

中华人民共和国行业标准  
建筑地基处理技术规范

Technical code for ground treatment of buildings

JGJ 79-2002

J 220-2002

条文说明

2002 北 京

中华人民共和国行业标准

# 建筑地基处理技术规范

Technical code for ground treatment of buildings

JGJ 79-2002

## 条文说明

主编部门：中国建筑科学研究院

批准部门：中华人民共和国建设部

施行日期：2003年1月1日

筑龙网

2002 北京

# 目 录

1 总 则 .....	6
3 基本规定 .....	6
4 换填垫层法 .....	6
4.1 一般规定 .....	6
4.2 设 计 .....	8
4.3 施 工 .....	13
4.4 质量检验 .....	14
5 预压法 .....	15
5.1 一般规定 .....	15
5.2 设 计 .....	16
5.3 施 工 .....	27
5.4 质量检验 .....	28
6 强夯法和强夯置换法 .....	29
6.1 一般规定 .....	29
6.2 设 计 .....	29
6.3 施 工 .....	33
6.4 质量检验 .....	34
7 振冲法 .....	34
7.1 一般规定 .....	34
7.2 设 计 .....	35
7.3 施 工 .....	36
7.4 质量检验 .....	37

<b>8 砂石桩法</b> .....	<b>37</b>
<b>8.1 一般规定</b> .....	<b>37</b>
8.2 设计 .....	38
8.3 施工 .....	40
8.4 质量检验 .....	42
<b>9 水泥粉煤灰碎石桩法</b> .....	<b>43</b>
9.1 一般规定 .....	43
9.2 设计 .....	44
9.3 施工 .....	47
9.4 质量检验 .....	49
<b>10 夯实水泥土桩法</b> .....	<b>49</b>
10.1 一般规定 .....	49
10.2 设计 .....	50
10.3 施工 .....	50
10.4 质量检验 .....	51
<b>11 水泥土搅拌法</b> .....	<b>51</b>
11.1 一般规定 .....	51
11.2 设计 .....	54
11.3 施工 .....	58
11.4 质量检验 .....	61
<b>12 高压喷射注浆法</b> .....	<b>61</b>
12.1 一般规定 .....	61
12.2 设计 .....	62
12.3 施工 .....	63
12.4 质量检验 .....	65

<b>13 石灰桩法</b> .....	<b>66</b>
13.1 一般规定 .....	66
13.2 设计 .....	66
13.3 施工 .....	69
13.4 质量检测 .....	70
<b>14 灰土挤密桩法和土挤密桩法</b> .....	<b>70</b>
14.1 一般规定 .....	70
14.2 设计 .....	71
14.3 施工 .....	74
14.4 质量检验 .....	75
<b>15 柱锤冲扩桩法</b> .....	<b>75</b>
15.1 一般规定 .....	75
15.2 设计 .....	76
15.3 施工 .....	78
15.4 质量检验 .....	80
<b>16 单液硅化法和碱液法</b> .....	<b>80</b>
16.1 一般规定 .....	80
16.2 设计 .....	81
16.3 施工 .....	84
16.4 质量检验 .....	87
<b>17 其他地基处理方法</b> .....	<b>88</b>
<b>附录 A 复合地基载荷试验要点</b> .....	<b>88</b>

# 1 总 则

1.0.1 随着地基处理设计水平的提高、施工工艺的改进和施工设备的更新，我国地基处理技术发展很快，对于各种不良地基，经过地基处理后，一般均能满足建造大型、重型或高层建筑的要求。由于地基处理的适用范围进一步扩大，地基处理项目的增多，用于地基处理的费用在工程建设投资中所占比重的不断增大。因而，地基处理的设计和施工必须认真贯彻执行国家的技术经济政策，做到安全适用、技术先进、经济合理、确保质量、保护环境。

## 3 基本规定

3.0.1 本条规定在选择地基处理方案前应完成的工作，其中强调要进行现场调查研究，了解当地地基处理经验和施工条件，调查邻近建筑、地下工程、管线和环境情况等。

3.0.2 大量工程实例证明，采用加强建筑物上部结构刚度和承载能力的方法，能减少地基的不均匀变形，取得较好的技术经济效果。因此，本条规定对于需要进行地基处理的工程，在选择地基处理方案时，应同时考虑上部结构、基础和地基的共同作用，尽量选用加强上部结构和处理地基相结合的方案，这样既可降低地基的处理费用，又可收到满意的效果。

