力标准值(参见条文中的表4.1.3),则作用在下卧层顶面上的附加压力 P_0 为

$$P_0 = \frac{Pbl - (2b+2l)hq_s}{bl} \quad (4.1.5-2)$$

4.2 振冲碎石桩

4.2.1 振冲碎石桩系用碎石等坚硬材料分批填入由振冲器在地基中形成的孔内,经由下而上及时振密而形成的密实桩体。桩体与地基土共同作用,组成复合地基,承受水池的荷载。

振冲碎石桩适用于粉土、不排水抗剪强度 $C_u \geq 20kPa$ 的粘性土和素填土等地基的加固处理。

近年来国内在振冲碎石桩加固软土地基的技术方面有了很大的发展,应用的范围对粘性土也突破了 $C_u \geq 20kPa$ 的界限。在不少工程中,对 $C_u < 20kPa$ 的饱和软粘土地基采用振冲碎石桩处理也取得了成功,其经验是:

1 采用较大的置换率 $m(0.3 \sim 0.4)$;

2 施工要有素质良好和经验丰富的施工队伍;

3 在具有相当地基处理经验的工程技术人员指导下进行。

以某管道工程为例,该工程基坑宽 12m,深为 4m 和 7m。土层分布情况如下:

第一层为冲填砂,层厚 4m,属中细砂;第二层为灰黑色淤泥,流塑状,层厚 15~17m,局部含少量夹薄层砂,含水量为 65~76%,十字板剪切强度为 13~19kPa,压缩系数为 0.0017 (kPa)⁻¹;第三层为稍好的粉质粘土,厚度不大。

地基采用振冲碎石桩加固,碎石桩打入粉质粘土层中 0.5m,桩体上部留空 4~7m,桩体直径为 900~1000mm。

施工前经试验,当采用常规粒径(20~50mm),最大不超过 70mm 的碎石时,成桩相当困难,以后改用掺入粒径 100~150mm (占 70~80%)的大粒径石料,置换率 m 为 0.35,质量指数为 0.94,加固取得了成功。经载荷试验检验,其结果为:

对复合地基,载荷板用 $1.5\text{m} \times 1.5\text{m}$,沉降为 0.015b 时,承载力为 300kPa;对单桩,载荷板用 $0.9\text{m} \times 0.9\text{m}$,沉降为 0.01b 时,承载力为 395kPa。

施工过程中测得沉降为 20~60mm,加固效果良好。

试验表明,土对碎石桩的侧向约束力愈大,桩传递垂直荷载的能力愈强。一般在 C_u 值较大的土体中,碎石桩受的约束力较大,侧向变形相对较小,故其承载能力较高;在 C_u 值较小的土体中,相对地碎石桩所受的约束力较小,侧向变形增大,其承载能力相对地也较小,从而导致垂直变形也增大。为了增大较软土体的侧向约束力,就要增加置换率 m ,从而增加了投资,为此,对于 $C_u < 20\text{kPa}$ 的软粘土地基,进行现场试验是十分重要的。为慎重起见,为粘性土的加固处理,本规范仍以不排水抗剪强度 $C_u \geq 20\text{kPa}$ 的软粘性土为限。

4.2.2 振冲碎石桩桩体材料以就地取材为原则,可采用碎石、卵石、圆砾、角砾、含石砾砂等。对于矿渣的采用应慎重,当确认其具

有足够的强度、稳定性好、对地基土无侵蚀性和不污染地下水时方可采用。

对于对承载力要求较低的小型水池,当地下水位较低时,软弱地基也可采用碎砖或不含有机质的建筑垃圾作桩体材料。

4.2.3~4.2.5 经振冲碎石桩处理的水池地基,当其附近有边坡或在其邻近进行基坑开挖施工时,应进行滑动稳定验算。此时可根据复合地基抗剪强度 τ_p ,用圆弧滑动法进行计算。

复合地基的抗剪强度

$$\tau_p = (1-m)C_u + m(\mu_p P + r_p z) \tan \phi \cos^2 \theta \quad (4.2.4)$$

式中 C_u ——桩间土粘聚力(kPa)。由于在软粘土中,滑动常产生于加荷后的初期,故宜采用天然地基的粘聚力;

μ_p ——应力集中系数, $\mu_p = \frac{n}{1+m(n-1)}$;

r_p ——碎石料的重度(kN/m³);

z ——自地面算起到滑动面的深度(m);

ϕ_p ——碎石料的内摩擦角(°),可在 35~45°间选取;

θ ——某深度 z 处滑动面与水平面的交角(°);

4.2.6~4.2.7 关于振冲碎石桩的布置常采用等边三角形或正方形。一般等边三角形主要用于大面积加固,正方形主要用于单独基础、条形基础和小面积局部加固。但这不能一概而论,宜根据具体情况和需要选择。如正方形主要用于单独基础,必要时也可在正方形中间加一根桩而成梅花形。

当桩体以等边三角形布置时,桩的影响范围为正六边形如图 4.2.6(a)所示。若此影响范围用一个等效影响圆取代时,该圆的直径

$$d_e = \sqrt{\frac{2\sqrt{3}}{\pi}} s = 1.050s \quad (4.2.6-1)$$

当桩体以正方形布置时,桩的影响范围为正方形如图 4.2.6b 所示。若其影响范围用一个等效影响圈取代时,该圆的直径

$$d_e = \sqrt{\frac{4}{\pi}} s = 1.128s \quad (4.2.6-2)$$

式中 s ——桩的间距。

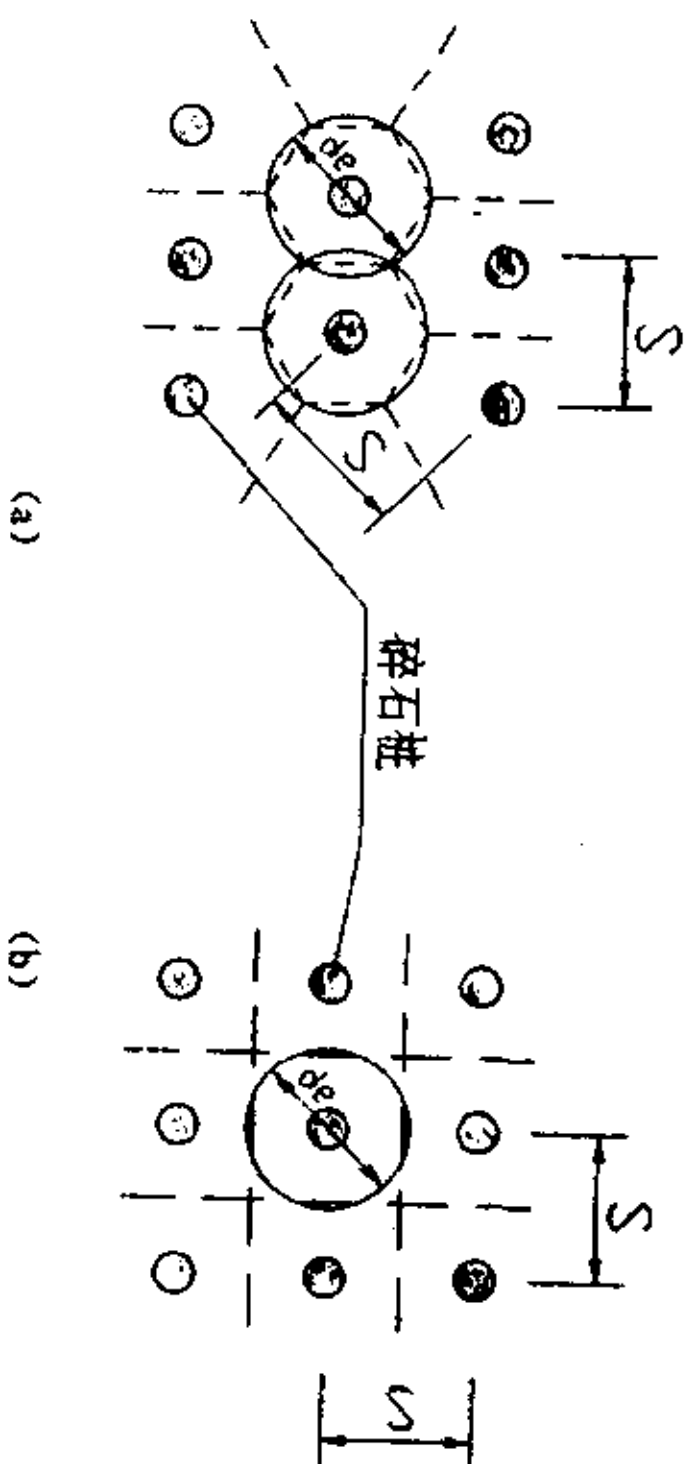


图 4.2.6

4.2.8 在水池基础范围外增设振冲碎石桩的排数应根据基础下的土体性质、荷载大小、处理厚度和环境条件等决定。基础下土质差、荷载大、处理深度大或附近有边坡时可增设 2~3 排桩,反之增设 1~2 排。

水池基础外增设桩的作用是减少基础下桩体的侧向变形,提高复合地基的承载力。室内模拟试验表明,有护桩的单桩复合地基较无护桩的单桩复合地基的承载力可提高 29%。

4.2.9 振冲碎石桩的顶层,由于桩间土的上覆压力小,桩体所受的约束小,桩顶易成为松散层,因之需部分加以挖除并于铺设垫层时一并夯实或压实。

在地下水位高的场地,在铺设垫层时应在桩间土上先铺 100mm 的砂。这是由于碎石垫层虽经夯击或碾压,但其间仍有孔隙,地下水位高时,孔隙中充满了水,这部分水会软化下层的土,在

荷载的作用下,软化了土被挤入碎石中,从而增加了水池的附加沉降量。增设这层砂可免除上述情况的产生。这种情况仅限于粘土性地基。

4.2.10 关于振冲碎石桩施工时的振动影响,根据现场测振试验,距振冲器 1m 以外,最大振动加速度小于 1cm/s^2 。当建筑物在振冲孔中心 3m 以外时,振动对其已基本无影响。但当施工现场有危房存在或对防震有严格要求的设备时,为防止意外,施工前应采取防护和防震措施(如挖防震沟等),同时施工过程中应加强观测。