3.0.3 本条规定了在确定地基处理方法时宜遵循的步骤。着重指出在选择地基处理方案时，宜根据各种因素进行综合分析，初步选出几种可供考虑的地基处理方案，其中强调包括选择两种或多种地基处理措施组成的综合处理方案。因为许多工程实践证明，当岩土工程条件较为复杂或建筑物对地基要求较高时，采用单一的地基处理方法处理地基，往往满足不了设计要求或造价较高，而由两种或多种地基处理措施组成的综合处理方法很可能是最佳选择。

3.0.5 本条是指现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 规定应按地基变形设计或应作变形验算的建筑物或构筑物，当需进行地基处理时，应对处理后的地基进行变形验算。

## 4 换填垫层法

### 4.1 一般规定

4.1.1 换填垫层法适用于处理各类浅层软弱地基。当在建筑范围内上层软弱土较薄，则可采用全部置换处理。对于较深厚的软弱上层，当仅用垫层局部置换上层软弱土

时，下卧软弱上层在荷载下的长期变形可能依然很大。例如，对较深厚的淤泥或淤泥质土类软弱地基，采用垫层仅置换上层软土后，通常可提高持力层的承载力，但不能解决由于深层土质软弱而造成地基变形量大对上部建筑物产生的有害影响；或者对于体型复杂、整体刚度差、或对差异变形敏感的建筑，均不应采用浅层局部置换的处理方法。

对于建筑范围内局部存在松填土、暗沟、暗塘、古井、古墓或拆除旧基础后的坑穴，均可采用换填法进行地基处理。在这种局部的换填处理中，保持建筑地基整体变形均匀是换填应遵循的最基本的原则。

开挖基坑后，利用分层回填夯压，也可处理较深的软弱土层。但换填基坑开挖过深，常因地下水位高，需要采用降水措施；坑壁放坡占地面积大或边坡需要支护；及因此易引起邻近地面、管网、道路与建筑的沉降变形破坏；再则施工土方量大、弃土多等因素，常使处理工程费用增高、工期拖长、对环境的影响增大等。因此，换填法的处理深度通常控制在 3m 以内较为经济合理。

大面积填土产生的大范围地面负荷影响深度较深，地基压缩变形量大，变形延续时间长，与换填垫层法浅层处理地基的特点不同，因而大面积填土地基的设计施工应另行按国家现行有关规范执行。

换填垫层法常用于处理轻型建筑、地坪、堆料场及道路工程等。

**4.1.2** 采用换填垫层全部置换厚度不大的软弱土层，可取得良好的效果；对于轻型建筑、地坪、道路或堆场，采用换填垫层处理上层部分软弱土时，由于传递到下卧层顶面的附加应力很小，也可取得较好的效果。但对于结构刚度差、体型复杂、荷重较大的建筑，由于附加荷载对下卧层的影响较大，如仅换填软弱土层的上部，地基仍将产生较大的变形及不均匀变形，仍有可能对建筑造成破坏。在我国东南沿海软土地区，许多工程实例的经验或教训表明，采用换填垫层时，必须考虑建筑体型、荷载分布、结构刚度等因素对建筑物的影响，对于深厚软弱上层，不应采用局部换填垫层法处理地基。对于不同特点的工程，还应分别考虑换填材料的强度、稳定性、压力扩散能力、密度、渗透性、耐久性、对环境的影响、价格、来源与消耗等。当换填量大时，尤其应首先考虑当地材料的性能及使用条件。此外还应考虑所能获得的施工机械设备类型、适用条件等综合因素，从而合理地进行换填垫层设计及选择施工方法。例如，对于承受振动荷载的地基不应选择砂垫层进行换填处理；略超过放射性标准的矿渣可以用于道路或堆场地基的换填，但不应用于建筑换填垫层处理等。