4.2.11 在施工过程中必须对填料量、密实电流和留振时间三者进行严格的控制,这是保证振冲碎石桩质量的关键。

填料量 宜按试验期间确定的适宜填料量或根据经验确定的填料量进行施工控制。加料时不宜过急过猛,应循序逐次加填。应特别注意碎石桩底部的密实度。一般情况下,桩体底部所需填料相对较多,这是由于在底部振密时,填料除了挤向周围土层外,还有部分向桩底土层挤入,这在软粘土层中加固时更为明显。另一方面在初加料时,也可能有一部分填料粘留于孔壁,致使落到孔底部的料量减少。桩底是整根碎石桩的基础,经验表明,在施工中已发现的质量较差的碎石桩中,很大一部分是没有良好的桩底。因此,保证碎石桩具有良好的桩底质量是碎石桩施工中重要的一环。另外,碎石桩顶部的质量,施工中亦需特别注意。

密实电流 所谓密实电流是指振密碎石桩体所需的电流值。因此不能将振冲器刚接触填料时的瞬间电流作为密实电流。密实电流是振冲器在一定深度处振密桩体填料时的稳定电流值。对于 30kw 振冲器,软粘土地基中常用的密实电流值为 50~55A。

留振时间 振冲器不仅使填料振密,且使填料挤入孔壁土中,从而使桩径扩大。由于填料的逐渐挤入,孔壁土的约束力增大,一旦约束力与振冲器所产生的振力相等,桩径不再扩大,振冲器所需的电流值迅速增大。从振冲开始到电流值迅速增大时即为振密该段桩体所需的时间,即留振时间。

每倒入一批填料进行振密时,都应记录其深度、填料量、振密时间和电流量。

4.2.12~4.2.13 振冲碎石桩在施工过程中,地基的结构受到一定程度的扰动,强度有所降低,需经过一段时间的休置才能得到恢复。恢复时间的长短根据土的性质而定,因此,要经过适当的休置期后方可进行检验测试。

对振冲碎石桩的检验目的:一是检查桩体质量是否符合要求,如不符合,应及时研究采取补救措施,这是施工质量检验;二是验证复合地基的性能是否满足设计要求,这是加固效果检验。宜根据场地的工程地质条件和工程的重要性确定检验项目。

施工质量检验 常用的方法有单桩载荷试验;对于桩间土应根据土体性质选用十字板试验、静力触探试验和标准贯入试验。

加固效果检验 常用的方法有单桩复合地基载荷试验和多桩复合地基载荷试验。

检验可采用随机抽样法选择有代表性的或土质较差的地段进行。

对检验时的钻探孔应在完成检验后及时用砂回填密实,不得隔日回填。

4.3 水泥土深层搅拌桩

4.3.1 水泥土深层搅拌桩利用水泥作固化剂,通过搅拌机将压入地表下一定深度的水泥浆和地基土强制搅拌均匀,使这部分地基土形成水泥土桩,与原土构成复合地基,提高水池地基的强度和降低其压缩性。水泥土深层搅拌桩并可用于处理欠稳定的边坡,以提高边坡的稳定性。

水泥土深层搅拌桩适用于淤泥、淤泥质土、软塑状饱和粘性土和粉土以及由上述土体形成的素填土等地基的加固处理。

水泥和软粘土拌和以后,首先是发生水泥的水解、水化反应,

生成水泥水化物。这些水化物胶体与土颗粒发生离子交换,产生团粒化作用以及胶凝反应和碳酸化反应,形成具有一定强度和水稳定性的水泥土。

水泥土的室内试验表明,软弱粘性土中含高岭石、多水高岭石、蒙脱石等粘土矿物时,加固效果好;而含伊里石、氯化物和水铝英石等矿物时或有机质含量高、PH 值较低时,加固效果较差。

水泥土深层搅拌桩加固有机质含量高的地基土时,宜先通过试验确定其适用性。单独掺入水泥加固效果较差,若加大水泥掺入量并加入适量的外掺剂,可大大提高加固效果。如我国某海滩上部为沼泽相沉积的黑色泥炭土,含水量高达 500%,孔隙比为 8.47,压缩模量仅 900kPa,承载力为 40kPa。单独掺入水泥加固效果较差,30d 龄期强度为 290kpa。以后使用 425 号水泥,掺入比大于 20%,加入适量的外掺剂,加固后强度超过了 680kPa。

现摘录《建筑地基处理技术规范》(JGJ79-91)条文说明关于不同成因软土的水泥加固试验结果列于表 4.3.1 中,可作参考。

当遇海水或有侵蚀性的地下水时,对水泥土的影响应通过试验确定。根据我国学者的研究和工程实践,可明确下列几点:

1 含硫酸盐离子、镁离子的溶液对水泥土有一定的侵蚀性。虽然水泥土近期强度会有一定的提高,但远期强度下降;特别在高浓度溶液侵蚀下,水泥土产生较大的体积膨胀。在膨胀力作用下,水泥土发生破坏。

2 某些沿海工程在遇到海水时基本不影响水泥土强度,但对重要工程,仍应通过试验,以确定其有无影响。

3 选用合适的水泥掺入比 α ,采用抗硫酸盐水泥或矿渣水泥等并加入一定量的外掺剂(如粉煤灰),可增加水泥土的抗侵蚀性。

根据试验,在负温条件下,水泥与土的反应减弱,但恢复正温后反应继续进行,并逐渐恢复到标准强度。故地温在 0℃以下时,仍可进行水泥土深层搅拌桩的施工。但在冰冻时间长的地区应避免在冰冻时施工,以避免施工期限的拖延。

水泥土深层搅拌桩加固软土地基具有下列优点:

- 1 最大限度地利用了原土地基;
- 2 搅拌施工时无振动、无噪音、无污染和无地面隆起,对相邻建筑和周围地下管线不会产生有害的影响;
- 3 可根据水池结构和荷载情况,灵活地采用柱状、壁状和格栅状等加固形式;可以根据工程需要和土质情况调节其强度(改变掺入比)以满足不同的加固要求;
- 4 与钢筋混凝土桩相比较,经济并节约钢材。

4.3.2 对拟采用深层搅拌法加固地基的工程,除进行常规的工程地质勘察外,应特别注意查明下列项目:

1 有机质含量 有机质使土层具有较大的水容量、塑性及较大的膨胀性和低渗透性,并使土具有一定的酸性。由于有机质土中的有机质吸附氯化钙离子、酸性物质与铝离子化合,阻碍水泥的水化作用使处理效果难以提高,往往需要增加水泥用量并加入适当的外掺剂;

2 地下水的侵蚀性 如前述的硫酸盐离子、镁离子等的侵蚀性,当 PH 值低时,可能使水泥土加固作用无效;

3 当拟建场地有填土时,应查明填土中的物质成份,特别应注意填土中有无块石、炉渣以及砖块、树根等物,以免给施工带来困难,影响施工进度。

4.3.3 进行水泥土室内试验的目的是:

- 1 证实水泥土深层搅拌法加固拟建水池场地软土地基的适用性,选择加固时需采用的最适合的水泥品种和标号;
- 2 求取适合该工程和场地的软土地基的最佳水泥掺入比、水灰比和选用的最适宜的外掺剂及其用量;
- 3 了解拟采用的水泥土的强度及其增长规律,求取龄期与强度的关系。

用于制备水泥土试块的土应具有代表性,一般可根据拟建场地的地基土的物理力学性质指标,分区、分段选取。土料应用双层

表 4.3.1 不同成因软土的水泥加固试验结果

| 土 层 | 土 名 | 土 的 性 质 | | | | | | | | | | 参加水泥试验 |
|--------|--------|--------------|--------------------------------|----------|-----------|----------------|---|---------------------------------|----------|--------------|-----------|--------|
| | | 含水量 w (%) | 天然密度 p (g/cm ³) | 孔隙比 e | 液性指数 l | 塑性指数 Ip (%) | 压缩系数 a ₁₋₂ (MPa ⁻¹) | 无侧限抗压强度 q _u (kPa) | 水泥 标号 | 水泥掺入量 (%) | 龄期 (d) | |
| 第四系全新统 | 淤泥质粉砂土 | 50.0 | 1.73 | 1.39 | 1.21 | 22.8 | 1.33 | 24 | 325 | 10 | 90 | 1096 |
| | 淤泥质粉砂土 | 36.4 | 1.83 | 1.03 | 1.26 | 10.4 | 0.64 | 26 | 425 | 8 | 90 | 1415 |
| 第四系全新统 | 淤泥质粉砂土 | 68.4 | 1.56 | 1.80 | 1.71 | 21.8 | 2.05 | 19 | 425 | 14 | 90 | 1097 |
| | 淤泥质粉砂土 | 47.4 | 1.74 | 1.29 | 1.63 | 16.0 | 1.03 | 28 | 425 | 10 | 120 | 998 |
| 第四系全新统 | 淤泥质粉砂土 | 56.0 | 1.67 | 1.31 | 1.18 | 21.0 | 1.47 | 20 | 525 | 10 | 30 | 880 |
| | 淤泥质粉砂土 | 448.0 | 1.04 | 8.06 | 0.85 | 341.0 | | ≈0 | 425 | 25 | 90 | 155 |
| 第四系全新统 | 淤泥质粉砂土 | 58.0 | 1.63 | 1.48 | 0.65 | 26.0 | 1.78 | 15 | 425 | 15 | 90 | 714 |

厚塑料袋编号分装,妥善保存,以保持其天然含水量。

一般地,水泥土试块可用不同品种、不同标号的水泥,用各种水泥掺入比 a_0 和水灰比拌制,但应注意参照已有的经验,以减少试块的数量。水泥土的强度试验可参照水泥砂浆强度试验的方法进行。

根据工程的需要可选用具有早强、缓凝或减水性能的外掺剂,并可掺入不同比例的粉煤灰,以节约水泥和提高强度。掺入粉煤灰的加固效果如表 4.3.3 所示。

早强剂可选用三乙醇胺或氯化钠等。当用三乙醇胺时,掺入量宜为水泥重量的 0.05% 左右。

减水剂可选用木质素磺酸钙,掺入量宜为水泥重量的 0.2% 左右。

石膏具有缓凝和早强作用,掺入量宜为水泥重量的 1~2% 左右。

由于地基土的组成成分复杂,实践中,可根据当地的经验选用适宜的各种外掺剂。

表 4.3.3 粉煤灰对水泥土强度的影响

| 试件 编号 | 水泥掺入比 a (%) | 粉煤灰掺入量 (占水泥重量的百分数) | 水泥土强度 (kPa) |
|----------|----------------|-----------------------|----------------|
| 1 | 10 | 0 | 1827 |
| | | 100 | 2036 |
| 2 | 10 | 0 | 2823 |
| | | 100 | 3086 |
| 3 | 12 | 0 | 2613 |
| | | 100 | 2893 |