## 4.2 设计

4.2.1 垫层设计应满足建筑地基的承载力和变形要求。首先垫层能换除基础下直接承受建筑荷载的软弱土层，代之以能满足承载力要求的垫层；其次荷载通过垫层的应力扩散，使下卧层顶面受到的压力满足小于或等于下卧层承载能力的条件；再者基础持力层被低压缩性的垫层代换，能大大减少基础的沉降量。因此，合理确定垫层厚度是垫层设计的主要内容。通常根据土层的情况确定需要换填的深度，对于浅层软土厚度不大的工程，应置换掉全部软土。对需换填的软弱土层，首先应根据垫层的承载力确定基础的宽度和基底压力，再根据垫层下卧层的承载力，设垫层的厚度，经本规范式 4.2.1-1 复核，最后确定垫层厚度。

下卧层顶面的附加压力值可以根据双层地基理论进行计算，但这种方法仅限于条形基础均布荷载的计算条件。也可以将双层地基视作均质地基，按均质连续各向同性半无限直线变形体的弹性理论计算。第一种方法计算比较复杂，第二种方法的假定又与实际双层地基的状态有一定误差。最常用的是扩散角法，按本规范式 4.2.1-2 或 4.2.1-3 计算的垫层厚度虽比按弹性理论计算的结果略偏安全，但由于计算方法比较简便，易于理解又便于接受，故而在工程设计中得到了广泛的认可和使用。

压力扩散角应随垫层材料及下卧土层的力学特性差异而定，可按双层地基的条件来考虑。四川及天津曾先后对上硬下软的双层地基进行了现场载荷试验及大量模型试验，通过实测软弱下卧层顶面的压力反算上部垫层的压力扩散角，根据模型试验实测压力，在垫层厚度等于基础宽度时，计算的压力扩散角 $\theta$ 均小于 $30^\circ$ ，而直观破裂角为 $30^\circ$ 。同时，对照那戈洛夫双层地基应力理论计算值，在较安全的条件下，验算下卧层承载力的垫层破坏的扩散角与实测土的破裂角相当。因此，采用理论计算值时，扩散角 $\theta$ 最大取 $30^\circ$ 。对 $\theta$ 小于 $30^\circ$ 的情况，以理论计算值为基础，求出不同垫层厚度时的扩散角，根据陕西、上海、北京、辽宁、广东、湖北等地的垫层试验，对于中砂、粗砂、砾砂、石屑的变形模量均在 $30\sim 45\text{MPa}$ 的范围，卵石、碎石的变形模量可达 $35\sim 80\text{MPa}$ ，而矿渣则可达到 $35\sim 70\text{MPa}$ 。这类粗颗粒垫层材料与下卧的较软土层相比，其变形模量比值均接近或大于10，扩散角最大取 $30^\circ$ ；而对于其他常作换填材料的细粒土或粉煤灰垫层，碾压后变形模量可达到 $13\sim 20\text{MPa}$ ，与粉质粘土垫层类似，该类垫层材料的变形模量与下卧较软土层的变形模量比值显著小于粗粒土垫层的比值，则可比较安全地按3来考虑，同时按理论值计算出扩散角 $\theta$ 。灰土垫层则根据建研院的试验及北京、天津、西北等地经验，按一定压实要求的3:7或2:8灰土28d强度考虑，取 $\theta$ 为 $28^\circ$ 。因此，参照现行



的国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 给出表 4.2.1 中不同垫层材料的压力扩散角。

4.2.2 确定垫层宽度时，除应满足应力扩散的要求外，还应考虑垫层应有足够的宽度及侧面土的强度条件，防止垫层材料向侧边挤出而增大垫层的竖向变形量。最常用的方法依然是按扩散角法计算垫层宽度，或根据当地经验取值。当  $z/b > 0.5$  时，垫层厚度较大，按扩散角确定垫层的底宽较宽，而按垫层底面应力计算值分布的应力等值线在块层底面处的实际分布则较窄。当两者差别较大时，也可根据应力等值线的形状将垫层剖面做成倒梯形，以节省换填的工程量，当某基础荷载较大、或对沉降要求较高，或垫层侧边土的承载力较差时，垫层宽度可适与加大。在筏基、箱基或宽大独立基础下采用换填垫层时，对垫层厚度小于 0.25 倍基础宽度的条件，计算垫层的宽度仍应考虑压力扩散角的要求。