由于水泥土的硬化机理和混凝土的硬化机理有所不同,所以硬化速率也不相同;混凝土硬化速率快,而水泥土的硬化速率则较

缓慢,但强度均随龄期的增长而增大。根据电子显微镜观察,水泥与土的硬凝反应需 90 天才能完成,故以龄期 90d 的强度为标准强度。

试验资料表明,在一般情况下,水泥土 7d 强度可达标准强度的 30~50%;30d 可达标准强度的 60~75%;90d 为 180d 强度的 80%;180d 以后,水泥土强度仍在缓慢地增长。

桩土应力比 n 随荷载的增大而趋于某极限值。在桩长、桩距和水泥掺入比这三个参数中,水泥掺入比对桩土应力比影响最为显著。

在同一荷载下,水泥掺入比越高($a_0=10\sim20\%$),复合土层的总压缩量越小,桩尖平面下土层的沉降占总沉降的百分比越大。

水泥标号直接影响水泥土强度,水泥等级提高 10 级,水泥土强度约增大 20~30%。如要求达到一定的强度,水泥等级提高 10 级可降低水泥掺入比 2~3%。

一般地,当地基土的物理力学性质变化较大时,应将场区地基分成若干小区,分别求取达到工程要求的水泥掺入比。但在实际施工时,若各小区的掺入比相差不大,则可用最大的掺入比作为整个场地施工时的掺入比。

我国的模型试验表明,复合地基破坏时,除 $a_0=30\%$ 的桩外,各桩均出现裂缝。裂缝的起始面距承台底约 2d,裂缝长度为 2d~3d。据此,以下建议值得考虑:在距桩顶 2d~3d 范围增大水泥掺入比,而对地震设防区,则该范围宜加至 5d。

水泥土的性质因土的颗粒组成、土的矿物成份、水泥品种、掺入比、土的含水量和搅拌方式等的不同而不相同,分述如下:

1 重度

水泥土的重度比加固前软土的重度稍有增加。由试验得知,当水泥的掺入比高达 25% 时,水泥土的重度比天然状态的土的重度仅增加 3%。因此,地基土经深层搅拌法加固后,对其下卧土层的附加荷载增加甚微,由此引起的附加沉降也甚微。

2 含水量

地基土中的水由于和水泥发生反应而被消耗,因此,水泥土的含水量比加固前地基土的含水量低。降低的百分数因土的性质和掺入比的大小而异。据介绍,在水泥浆作固化剂加固含水量为110~130%的海底软土地基的工程中,加固后水泥土的含水量为80~100%。

3 相对密度(比重)

水泥土的比重为3.1,一般软土的比重为2.65~2.75,因此水泥土的比重比土的比重稍大。

4 抗压强度

当水泥掺入比小于5%时,水泥土的强度增长不显著,且离散性大,因此水泥掺入比宜大于5%。一般水泥掺入比越大,水泥等级越高,龄期越长,水泥土的强度越高。

当掺入比相同时,被加固土的含水量愈大,其强度愈低。当用水泥浆加固时,除了土中原有的含水量外,还有水泥浆中的水分,因此在满足施工的条件下,水泥浆的水灰比愈小愈好。

水泥土的强度应根据工程所在场地地基土的性质和工程的需要确定,并非愈高愈好,否则将导致水泥的用量不必要的增加。

5 抗拉强度和抗弯强度

水泥土的抗拉强度因地基土的性质、水泥的标号和掺入比的大小、施工方法和搅拌均匀强度等的不同而有差异。一些试验结果为:当水泥土的抗压强度为500~4000kPa时,其抗拉强度为100~700kPa;抗拉强度约为抗压强度的15~25%。国外有的资料提出水泥土抗拉强度为其无侧限抗压强度的10~20%左右。我国冶金部冶金建筑研究总院的室内试验结果认为,水泥土的抗弯强度为抗压强度的10~15%。

6 抗剪强度

如将水泥土看作粘性土时,则其抗剪强度可取为 $1/2q_u$ (q_u 为水泥土的无侧限抗压强度);如将水泥土看作混凝土,则可按混凝土

土的抗剪强度与无侧限抗压强度的近似关系计算。故当水泥土的无侧限抗压强度较低时,抗剪强度可取为 $1/2q_u$ 。随着水泥土 q_u 的增高,抗剪强度可从 $1/2q_u$ 下降至 $1/3q_u$ 或者更小。

在实际施工过程中,现场水泥土的强度有较大的离散性,受搅拌均匀程度和施工条件的影响,抗剪强度有进一步降低的可能性。这些情况,必须引起足够的重视。一般地,水泥土的抗剪强度可取抗压强度的10~15%。

7 固结特性与变形模量

试验结果表明,在深度相同处,与原状土相比,水泥土的压缩系数大大减小,变形模量显著提高。一些试验结果为: $q_u=300\sim4000\text{kPa}$ 时,其变形模量 $E_{50}=40\sim600\text{MPa}$,一般为 $120\sim150q_u$;实用上宜取为 $100\sim120f_{cu,k}$ ($f_{cu,k}$ 为水泥土的无侧限抗压强度标准值)。

4.3.4 水泥土深层搅拌桩的平面布置型式宜根据水池的结构、荷载情况和场地的工程地质条件采用柱状、壁状和格栅状等的加固型式。

1 柱状水泥土搅拌桩是一般水池常采用的地基加固形式,由水泥土搅拌桩和桩间土共同作用,构成复合地基。这种形式可以充分利用桩身强度和桩周摩阻力。

柱状水泥土搅拌桩在水池基础下的布置可取正方形、矩形或正三角形等形式。

柱状水泥土搅拌桩在水池基础下的总桩数

$$n = \frac{mA}{A_p} \quad (4.3.4)$$

式中 n = 总桩数;

A = 水池基底面积;

其余符号意义同正文。

壁状和格栅状水泥土搅拌桩的加固形式适用于上部结构荷载大且对变形要求高的水池,采用这两种水泥土搅拌桩进行地基加

固,可以有效地减少地基的不均匀沉降。

水泥土搅拌桩介于刚性桩(钢筋混凝土桩、钢桩)和柔性桩(碎石桩、砂桩)之间,其承载性能与刚性桩相近,因此可仅在基础范围内布桩,不必象柔性桩那样,需在基础范围外设置保护桩。

4.3.5 在每一个施工现场,因土质的差异、水泥品种和标号的不同等原因,水泥土搅拌桩的质量会产生较大的差异。为此,搅拌施工之前,宜按水泥土深层搅拌桩的施工程序和制作工艺,在现场制作数根试验桩,以确定水泥浆的水灰比、泵送时间、搅拌机提升速度和重复搅拌次数等参数。

4.3.6~4.3.8 每根桩在制桩时,均应着重控制其水泥和外掺剂用量、输浆搅拌、提升时间及复搅时间等,注意保证输浆及搅拌的连续性和均匀性。为此,施工中应有详细的制桩过程记录并随时进行检查;成桩后,应对已制成的桩及时抽样检查,以便发现问题,采取必要的补桩、加强附近的工程桩等措施。

成桩过程中,如遇电压低、停电或其他原因导致成桩工艺中断时,宜将搅拌机下沉至停浆点以下0.5m,待恢复供浆时再喷浆提升,继续搅拌。如中间停止输浆三小时以上,水泥浆将在管路中凝固。遇此情况时应及时清除全部水泥浆,防止管道淤塞。

对桩顶预留的500mm部分,因基坑开挖时已有一定的强度,当用机械开挖基坑时容易遭受碰撞并损坏桩体,因此基底以上的该部分宜用人工挖除。

4.3.9 水泥土深层搅拌桩应于成桩后的七天内抽样进行桩身均匀度及强度的检验。

桩身均匀度的检验可用轻便钻具在桩体中取样进行,通过取样检验桩身水泥土的均匀性,有水泥浆富集的“结核”或未搅拌到的土团等。桩身强度的检验可用轻便触探仪进行。根据轻便触探击数N10,与已有的轻便触探击数N10——水泥土强度关系及水泥土强度——水泥土龄期关系比较,可以判断被检验的桩身水泥土强度是否符合要求。或者,当一天龄期时击数N10大于15击

或七天龄期时击数N10大于原天然地基击数N10的一倍以上时,可以认为桩身强度已经达到设计要求。如果必要,尚可以用静力触探测试桩身强度沿深度的分布情况,但目前用比贯入阻力 P_s 估算桩体强度尚缺乏足够的试验资料,因此,如无同类工程经验或有关资料供参考,桩体水泥土的抗压强度可用 $f_{cu}=P_s/10$ 粗略计算。

水泥土深层搅拌桩的单桩或多桩复合地基载荷试验要点见本规范的附录C。

5 密实法

5.1 一般规定

5.1.1~5.1.2 当拟建水池的地基不能满足承载力或变形的要求时,可根据地基土体性质采取适当的处理方法,使其达到要求的密实度,并使其沉降在处理过程中基本上或大部分完成,以满足用作水池地基的要求。

对于软粘土和冲填土地基,可采用的处理方法有加载预压法、真空预压法或强夯法等。

对于疏松砂土和粉土地基,可采用强夯法或振冲密实碎石桩加固处理。经处理后的地基土,除了提高承载力、减少受荷后的变形外,并可提高其抗液化的能力,保持地基在地震作用下的稳定性。

5.2 加载预压法

5.2.1 加载预压法在软土地基处理中具有方法简单和效果明显的优点。由于预压荷载的作用,软土中的孔隙水压力逐渐消散,土体被压密,从而导致地基土强度提高和压缩性降低。其原理如式5.2.1所示。

$$\sigma' = \sigma - u \quad (5.2.1)$$

式中 σ ——总应力

σ' ——有效应力

u ——孔隙水压力

在荷载作用下,随着时间的推移,上式中的孔隙水压力逐渐减小,而地基土的有效应力 σ' 逐渐增加。加载预压法的基本原理就

是通过增加总应力 σ ,使土体中的孔隙水压力消散,以提高地基土的有效应力 σ' ,所以对任何成因的软土都可以适用。加载预压所使用的作为荷载的材料可以就地取材。

5.2.2~5.2.3 对拟采用加载预压进行地基处理的工程,工程地质勘察工作应查明场地的工程地质条件和地下水的情况,除钻探取样外,尚应进行必要的原位测试如静力触探和十字板剪切试验等。土工试验除常规的土工试验项目外,还应提供各层地基土的垂直和水平向的固结系数 C_v 和 C_h ,各层地基土的孔隙比和固结压力(即 $e-p$)关系曲线及由三轴 UU 试验和 CU 试验求得各层地基土的抗剪强度值,必要时还应求取地基土的先期固结压力。