4.2.3 经换填处理后的地基，由于理论计算方法尚不够完善，或由于较难选取有代表性的计算参数等原因，而难于通过计算准确确定地基承载力，所以，本条强调经换填垫层处理的地基其承载力宜通过试验、尤其是通过现场原位试验确定。只是对于按现行的国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 划分安全等级为三级的建筑物及一般不太重要的、小型、轻型或对沉降要求不高的工程，在无试验资料或经验时，当施工达到本规范要求的压实标准后，可以参考表 1 所列的承载力特征值取用。

4.2.4 我国软粘土分布地区的大量建筑物沉降观测及工程经验表明，采用换填垫层进行局部处理后，往往由于软弱下卧层的变形，建筑物地基仍将产生过大的沉降量及差异沉降量。因此，应按现行的国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 中的变形计算方法进行建筑物的沉降计算，以保证地基处理效果及建筑物的安全使用。

粗粒换填材料的垫层在施工期间垫层自身的压缩变形已基本完成，且量值很小。因而对于碎石、卵石、砂夹石、砂和矿渣垫层，在地基变形计算中，可以忽略垫层自身部分的变形值；但对于细粒材料的尤其是厚度较大的换填垫层，则应计入垫层自身的变形，有关垫层的模量应根据试验或当地经验确定。在无试验资料或经验时，可参照表 2 选用。

表 1 垫层的承载力

换填材料	承载力特征值 $f_{ak}$ (kPa)
碎石、卵石	200 ~ 300
砂夹石 (其中碎石、卵石占全重的 30% ~ 50%)	200 ~ 250

土夹石（其中碎石、卵石占全重的 30% ~ 50%）	150 ~ 200
中砂、粗砂、砾砂、圆砾、角砾	150 ~ 200
粉质粘土	130 ~ 180
石屑	120 ~ 150
灰土	200 ~ 250
粉煤灰	120 ~ 150
矿渣	200 ~ 300

注：压实系数小的垫层，承载力特征值取低值，反之取高值；原状矿渣垫层取低值，分级矿渣或混合矿渣垫层取高值。

表 2 垫层模量 (MPa)

模量 垫层材料	压缩模量 $E_s$	变形模量 $E_0$
粉煤灰	8 ~ 20	
砂	20 ~ 30	
碎石、卵石	30 ~ 50	
矿渣		35 ~ 70

注：压实矿渣的  $E_0 / E_s$  比值可按 1.5 ~ 3 取用。

下卧层顶面承受换填材料本身的压力超过原天然土层压力较多的工程，地基下卧层将产生较大的变形。如工程条件许可，宜尽早换填，以使由此引起的大部分地基变形在上部结构施工之前完成。

**4.2.5** 砂石是良好的换填材料，但对具有排水要求的砂垫层宜控制含泥量不大于 3%；采用粉细砂作为换填材料时，应改善材料的级配状况，在掺加碎石或卵石使其颗粒不均匀系数不小于 5 并拌合均匀后，方可用于铺填垫层。

石屑是采石场筛选碎石后的细粒废弃物，其性质接近于砂，在各地使用作为换填材料时，均取得了很好的成效。但应控制好含泥量及含粉量，才能保证垫层的质量。

粘土及粉土均难以夯压密实，故换填时均应避免采用作为换填材料，在不得已选用上述土料回填时，也应掺入不少于 30% 的砂石并拌合均匀后，方可使用。当采用粉质粘土大面积换填并使用大型机械夯压时，土料中的碎石粒径可稍大于 50mm，但不宜大于 100mm，否则将影响垫层的夯压效果。

灰土强度随土料中粘粒含量增高而加大，塑性指数小于 4 的粉土中粘粒含量太少，不能达到提高灰土强度的目的，因而不能用于拌合灰土。灰土所用的消石灰应符合 Ⅱ 级以上标准，贮存期不超过 3 个月，所含活性  $\text{CaO}$  和  $\text{MgO}$  越高则胶结力越强。通常灰土的最佳含灰率为  $\text{CaO}+\text{MgO}$  约达总量的 8%。石灰应消解 3~4d 并筛除生石灰块后使用。