根据试验得知,由室内试验所得的水平向固结系数 C_h 值往往比由沉降观测资料或从孔隙水压力消散曲线推求所得的 C_h 值小。另外,当用 $\Delta C_v = U \cdot \Delta \alpha_v \cdot \lg \frac{t}{t_0}$ 估算地基强度增长时,由实测所得的值与根据室内试验所得的数据计算求得的值也不相同。因此对于大型水池或场地地质条件复杂的工程,为使设计更切合实际,应先在场地选择有代表性的地点进行预压试验,以求取可靠的计算参数。

在预压试验过程中,应及时进行沉降、侧向位移、孔隙水压力和十字板剪切强度等的观测和试验,以取得较为符合实际的资料,以便对设计作必要的修正并指导施工。

5.2.4~5.2.5 预压荷载的大小应根据水池的设计荷载和施工期限确定。一般预压荷载可等于水池的设计荷载。

当水池基础位于厚层的软粘土上,若仅采用加载预压,其期限超出施工许可的时间时,为了加快地基土的固结速度,需要在水池基底下的软粘土层中和在其上设置排水系统,如规范条文中所述,该排水系统包括深入软粘土层中的竖向排水设施和与竖向排水设施相连通、铺设在水池基底垫层下的水平向排水设施——通常为砂垫层。

砂垫层的作用在于引出土层内竖向排水设施中的渗流水,其

厚度一般为0.3~0.5m。如当地砂料缺乏,可采用连通竖向排水设施的纵横砂沟取代成片的砂垫层。

竖向排水设施可以是普通砂井、袋装砂井或塑料排水带。

由于采用了排水设施的结果,大大缩短了孔隙水从土体中排出的距离,从而导致预压区地基土固结速度的快速增加,这可从式(5.2.5)中明显地表示出来:

$$t_1 = \frac{T_v H^2}{C_v} \gg \frac{T_v d_w^2}{C_v} = t_2 \quad (5.2.5)$$

式中 t_1 ——地基土未设砂井等竖向排水设施时,在预压荷载作用下固结需要的时间(s);

t_2 ——地基土设置了砂井等竖向排水设施,再施加预压荷载时,固结需要的时间(s);

T_v ——竖向固结时间因数(无因次);

H ——土层竖向排水距离(m),双面排水时 H 取土层厚度的一半,单面排水时 H 为土层的厚度;

C_v ——地基土竖向固结系数(cm^2/s);

T_r ——辐射向固结时间因数(无因次);

d_w ——砂井等竖向排水设施的有效排水直径(cm);

C_h ——地基土水平向固结系数(cm^2/s)。

从式(5.2.5)可以看出,如果不考虑其他因素,仅由于采用了砂井等竖向排水设施,使地基土中孔隙水的排出距离 d_w 小于 H ,就有 $d_w^2 \ll H^2$,因而由于采用了砂井等竖向排水设施,在预压荷载的作用下,地基土的固结所需时间将大大缩短。

当对水池的沉降要求有严格的控制时,或水池地基具有厚层的软粘土,即使采用了砂井等竖向排水设施,但预压的时间仍然超过施工期限时,为了及早消除主固结沉降和缩短预压时间,可采用超载预压。

超载预压指预压荷载大于水池设计荷载的预压。经过超载预压,使土层的固结压力大于水池使用荷载下的固结压力,原来的正

常固结地基土将处于超固结状态,这样可以大大减少水池地基在使用荷载下的变形。

5.2.6 当地基土质较软且预压荷载较大时,为了防止在加荷过程中地基土体的破坏,预压荷载宜分级逐渐施加,即在前期荷载作用下,地基强度经检测增加到适当值时方可加下一级荷载。

根据地基土的天然抗剪强度,可以计算第一级允许施加的荷载 q_1 :

$$q_1 = 5.52 C_u / k \quad (5.2.6-1)$$

式中 C_u ——天然地基土的不排水抗剪强度(kPa),由无侧限抗压强度试验、三轴不排水剪切试验或原位十字板剪切试验测定;

k ——安全系数。根据不同的试验方法和土质在1.1~1.5选用。对于很软的粘土和用十字板试验测定的 C_u 计算时, k 宜取大值。

在预压荷载 q_1 的作用下,经过一段时间后,地基土强度因固结得到提高;另一方面,随着荷载的增加,地基中的剪应力也在增大,在一定的条件下,由于剪切蠕变可导致强度的衰减。因此,地基中任一点任一时刻的抗剪强度 τ_t 为

$$\tau_t = \tau_0 + \Delta \tau_0 - \Delta \tau_0 \quad (5.2.6-2)$$

式中 τ_0 ——地基土的天然抗剪强度(kPa);

$\Delta \tau_0$ ——地基土由于固结而引起的抗剪强度的增长值(kPa);

$\Delta \tau_0$ ——由于剪切蠕变引起的抗剪强度衰减值(kPa)。

由剪切蠕变引起的强度衰减 $\Delta \tau_0$ 较难计算,为了考虑 $\Delta \tau_0$ 的效应,比较理论与实测结果,式(5.2.6-2)可改写为条文中的式(附1.0.1)。

如前所述,地基在 q_1 荷载下经过一段时间预压,地基强度将提高。以后各级荷载的增加可通过地基稳定分析确定。加荷时的加荷速率应根据观测资料加以控制,此处举某工程为例,说明控制

加荷速率的重要性。该工程软土层厚度为12.6m,其物理力学性质指标如下:

| ω (%) | γ (kN/m ³) | e | C_r (cm ² /s) | K_u (cm/s) | E_s (MPa) | C_u (kPa) |
|-----------------|----------------------------------|------|-------------------------------|----------------------|----------------|----------------|
| 79.5 | 15.5 | 2.16 | 4.7×10^{-4} | 3.8×10^{-4} | 1.363 | 7.1 |

地基用塑料排水带作竖向排水措施,并采取超载预压进行加固。预压用砂作预压荷载,堆高9m,相应荷载约150kPa,分五级加荷。

在第二级加荷的后半期,平均加荷速率达3.52kPa/d,峰值达6.12kPa/d。

过高的加荷速率导致土体的强度增长与剪应力的迅速加大不适应,使地基濒临破坏。此时沉降与位移速率明显加大,孔隙水压力急剧上升,出现坡肩处沉降量超过中心区、坡脚地面上抬的现象。该阶段的平均沉降速率达39mm/d,边桩位移量连续数天达23mm/d;孔隙水压力系数达到0.34,这些反应表明部分土体已达塑性状态。

上述土体适当的加荷速率宜控制在2.5~3.0kPa/d内,其相应的沉降速率宜限制在15~20mm/d内。(一般软土沉降速率控制在10~20mm/d内。)

加荷速率的控制标准随地基土性质、加荷面积、边界条件和荷载大小等的差异而有所不同。

袋装砂井等的井阻作用是由井阻因子G所体现的。

$$G = \left(\frac{K_1}{K_2} \right) \left(\frac{H^2}{d^2} \right) \quad (5.2.6 \sim 3)$$

式中H/d₀是竖向排水设施的长细比,其值愈大,井阻作用愈明显。

K₁是土体水平向渗透系数,K₂是砂井材料的渗透系数。上式表明,砂井井料的渗透系数愈小,井阻作用愈大。因此施工时应选

用含量小的中、粗砂作井料。

涂抹作用和砂井的施工方法有关。采用打塞管成孔时,涂抹作用影响最大,用螺旋钻成孔次之,采用冲水法成孔时,涂抹作用影响较小。但在软粘土地基中,用螺旋钻和冲水成孔易产生缩孔或孔壁坍塌现象。

5.2.7~5.2.8 关于水池地基最终沉降量的计算如条文中式(5.2.7)所示,这是我国广泛采用的计算公式。关于经验系数 ψ_0 ,宜按地区的工程实践经验确定。一般在地基土质软、水池荷载大时取大值;但若地基土质虽软,而水池埋置深度较深,此时作用在地基土上的附加压力可能较小,在这种情况下, ψ_0 仍宜取小值。

计算固结度的理论公式,一般都假定荷载是瞬时一次施加的,对逐级加荷条件下地基的固结度计算需作修正。修正的方法有若干种,本规范采用了我国普遍采用的方法,见条文附录B。理论上该公式是精确解。

5.2.9 适当地扩大加载预压的范围,可以减少地基侧向变形的影响。

5.2.10~5.2.19 规范条文中已作了明确的陈述,下面作几点说明:

1 近年来在加载预压加固粘土地基方面,袋装砂井和塑料排水带得到了广泛的应用。在难于取得较纯洁中、粗砂时,采用塑料排水带可以取得较好的效果。

2 由于具备了良好的设备和掌握了真空预压的技术,近年来真空预压加固软土地基的方法在我国已被广泛采用,取得了良好的效果。该法可取得相当于80kPa的等效荷载。对于拟采用加载预压法加固软土地基而缺乏加载材料的地方,改用真空预压法加固无疑是可行的。真空预压法的优点是无需搬运和卸除大量的加载材料,施工迅速,施工管理简单,且工程费用较低。

真空预压过程中,仅需进行地基的沉降观测,不必进行边桩位移和孔隙水压力的观测,从而可省掉许多观测工作量。

当需要较大的预压荷载或需提高加固效果时,可采用真空—加载联合预压法。加载的大小根据工程需要的荷载,减去与射流真空泵稳定真空度相当的等效荷载 80kPa,即为需施加的荷载。

真空预压法处理地基的范围不应小于水池底板外缘所包围的范围,但一般宜超出外缘 2—3m。

从上述情况中,不难看出,真空预压法较加载预压法更适宜于对大面积地基的预压加固处理。

3 根据我国多年来建设的经验,当不考虑井阻和涂抹作用时,缩小井距要比增大砂井的直径效果好得多,即所谓“细而密”的原则。但在实施中,砂井的直径和井距又与砂井的类型和施工方法有关。砂井直径太小,打设时易产生缩颈、灌砂量不足甚至砂井不连续而中断等质量问题;井距太近,施工中易将砂井周围土体造成大的扰动。一般普通砂井直径工程上常采用 200~500mm,井径比为 6~10。

有关普通砂井直径和井径比(n)的资料见表 5.2.11-1,有关袋装砂井直径和井径比(n)的资料见表 5.2.11-2。

关于塑料排水带,由于其形状为扁平的矩形,其当量换算直径按条文中式 5.2.11 计算。式中根据实测结果引入不小于 1 的换算系数 α 。近年也有采用 $\alpha=1$ 的。塑料排水带的井径比(n)取与袋装砂井同。

工程实例:

厦门某研究所办公楼为多层建筑,建于软土地基上,采用砂井排水,自重预压。

地质条件:

地基主要受力层为滨海相沉积,土质为淤泥,厚 20m,下卧层为花岗岩风化形成的残积坡积层。上部 10m 范围内, $0 \sim 3\text{m}$, $\omega=79\%$, $e=2.11$; $3 \sim 8\text{m}$, $\omega=75 \sim 76\%$, $e=2.04 \sim 2.07$; $8 \sim 10\text{m}$, $\omega=71\%$, $e=1.91$ 。

表 5.2.11-1 普通砂井的直径和井径比(n)

| 序号 | 砂井直径(mm) | 井径比(n) | 资料来源 |
|----|----------|--------|-------------------------------------|
| 1 | 200~300 | 6~10 | 《土工原理与计算》1979 华东水利学院土力学教研室 |
| 2 | 200~500 | 7~10 | 《地基处理新技术》1989 卢肇均等编 |
| 3 | 300~500 | 6~9 | 浙江省标准《建筑软弱地基基础设计规范》(DBJ10-1-90) |
| 4 | >200 | 6~10 | 上海市标准《地基处理技术规范》(DBJ08-40-94) |
| 5 | 300~400 | 6~8 | 《地基及基础》1980 华南工学院、南京工学院、浙江大学、湖南大学等编 |
| 6 | 常用 400 | 5~10 | 《软土地基处理》1982(日)中堀和英等编 |

建筑物基础用正置肋不埋式基础,上部结构为 6 层全框架体系,空心砖墙填充,建筑物长高比为 1,整体刚度良好。

地基采用砂井加固。砂井直径为 200mm,间距 1.2m,梅花形布置($n=6.3$),水冲法成孔,砂井长度为 8m,顶部铺 600mm 砂垫层,垫层上填 2.6m 厚的土,基础置于填土上。

加固效果:

上部 6 层建筑经 7 个月完工,分层施工,分级加荷。完工后,实测总沉降为 500~540mm,其中 250mm 沉降系在 2.6m 填土后完成,其余在上部建筑施工中完成。根据计算,已完成主固结度的 90.5%。

该建筑于 1983 年建成,1984 年又在原基础上增加一层,共 7 层。1984 年秋通过了技术鉴定。

在福州和温州等地都有用上述方法处理民用建筑地基的纪录,在这些工程中,砂井直径取为 200mm,梅花形布置,间距 1.2m,但在砂井施工方法上有所不同,有的采用了振动沉管法成孔,但都取得了较好的效果。

表 5.2.11-2 袋装砂井的直径和其井径比(n)

| 序号 | 袋装砂井直径 (mm) | 井径比(n) | 资 料 来 源 |
|----|----------------|--------|-------------------------------------|
| 1 | 70 | 15~30 | 《地基处理新技术》1989 卢肇均等编 |
| 2 | 70~120 | 15~25 | 浙江省标准《建筑软弱地基基础设计 规范》(DBJ10-1-90) |
| 3 | >70 | 15~25 | 上海市标准《地基处理技术规范》 (DBJ08-40-94) |
| 4 | 120 | >20 | 《最新软弱地基处理方法》1988(日) 福岗正己 |
| 5 | 120 | >20 | 《软土地基处理》1982(日)中堀和英 等 |

5.2.19~5.2.20 对加载预压法除应精心设计外,其施工也十分重要,否则不但达不到设计所预期的效果,甚至可能产生意外的工程质量事故。

为了保证加载预压法的加固效果,施工过程中主要要做好以下三个环节:

- 1 铺设水平排水垫层。当为了节约砂料而采用纵横连通的砂沟作水平排水设施时,砂沟要平直,保证有足够的深度和宽度,沟内多余的散土应清理干净,并填足砂料;
- 2 设置竖向排水设施。竖向排水设施除在施工中严格按照规定进行外,应始终保持排水系统的畅通;
- 3 施加预压荷载时应严格控制加载速率,使地基强度的提高和土中剪应力的增长相适应。

加载预压过程中要做好现场的观测工作,这些工作是:

沉降观测 观测的内容包括荷载范围内地基的沉降、荷载外地面的沉降或隆起和沉降速率。实测资料可用于推算最终沉降量 S 及 β 值等,更重要的是,这些资料反映了加载过程中地基的稳定情况。如沉降速率突增,表明地基可能产生大的塑性变形,若连续

几天出现大的沉降速率,表明地基可能失稳,因而可根据沉降速率来控制加载速率。

孔隙水压力观测和侧向位移观测 该两项数据也是揭示地基稳定性的重要标志。如发现孔隙水压力和坡趾处的侧向变形突增,表明地基处于欠稳定状态,应立即及时停止加载,必要时尚应采取适当措施(如反压),以保证地基的稳定。

此外,为了检验地基土在预压过程中强度增长的情况,可在预压区内选择代表性地点定时地进行十字板试验或取土进行室内试验,钻探完工后应立即用砂将钻孔填实。

5.3 强夯法

5.3.1~5.3.2 强夯法对砂土和含水量低的素填土和杂填土等地基的加固效果,已为实践所证明。对低含水量的粉土和粘性土地基的加固也有效果。但对于饱和淤泥质粘性土,应根据土的性质、形成条件和工程设计要求等,通过现场试验确定其可行性。根据近年来在上海和江苏省沿长江两岸地区采用强夯法的经验,对于含水量 $w < 50\%$ 的由沉积形成的饱和淤泥质粘性土,当夯点间设置竖向排水设施(袋装砂井或塑料排水带)并在夯击区表面设置与竖向排水设施连通的水平向排水设施(砂垫层、碎石垫层或纵横排水砂沟等)时,强夯法也取得了较好的效果。经强夯处理后的上述淤泥质粘性土可以作为一种荷载条件下的水池地基。

由于淤泥质地基土的复杂性,施工前应根据建筑场区的地质条件和荷载情况选择有代表性的场地作试验,以确定其适用性和主要的设计和施工参数。

5.3.3 有效加固深度是指地基经强夯加固后,其强度的提高和压缩模量的增大均是比较明显的范围。实际上该深度的影响因素很多,除了夯击能量外,还有地基土性质、土层埋藏顺序及地下水位等。因此,条文给出的有效加固深度公式是近似的,仅作参考之用。

对于强夯的有效加固深度,强夯法的首创者 Menard 曾提出过一个经验公式:

$$h = \sqrt{Q \cdot H} \quad (5.3.3-1)$$

式中 h ——有效加固深度(m);

Q ——锤重(t);

H ——锤的落距(m)。

但实践证明,用上述公式估算强夯的有效加固深度是偏大了。我国根据大量实际测试的结果,将上述公式修正为:

$$h = \alpha \sqrt{Q \cdot H} \quad (5.3.3-2)$$

式中

α ——修正系数;

Q ——锤重(kN);

H ——锤的落距(m)。

该式即条文中的式(5.3.3),其中修正系数 α 根据地基土种类、性质、土层厚度和埋藏顺序、地下水位以及强夯的其他参数等综合考虑;一般 α 值在0.16~0.25之间选取。对淤泥质土, α 宜取较小值。

我国学者根据土动力学理论推导得到了与式(5.3.3-2)相同

的公式,其中 $\alpha = \sqrt{\frac{m}{r^2}}$ 。此值为理论值,应根据实际情况作修正。式中: m ——锤的质量; r ——锤底面半径。

锤重 Q 和落距 H 是强夯法的两个重要参数。根据上述经验公式, Q 和 H 值愈大,强夯加固的影响深度愈深。但实际上它还受到许多因素的制约,特别是对于饱和淤泥质粘性土。不恰当的 Q 或 H 值会导致产生橡皮土(或称弹簧土)。另外,在具体实施时,还可能遇到是否会有理想设备的问题。因此在正式施工前,应依据已有的施工条件,进行现场试验,确定有效加固深度。

5.3.4 每个夯坑夯击总能量为锤重 \times 落距 \times 击数,单位夯击能量为夯击总能量除以夯坑总面积,其值应根据地基土的性质和加固

后要求地基土达到的强度和变形性能确定。一般加固粘性土比加固砂性土所需的单位夯击能要大。

强夯夯沉量随夯击能的增加而增大,但对于具体的地基土层,则有一个限度,超过了这个限度,能量再大也无法夯实,对于饱和软粘土则有可能夯成弹簧土。因此存在着所谓的“最佳夯击能”。理论上最佳夯击能是在这样的夯击能作用下,地基土中出现的孔隙水压力与土体的自重压力相等。在粘性土中,由于孔隙水压力消散得慢,当夯击能逐渐增大时,孔隙水压力也逐渐叠加,因而在粘性土中,宜根据孔隙水压力的叠加情况来确定最佳夯击能。但孔隙水压力沿深度是上大下小,而土体的自重压力则是上小而下大,因此在实践中,还是通过现场试验确定具体土体的最佳夯击能。

5.3.5 每个夯点的夯击次数,应在施工前的现场试验阶段确定。夯击次数因地基土性质、土层厚度地下水位高低和工程要求的不同而有所不同。在具体场地的条件下,每夯点的夯击次数以达到地基土的竖向压缩量最大而夯坑周围地面隆起最小为原则。击数过多不但不能增加软土的密实度,反而可能使软土形成弹簧土。每夯点的击数一般用下述的方法决定:

1 按有效击实系数控制:

$$\text{有效击实系数 } \beta = \frac{V - V_s}{V} = \frac{V_c}{V} \quad (5.3.5)$$

式中 V ——夯坑体积(m^3)

V_s ——夯坑周围土体隆起体积(m^3)

V_c ——夯坑土体有效压缩体积(m^3)

有效击实系数愈大,强夯加固的效果愈好。

2 按最后两击累计夯沉量之差小于50~80mm控制,锤底静压力小于30KPa时取下限,大于30KPa时取上限。前后两击夯沉量接近时,表明再增加夯击数是没有意义的。对软土,一般每夯点的夯击数为4~10击左右。