粉煤灰可分为湿排灰和调湿灰。按其燃烧后形成玻璃体的粒经分析，应属粉土的范畴。但由于含有  $\text{CaO}$ 、 $\text{SO}_3$  等成分，具有一定的活性，当与水作用时，因具有胶凝作用的火山灰反应，使粉煤灰垫层逐渐获得一定的强度与刚度，有效地改善了垫层地基的承载能力及减小变形的能力。不同于抗地震液化能力较低的粉土或粉砂，由于粉煤灰具有一定的胶凝作用，在压实系数大于 0.9 时，即可以抵抗 7 度地震液化。用于发电的燃煤常伴生有微量放射性同位素，因而粉煤灰亦有时有弱放射性。作为建筑物垫层的粉煤灰应按照国家标准《工业废渣建筑材料放射性物质控制标准》GB 9196—88 及《放射卫生防护基本标准》GB 4792—84 的有关规定作为安全使用的标准，粉煤灰含碱性物质，回填后碱性成分在地下水中溶出，使地下水具弱碱性，因此应考虑其对地下水的影响并应对粉煤灰垫层中的金属构件、管网采取一定的防护措施。粉煤灰垫层上宜覆盖 0.3~0.5m 厚的粘性土，以防干灰飞扬，同时减少碱性对植物生长的不利影响，有利环境绿化。

矿渣的稳定性是其是否适用于做换填垫层材料的最主要性能指标，冶金部试验结果证明，当矿渣中  $\text{CaO}$  的含量小于 45% 及  $\text{FeS}$  与  $\text{MnS}$  的含量 1% 时，矿渣不会产生硅酸盐分解和铁锰分解，排渣时不浇石灰水，矿渣也就不会产生石灰分解，则该类矿渣性能稳定，可用于换填。对中、小型垫层可选用 8~40mm 与 40~60mm 的分级矿渣或 0~60mm 的混合矿渣；较大面积换填时，矿渣最大粒径不宜大于 200mm 或大于分层铺填厚度的 2/3。与粉煤灰相同，对用于换填垫层的矿渣，同样要考虑放射性、对地下水，环境的影响及对金属管网、构件的影响。

土工合成材料 (Geosynthetics) 是近年来随着化学合成工业的发展而迅速发展起来的一种新型土工材料，主要由涤纶、尼龙、睛纶、丙纶等高分子化合物，根据工程的需要，加工成具有弹性、柔性、高抗拉强度、低伸长率、透水、隔水、反滤性、抗腐蚀性、抗老化性和耐久性的各种类型的产品。如各种土工格栅、土工格室、土工垫、土工网格、土工膜、土工织物、塑料排水带及其他土工复合材料等，由于这些材料的优异性能及广泛的适用性，受到工程界的重视，被迅速推广应用于河、海岸护坡、堤坝、公路、铁路、港口，堆场、建筑、矿山、电力等领域的岩土工程中，取得了良好的工程效果和经济效益。

用于换填垫层的土工合成材料，在垫层中主要起加筋作用，以提高地基土的抗拉和抗剪强度、防止垫层被拉断裂和剪切破坏、保持垫层的完整性、提高垫层的抗弯刚度，因此利用土工合成材料加筋的垫层有效地改变了天然地基的性状，增大了压力扩散角，降低了下卧天然地基表面的压力，约束了地基侧向变形，调整了地基不均匀变形，增大地基的稳定性并提高地基的承载力。由于土工合成材料的上述特点，将其用于软弱粘性土、泥炭、沼泽地区修建道路、堆场等取得了较好的成效，同时在部分建筑、构筑物的加筋垫层中应用，也得到了肯定的效果。根据理论分析、室内试验以及工程实测的结果证明采用土工合成材料加筋垫层的作用机理为：（1）扩散应力，加筋垫层刚度较大，增大了压力扩散角，有利于上部荷载扩散，降低垫层底面压力；（2）调整不均匀沉降，由于加筋垫层的作用，加大了压缩层范围内地基的整体刚度，均化传递到下卧土层上的压力，有利于调整基础的不均匀沉降；（3）增大地基稳定性，由于加筋垫层的约束，整体上限制了地基土的剪切、侧向挤出及隆起。