5.3.6 夯击遍数根据工程的需要、地基土性质和压缩层厚度等综

合确定。软土的含水量愈高,压缩层的厚度愈大,需要夯击的遍数愈多。对水池基础下的饱和粘性土地基,一般可分3遍夯击。

对基础面积大而地基含水量高的软土,一般情况下,夯击遍数应以总夯沉量不小于计算最终沉降量的70~80%且残余沉降值小于300mm为原则。但在工程实践中,水池的池群总体布置、不池单体的结构布置及与之连接的管道的连接方式等变化幅度很大,而在不同情况下,构筑物及管道对由残余沉降引起的不良后果的敏感程度也有很大差异,因之夯击遍数可根据实际情况的不同进行调整,以满足工程的需要。

满夯(或称搭夯)指对全部大能量夯击完毕的场区进行低能量的锤印相互搭接的夯击,目的在于使表层1~2m内被夯松了的土体和坑内的回填土得到夯实。因此应根据强夯后表层土和夯坑回填土的情况,确定满夯的能量和遍数,一般满夯一次,必要时可进行二次。满夯的单击能量一般不大于1000kN·m。

5.3.7 对建于软土地基上的水池,强夯加固时,夯点常按正方形网格布置并用插挡法分遍夯击如图5.3.7所示。这样做的目的可以以夯击引起的孔隙水压力有充分的时间消散,同时也便于进行夯击施工,保证地基加固的均匀性,以取得较好的加固效果。

按正方形网格分遍插挡夯击的顺序如图5.3.7所示。

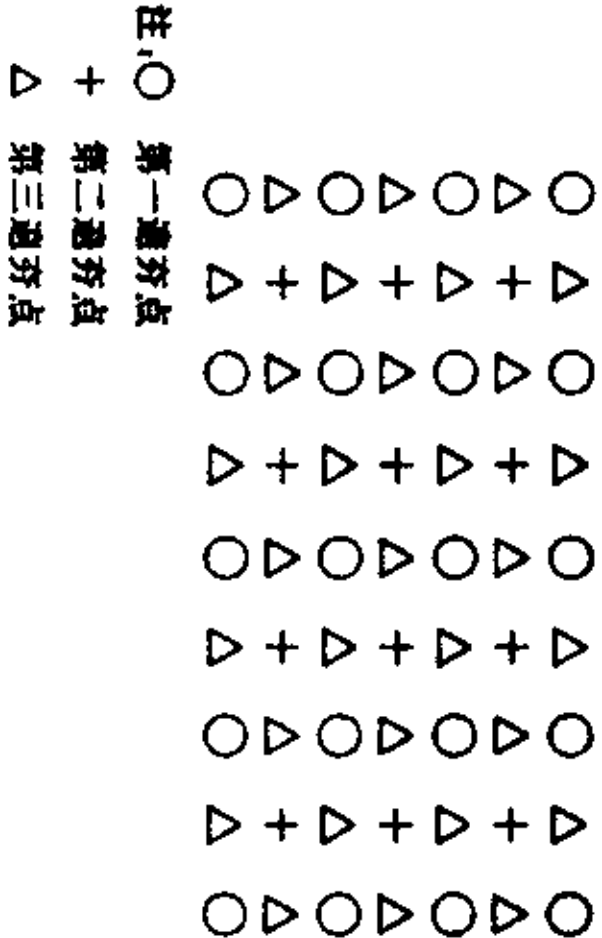


图 5.3.7

5.3.8 夯点的间距,一般根据地基土性质、软土层厚度、夯锤底面积和要求加固处理的深度综合考虑。为了使深层土得到加固和减少由夯击引起的孔隙水压力的叠加,易于孔隙水的消散,并也便于施工机具的运转,每遍的夯击点之间应保持适当的距离,一般第一遍取6~9m。如果夯点间距太小,相邻夯点的加固效应将在浅层叠加而形成硬层,这将影响夯击能向深层传递;另外,夯距太小,夯击时上部土体易向已夯成的夯坑中挤出,造成坑壁坍塌,夯锤下落时歪斜或倾斜;夯距太小,也不利于夯击引起的孔隙水压力的消散。

5.3.9 当地基土为高含水量的软粘土且土层较厚时,两遍夯击之间的间歇时间要长,使孔隙水压力有足够的时间内消散,从而提高强夯的加固效果。间歇时间宜根据强夯试验中孔隙水压力消散的监测结果确定。

对于细颗粒土,如不设置袋装砂井之类的排水设施,一般需要20天左右或更长的时间,才能使孔隙水压力消散70~80%;当设置袋装砂井和相应的水平排水设施时,一周内孔隙水压力可以基本消散。

5.3.10 为了减少水池周边地基土的侧向变形和不均匀的“边界现象”对水池结构的不良影响,将强夯加固范围扩大于水池基础范围之外,可大大地减少水池地基的差异沉降。

当用强夯法处理可液化地基土时,强夯范围还应适当扩大。

5.3.11~5.3.12 强夯主要机具设备的选用:

1 起重设备

目前国内通常采用的起重设备是履带式吊车,它具有稳定性较好,行走方便和施工速度快等优点,缺点是不能随时调整夯锤的落距。吊车的性能应根据工程需要的锤重和落距而定。一般情况下,其起重能力宜为夯锤重的2~3倍,以克服起吊时锤与地基间的吸力和摩擦力;吊车的起吊高度一般可用10~20m。夯击时应采取措施防止臂杆后仰。

2 夯锤

一般采用圆柱形锤。方形锤在多次夯击时锤印不易复合,造成棱角着地或着地时倾斜,导致夯击能量损失,影响加固效果。锤重宜根据工程的需要确定,锤中应有若干上下贯通的排气孔,以减少夯击时能量的损失和起吊时锤与地基间的吸力。

锤的面积根据加固深度的要求而定。理论上,要求加固的深度大,锤底的面积及锤重也应大。一般夯锤底面积为 $3\sim 6\text{m}^2$,锤底单位面积静压力为 $25\sim 35\text{kPa}$,有条件时可增至 40kPa 。

锤体的材料以用钢质为优,因为钢锤本身在夯击时变形较小,故能量损失小。

3 脱钩装置

当锤重超出吊机卷扬机能力时,一般利用滑轮组并借助脱钩装置来起落夯锤。脱钩装置在落锤时采用自动脱钩。自动脱钩装置要有足够的强度,且动作灵活。

5.3.12~5.3.15 强夯施工中应作好的事项:

1 创造良好的施工条件

施工前应平整场地,耕植土应予挖除。当表层土为细粒土且地下水位较高时,地面应铺设适当厚度的砂、砂夹卵石或碎石,其目的为:

- 1)便于施工机械的通行和施工的安全操作,提高夯击效率;
- 2)当设置袋装砂井等排水设施时,可以用作水平向的排水设施,提高夯击效果。

2 设置排水网格和排水沟

当强夯加固区的边长大于 30m 时,可在中间设置网格形的排水沟,排水沟间距不大于 15m 。强夯加固区的周围也应设置排水沟,以便及时排出雨水和强夯后排出的地下水。特别当采用袋装砂井或塑料排水带之类的竖向排水设施时,排水沟的设置是提高加固效果的重要保证。

3. 做好防震预防措施

夯锤从高处落下时,将产生持续 $1\sim 3$ 秒的地基振动。按目前

常用的强夯能量等级,当场地附近 15m 范围内有建(构)筑物或地下管线等时,应做好防震或防震措施如预先加固或挖防震沟等。防震沟深为 $2\sim 3\text{m}$ 。在施工过程中应加强观测。对振动有特殊要求的建筑及精密仪器设备等,当可能受到振动影响时,可按照强夯时该处的地面最大加速度,参照抗震设计标准考虑加固或其他防护措施,但该处的地面最大加速度应通过强夯时的测试或其他可靠的资料确定。

4 由于地基土含水量的高低和地下水位的高低对强夯效果的影响很大,因此在地下水位高和降雨多的地区,当采用强夯法加固地基时,宜选择一年中地下水位低和少雨季节进行,以取得较好的加固效果,并方便施工。

5 坑内或场地如遇积水应及时排除

5.3.16~5.3.17 用强夯法加固软土地基,施工因素对加固效果影响很大,不进行检验便无从了解地基强夯加固后是否满足工程的需要。因此在强夯施工完毕后,进行质量检验是必不可少的。一般从下列两种途径进行检验:

1 在强夯施工过程中,每夯完一遍,即将场地推平,测量地表平均夯沉量。强夯后的总夯沉量就是各遍平均夯沉量之和,由此可知经强夯后水池地基的总夯沉量。

2 进行强夯完毕后的检验

检验的时间 如果强夯完毕即进行检验,因孔隙水压力尚未完全消散及由于时间效应等原因,检验结果将不能反映强夯加固的实际效果。间隔时间的长短因地基土的性质而不相同,对于由冲填形成的粉、细砂或粉土地基,间隔时间为 15 天左右;对于粘性土地基,间隔时间约为 30 天。间隔时间越长,检验结果越准确。

检验的方法 对于水池,一般以钻探取土进行室内土工试验和原位测试相结合的方法检验。原位测试根据地基土性质确定;对于软粘性土可采取静力触探和十字板剪切试验;对于粉土和砂土可采用静力触探和标准贯入试验。根据夯后和夯前的测试结果,进

行分析对比,可以检验出强夯加固的效果。

对于大型水池或地质条件复杂的场区,必要时宜进行大面积承压板载荷试验。

检验点的数量 对于大型单个水池,一般检验点不得少于3处。当水池呈群体或场地地质条件复杂时,宜根据具体情况增加检验点。

检验深度应不小于设计有效加固深度。当设有竖向排水设施时,检验深度宜适当大于竖向排水设施的深度。较好的方法是先进行静力触探试验,将夯后与夯前的两组曲线对比,界定强夯有效加固深度后,再进行其他检验工作。

5.4 振冲密实法

5.4.1~5.4.3 振冲密实法亦称振冲挤密法,对于由沉积或冲填形成的欠密实的粉土或砂土地基,经振冲密实法处理后,地基土的密实度将进一步提高,这除了可以提高地基土的强度和减少地基的变形外,还可大大提高地基土的抗液化性能。

在疏松的粉土和砂土层中,用碎石或卵石等透水性较高的填料制成的桩群具有较好的排水功能,地震时引起的超孔隙水压力能较快地消散,从而使液化现象大为减弱或消除。同时,由于桩对桩间土的约束作用,使地基的刚度增大,有利于抗液化能力的增强。

采用振冲挤密碎石桩处理可液化地基的有效性已为国内外的许多地震实例和试验研究成果所证实。

日本某油罐(容量为600万公斤)地基采用了 $\phi 70\text{cm}$ 、间距为1.80m的密实砂桩,地震发生后,附近的码头发生了喷砂现象,码头发生倾斜,但油罐场地内未见喷砂现象。

1964年日本新潟发生了7.7级地震,大面积砂土地基发生液化,震灾严重,但采用振冲法处理的油罐和厂房地基基本上没有破

坏,仅基础均匀下沉了20~30mm。同一地区的厂房,虽已打入深为7m的钢筋混凝土桩并以 $N=20$ 的土层作持力层,却发生了明显的沉降和倾斜,地基未经处理的建筑物均遭到严重的破坏。

振冲密实桩填料的选择

填料一般可用砾石夹砂、卵石、碎石等硬质材料。理论上,填料粒径越粗,振密效果越好。但用30kw振冲器振冲时,填料最大粒径宜在50mm以内。因为若填料的多数粒径大于50mm,则易在孔中发生卡料现象,拖延施工进度。

国外根据实践的经验,提出一个称为适宜数或称质量指数的指标。如条文中的式(5.4.2)所示。根据适宜数,对填料级配的评价准则见表5.4.2。

表 5.4.2 填料按 S_n 的评价准则

| S | 0~10mm | 10~20mm | 20~30mm | 30~50mm | >50mm |
|----|--------|---------|---------|---------|-------|
| 评价 | 很好 | 好 | 一般 | 不好 | 不适宜 |

从上表中可以看到,填料的适宜数小,桩体的密实度高,振密速度亦快。

当用碎石作填料时,宜选用质地坚硬的石料,不能用风化或半风化的石料。若用风化或半风化的碎石料,振冲密实时容易破碎,影响桩体强度和透水性能。

当地基土为粗砂或中砂、且其中粘粒含量小于10%时,也可不另加填料,直接就地振实。

5.4.4~5.4.5 振冲密实桩的间距视地基土的颗粒组成、水池荷载的大小、密实度要求、振冲器功率等而定。土的粒径愈细,水池荷载愈大,密实度要求愈高,则桩间距应愈小。

在振冲加固砂土地基的实践中,国内研究人员发现,振冲时地面高程的变化与地基的密实度是密切相关的,据此提出了振冲密实桩的桩距计算公式。

按正三角形布置时

$$s = \sqrt{\frac{1}{\frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} \pm \frac{\Delta s}{1}}} \quad (5.4.5-1)$$

按正方形布置时

$$s = 0.89d \sqrt{\frac{1}{\frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} \pm \frac{\Delta s}{1}}} \quad (5.4.5-2)$$

式中 s ——密实桩的间距(m);

Δs ——振冲时地面高程的变化(m),沉降为(+),隆起为(-);

l ——振冲密实桩长(m)。

其他符号意义同条文 5.4.5 中式 (5.4.5-1) 和 (5.4.5-2)。

当 $\Delta s = 0$ 时,即当振冲时地面高程无变化,或其值很小可忽略不计,即成为条文中的式 (5.4.5-1) 和 (5.4.5-2)。

当桩距在适度的距离内时,各振冲点在振冲过程中有较好的叠加效果。但由于地基土形成的复杂性,桩距有叠加效果的距离随土性质的相异而不同。据秦皇岛地区的试验,用 30kw 的振冲器施工,在大于 2m 的范围外,振冲的影响显著减小。因此在采用振冲密实法加固地基时,宜先进行现场试验以取得切合实际的设计和施工参数。

对于条文中式 (5.4.5-4) 中的 e_p 值,可根据单位桩长填料的重量除以该体积与填料比重的乘积,求得单位桩长中填料所占的体积 V_s ,设单位桩长的体积为 V ,则孔隙率

$$n = 1 - \frac{V_s}{V}, \text{于是有}$$

$$e_p = \frac{n}{1-n} \quad (5.4.3-3)$$

由于在桩长深度范围内,地基可能由几种性质不同的土层组成,而且振冲时辐射方向上土密度的变化也很复杂,式 (5.4.5-3) 所求得的 e_p 值是很粗略的。因此,在地基处理范畴中,在很多时

候,测试和实践经验是很重要的。

5.4.7 当无抗液化要求时,用振冲密实法处理地基的范围应扩大至水池基底轮廓线外(一般增加 1~2 排桩),以保证水池地基密实度基本均匀;当有抗液化要求时,为了保证水池地基具有充分的抗液化性能,应在基底轮廓线外增加 2~3 排桩,以作保护。

5.4.8 对粉土和砂土地基,当其下卧土层无软弱土时,经振冲密实法处理后,如密实度达到要求,可不必进行沉降计算,因为在密实状态下的粉土和砂土,其压缩模量 E_s 值相应较大,对于一般的水池荷载,地基的沉降量不可能超过其允许值。

5.4.9~5.4.10 编制说明同 4.2.9~4.2.11 条,这里要强调的是填料量、密实电流和留振时间因土层的不同而有所不同;如果在振冲密实桩深度范围内的地基是由几种不同性质的土层所组成,则应注意在制桩过程中,根据土层的分布而适时改变填料量、密实电流和留振时间。

当地基土为厚层中、粗砂(新填或新近沉积)而采用 30kw 振冲器施工困难时,可采用我国已制成的双向振动机,该机不但施工方便,且具有较好的振密效果。

5.4.11~5.4.12 编制说明同第 4.2.12~4.2.13 条,这里要说明的是,在经振冲密实的砂土中进行标准贯入试验时,钻探工作比较困难。采用 V_R (瑞利)波法检测的优点是试验在地表进行,无需钻孔,可减少对密实后地基的扰动;此外,此法的抗干扰性强,测试精度较高;触探、标贯检验仅限于一点,而 V_R 波法检测的覆盖面较大。

6 置换法

6.1 一般规定

6.1.1~6.1.2 一般地,当水池地基底部全部或局部为软弱土层且其承载力或变形不能满足要求时,均可用置换法进行地基处理,提高地基的工程性能。但如软弱土层过厚且水池荷载要求较大的置换深度时,则应与其他地基加固处理方案进行技术经济的综合分析比较,论证采用此法的优越性。习惯上,置换法多用于地基的浅层处理。

当需置换的土层较薄,且当地有如正文表 6.2.4 所列的或其他适当的换填材料可资利用时,可采用换土处理法进行土层置换。

在我国沿海地区,当利用近海滩涂进行建设时,可能遇到厚度不大的海相粘土。这种土含水量高,孔隙比大,压缩性高,强度很低,处理较困难,采用近年来发展的强夯置换(亦称动力置换)处理这种浅层地基则是十分有效的。

水池下局部存在的软弱土层,多是被填埋了的塘、河之类所在。遇有这种情况,首先应了解其范围和深度(包括底部淤泥厚度),再根据水池其他部分地基土体的性质和水池的结构、荷载等情况考虑处理的方法,一般情况下,其深度不会太大,可考虑采取换土处理法。

6.2 换土处理

6.2.1 换土处理是将水池基础下的软弱土层全部或部分挖除,换以砂、石、土或其他合适的材料并分层夯实、压实或振实,以提高地基承载力并减少地基沉降的一种地基处理方法。置换后形成的人

工土层称垫层。

对于平面面积较大的水池,除非软弱土层较薄,否则垫层的厚度要做得很厚才能收到较显著的应力扩散效果,才能较明显地增加地基的承载能力并减少地基的沉降。但是,为了做成厚垫层而加深加大基坑的尺寸往往不很经济且增加施工的难度。因此,换土法一般仅用于小型水池、或是基础下软弱土层厚度不大时或仅局部存在时。一般情况下,换土法换填的厚度不宜大于 3m,是一种浅层的地基处理方法。

6.2.2 在确定地基处理方法之前,应先对水池场地的工程地质和人文地质条件有充分的了解,特别是软弱土层在水池下的分布范围及性能、下卧土层的情况、地下水位及其季节性变化等;此外,尚应了解当地可用作垫层的材料、当地的技术条件和具有的施工设备情况等。在此基础上,结合水池的结构特点和荷载情况等进行分析比较,优先采用当地就近供应的材料及当地具有的施工装备和技术,以降低费用和确保质量。

6.2.3~6.2.7 关于垫层的设计

1 厚度 垫层的厚度一般根据垫层底面的附加压力与上覆土体自重(包括垫层)之和不大于垫层底面的基土承载力的原则确定,见条文中式(6.2.4—1)。此外,垫层的厚度尚应满足水池地基容许变形值的要求。但如前所述,垫层的厚度不宜太厚,否则不但经济,而且施工困难。

在计算垫层底面的附加压力时,可用弹性理论的应力公式计算,也可采用扩散角法计算,其中扩散角 θ 按条文中表 6.2.4 选用。

2 垫层的长度和宽度 垫层底面的长度和宽度一般按条文中式(6.2.6—1)和(6.2.6—2)计算。垫层的剖面如图(6.2.4)所示。

另外的一种确定宽度的方法,是根据垫层侧面上的承载力标准值确定。当侧面土质较差时,要适当增加垫层底的宽度,见条文

中式(6.2.6-3)和(6.2.6-4),其目的是为了防止垫层的侧向位移,免除垫层竖向沉降量的增大。

垫层的承载力标准值宜通过试验确定,当无试验资料时,可按表(6.2.7)选用。

水池采用垫层地基后的最终沉降量按条文中的 6.2.5 计算。因为垫层的采用,水池地基最终沉降量由两部分,即垫层的压缩变形量和下卧土层的沉降量之和组成。

6.2.8~6.2.10 选用垫层材料时,根据就地取材的原则,宜选用变形性能较小的材料。当需在水池基础下进行大面积的换土处理时,仅在其他材料实在难于取得、或软弱土层很薄、或软弱土层已基本挖除,所剩厚度很小、经变形验算能满足水池地基变形要求时,才考虑采用粘性土或粉土一类材料。填筑时,现场应控制土料含水量在 $W_{lp} \pm 2\%$ 范围内(W_{lp} 为最佳含水量)。

残积、坡积土(有些地方称为山皮土)为岩石经近期风化后残存于山表面的土,仅在当地缺乏较好的垫层材料或是为了经济的原因才采用。当采用这种土时,其表面有机质含量较大的部分应除去,土中粒径大于 50mm 的应检出或击碎,有机质含量不得大于 5%。

某些丘陵地区具有胀缩性的土,不得用作垫层。

工业废渣当被确认为是质地坚硬和性能稳定的才可以采用,对性能尚不够了解的工业废渣要慎用。

中、粗砂或砂夹砾石和灰土都是良好的垫层材料,长期以来作为垫层材料被普遍采用。

在开挖基坑时,最后应保留约 300mm 厚的土,留待填筑垫层前再行挖除。当垫层下仍为软弱土层时,应及时铺填 300mm 的砂,这样做的目的是为了保护地基土不被扰动,当地下水位高时,可免除地基土浸水软化。

当垫层下部尚有薄层软弱粘性土层时,对垫层下层的填料不宜用重夯或重压,因为重夯或重压可能导致下层土层变为弹簧土

(或称橡皮土),应待铺填至一定厚度时方可采用重夯或重压。

6.2.11 当水池基础下局部存在被填埋了的塘、河等,而其中的填埋物不能用作水池的地基时,需进行换土处理。此时,首先应了解这些被填埋的塘、河等在水池基础下及其附近的分布范围和深度、所填物质的成份、下层的土质和填埋的时间等。如与挖除部分同深度的地基土为可塑状态的粘性土,可用现场挖出的性质相近的土、经风干或晾晒至适当的含水量后分层回填,必要时底部可先铺垫 200~300mm 的砂。当下卧土层为硬塑状的粘性土或其他低压缩性的土时,分层回填的土料可采用重夯或重压,否则下部分层回填的土料只可轻夯或轻压,待填至适当厚度后,方可重夯或重压。如与挖除部分同深度的地基土为硬塑状的粘性土或其他低压缩性的土,则可采用砂或砂夹砾石等分层回填,分层振实(或夯实、压实)。水池下局部回填土应比水池基底高出 300mm 左右。该填高约 300mm 的土是为了保护下层填土之用,待水池基础施工时,与基底以上的其他部分土同时挖除。

当水池基础下局部为软弱土层且该土层分布的范围在平面上延伸至基础边缘以外时,如需进行局部换土处理,换土的范围应由水池基础边缘向外扩大至少为最大换土深度的一倍。这是为了消除在水池荷载作用下垫层的侧向变形。

6.2.12~6.2.14 当垫层基坑近处有坑、沟等时,可能导致垫层产生较大的侧向变形,故应先行填实。

适当的施工顺序(如先深后浅)在地下工程施工中是至关重要的,否则将危及工程质量或给施工带来不应有的麻烦。

垫层完工后应及时进行基础施工和水池周边回填土,以保证垫层不受扰动。

垫层部分如受扰动(如砂垫层的部分流失、土垫层的浸水软化),将导致水池局部产生不均匀沉降,严重时水池将产生裂缝,或给正常使用带来不利影响。

6.2.15 施工过程中,垫层的质量检验应按国家标准《地基与基础

工程施工及验收规范》(GBJ202—83)第三章中的有关规定进行。

6.3 动力置换

6.3.1 动力置换或称强夯置换,是近年来国内外发展起来的用强夯进行置换软土的方法。该法的特点是在软土中夯入碎石、强行排开软土,形成碎石柱体。1985年在山西用此法处理了汾河冲积土,形成4m深的碎石柱体。1987年,在武汉也进行了强夯置换加固软土的试验并取得了成功。1989年,山东胜利油田用此法处理可液化粘质粉土,效果良好。近年来在广东深圳等地采用此法都取得了良好的效果。

以下为广东番禺某地区用此法处理软土地基的例子。

1 地质概况

第一层为耕土填土层,层厚为2.5~3.5m,其中耕土为1m,饱和、软塑状;填土为冲填细砂,厚1.5~2.5m。

第二层为淤泥,饱和,流塑状,含细砂和贝壳碎屑,含水量为60~80%,平均76.1%,孔隙比平均为2.05,压缩系数为1.95MPa⁻¹,承载力小于40kPa,厚度为5~8m。

第三层为砂土,上部3m为中砂,下部8m为中密粗砂。

第四层为坚实亚粘土。

第五层为红色砂岩。

加固的主要土层为第二层(淤泥土层)。加固深度要求10~14m。

2 施工工艺

采用重130kN圆形锤,直径2.1m,吊高15.5m,每击的夯击能量为2000kN·m,夯点间距为2.5m,采取这样密集的夯点,目的在于载荷试验中减少地基土的侧向膨胀。

第一遍在原地面夯成深度在1.5~2.0m的夯坑(一般为6击),然后在坑内填石碴,石碴最大粒径大于300mm,夯坑填满后

进行第二次夯击,6击后,当形成深为1.5~2.0m的夯坑时,在坑内再填石碴至地面平,然后进行第三次夯击,坑深近1m,再充填石碴至地面平。最后用振动碾进行三次碾压,完成施工。

3 载荷试验

设计要求承载力标准值为150kPa。经两个月的恢复强度后,采用3m×3m载荷板进行静载荷试验。

试验结果:当承载力为150kPa时,相应的沉降为15mm,地基变形模量E_s为2400kPa(2.40MPa)。

6.3.2 虽然通过一些工程的实践,动力置换被认为是一种十分有效的浅层地基处理手段,但由于地基土的复杂性及形成条件的差异,在不同的地区、对不同的土质只有通过现场试验才能取得切合实际的设计参数和确定适宜的施工工艺,贸然估计或套用往往会发生意想不到的问题。

6.3.3 在流塑状态的地基土上铺填透水性较好的土有两个目的:一是在施工设备的重压下不致产生橡皮土,且随着时间的推移,表层地基土可得到一定程度的固结;二是在雨天,地表不易产生泥浆,便于施工的顺利进行。

6.3.4~6.3.6 动力置换的施工设备完全与强夯法采用的施工设备相同。重锤直径取2m左右,是考虑到现有强夯设备的充分利用,并可减少大直径碎石柱体在承受较大荷载时的侧向变形。

由于各水池场地地基土性状的差异,适宜的单击夯击能只能在具体水池场地的现场试验中求得。

当场地地基为高含水量($\omega=80\sim90\%$)、大孔隙比($e>2.0$)的软土时,宜采用其级配的大粒径石料($d=100\sim300\text{mm}$)占70~80%的填料,也有用采石场剩下的石渣作填料的。根据就地取材的原则,用卵石、砾石夹少量小于300mm的漂石作填料亦是可行的。

6.3.7 由于水池的施工期限一般要求在短期内完成,在动力置换完成之后,水池施工随即开始。这样,由强夯引起的柱间土中的超孔隙水压力不可能完全消散。更由于高含水量、大孔隙比的流塑状

软土一般透水性很低,超孔隙水压力在水池施工过程中不可能得到多少消散。在水池的使用过程中,随着柱间土中超孔隙水压力的逐渐消散,土体固结而体积减小,这将导致原先与水池底板接触的柱间土体沉降而脱离水池底板,因而不宜考虑柱间土的共同作用。

6.3.8~6.3.9 水池底板外缘外增设一排柱体是为了保持水池底的压力均匀并与试桩条件一致。此外,外排桩体具有保护的作用,可减少水池边缘土体的侧向变形。

6.3.10 柱体的施工质量和加固处理的效果检验是必不可少的。检验中发现异常情况时应增加检验点,对异常情况应找出原因,必要时需采取补救措施。

7 减少地基变形及其影响的措施

7.0.1 对于淤泥、淤泥质土及软弱的粘性土等软弱土层,其表层往往存在一定厚度的较硬土层。设计中,宜注意利用该较硬土层作持力层。

7.0.2 为了尽可能利用天然地基、避免加固处理或尽可能地降低加固处理的要求从而节省加固费用,在满足使用、施工和抗浮要求的前提下,适当加大水池的埋深可以获得良好的效果。由于地基的补偿作用,增加埋深可提高地基的承载能力、减少作用在地基上的附加应力从而减少沉降。在有地下水的情况下,还可能由于增加了埋深而增加了地下水的浮力,对地基的附加应力还可以进一步减少。在实际工作中,对由容积控制的水池,可用减少平面尺寸,增加水池深度而达到增加埋深的目的。在某些情况下,水池底板适当外挑对减少沉降也有一定的作用。对于不同高程的水池也可以叠层布置,叠层式水池不但合乎逻辑地增加了水池的埋设深度、节约了用地面积,还可使结构的整体刚度增加,从而增加了水池结构抵抗整体弯曲的能力。

7.0.3 关于软弱地基上构筑物的相互影响问题,由于影响因素很多,受影响的结构对影响的承受能力也有很大的差异,要在两构筑物间规定一个容许的最小距离是不切实际的。以下三组观测结果具有一定的参考价值。

1 某煤气站4座 $d=44.5\text{m}$ 的煤气柜,基底压力为 107KPa ,平面按等边三角形等距布置,各柜间的净距为 44.5m (与直径相等)。加荷后除其中一座因紧靠暗浜而发生倾斜外,其余三座工作正常;

2 某厂一座 $d=36.4\text{m}$ (容量 1000m^3)的油罐,基底压力为 164KPa ,加荷观测表明,在离中心 $2R$ 范围内的沉降较为显著;

3 某厂一座 $d=22.7\text{m}$ (容量 5000m^3) 的油罐, 基底压力为 114kPa , 加荷观测的结果与上述结果相似。

当因用地限制致使两构筑物的间距过小时, 比较有效的方法是用桩基或其他措施将新构筑物直接支承在较坚实的土层上, 减少或避免对原有构筑物的影响。

7.0.5 参见 7.0.2。

7.0.6 当水池的平面尺寸较大时, 地基变形的不均匀性在结构中将引起较大的整体弯曲应力, 同时也将引起较大的温度应力及干缩应力, 这些都是引起水池开裂渗漏的重要原因。此时, 宜将水池整体用变形缝划分为若干尺寸较小、抗弯刚度较好而结构互不连续的结构单元。各单元间的变形缝应能适应地基的不均匀沉降及湿度和温度变化引起的变形。变形缝的种类很多, 有膨胀缝、收缩缝、滑动缝和铰接缝等, 他们分别适应不同的结构变形。除了变形缝外, 一些水池为了适应施工安排, 还可能设有施工缝。所以, 当水池必需设置不同功能的缝时, 应综合考虑, 统一布置, 以减少水池中缝的数量。

7.0.9 缓慢加荷可使地基充分固结从而提高地基的承载力和减少变形。关于容许下一级加荷时的沉降速率, 以往的经验数值较分散。上海在吹填土上建造的 2000m^3 油罐, 在分级加荷时用平均 $5\text{mm}/\text{天}$ 的速率控制, 取得了良好的效果。