采用土工合成材料加筋垫层时，应根据工程荷载的特点、对变形、稳定性的要求和地基土的工程性质、地下水性质及土工合成材料的工作环境等，选择土工合成材料的类型、布置形式及填料品种，主要包括：（1）确定所需土工合成材料的类型、物理性质和主要的力学性质如允许抗拉强度及相应的伸长率、耐久性与抗腐性等；（2）确定土工合成材料在垫层中的布置形式，间距及端部的固定方式；（3）选择适用的填料与施工方法等。此外，要通过验证。保证土工合成材料在垫层中不被拉断和拔出失效。同时还要检验垫层地基的强度和变形以确保满足设计的要求。最后通过载荷试验确定垫层地基的承载能力。

土工合成材料的耐久性与老化问题，在工程界均有较多的关注，由于土工合成材料引入我国为时尚短，仅在江苏使用了十几年后，未见在工程中老化而影响耐久性。英国已有近一百年的使用历史，效果较好，合成材料老化有三个主要因素：紫外线照射、60~80 的高温与氧化，在岩土工程中，由于土工合成材料是埋在地下的土层中，上述三个影响因素皆极微弱，故土工合成材料均能满足常规建筑工程中的耐久性需要。

在加筋土垫层中，主要由土工合成材料承受大的拉应力，所以要求选用高强度、低徐变性的材料，在承受工作应力时的伸长率不宜大于 4%~5%，以保证垫层及下卧层土体的稳定性。在软弱土层采用土工合成材料加筋垫层，由合成材料承受上部荷载产生的应力远高于软弱土中的应力，因此一旦由于合成材料超过极限强度产生破坏，随之荷载转移而由软弱土承受全部外荷，势将大大超过软弱土的极限强度，而导致地基的整体破坏。

结果地基可能失稳而引起上部建筑产生迅速与大量的沉降，并使建筑结构造成严重的破坏，因此用于加筋垫层中的土工合成材料必须留有足够的安全系数，而绝不能使其受力后的强度等参数处于临界状态。以免导致严重的后果。同时亦应充分考虑一旦因垫层结构的破坏对建筑安全的影响。

### 4.3 施 工

4.3.2 换填垫层的施工参数应根据垫层材料、施工机械设备及设计要求等通过现场试验确定，以求获得最佳夯压效果。在不具备试验条件的场合，也可参照建工及水电部门的经验数值，按表 3 选用。对于存在软弱下卧层的垫层，应针对不同施工机械设备的重量、碾压强度、振动力等因素，确定垫层底层的铺填厚度，使既能满足该层的压密条件，又能防止破坏及扰动下卧软弱土的结构。

表 3 垫层的每层铺填厚度及压实遍数

施工设备	每层铺填厚度 (m)	每层压实遍数
平碾 (8~12t)	0.2~0.3	6~8 (矿渣 10~12)
羊足碾 (5~16t)	0.2~0.35	8~16
蛙式夯 (200kg)	0.2~0.25	3~4
振动碾 (8~15t)	0.6~1.3	6~8
插入式振动器	0.2~0.5	
平板式振动器	0.15~0.25	

4.3.3 为获得最佳夯压效果，宜采用垫层材料的最优含水量作为施工控制含水量。对于粉质粘土和灰土，现场可控制在最优含水量  $\omega_{op} + 2\%$  的范围内；当使用振动碾压时，可适当放宽下限范围值，即控制在最优含水量  $\omega_{op}$  的  $-6\% \sim +2\%$  范围内。最优含水量可按现行国家标准《土工试验方法标准》GB/T 50123 中轻型击实试验的要求求得。在缺乏试验资料时，也可近似取 0.6 倍液限值；或按照经验采用塑限  $\omega_{op} + 20\%$  的范围值作为施工含水量的控制值，粉煤灰垫层不应采用浸水饱和施工法，其施工含水量应控制在最优含水量  $\omega_{op} + 4\%$  的范围内。若土料湿度过大或过小，应分别予以晾晒、翻松、掺加吸水材料或洒水湿润以调整土料的含水量。对于砂石料则可根据施工方法不同按经验控制适宜的施工含水量，即当用平板式振动器时可取  $15\% \sim 20\%$ ；当用平碾或蛙式夯时可取  $8\% \sim 12\%$ ；当用插入式振动器时宜为饱和。对于碎石及卵石应充分浇水湿透后夯压。



4.3.4 对垫层底部的下卧层中存在的软硬不均点，要根据其对垫层稳定及建筑物安全的影响确定处理方法，对不均匀沉降要求不高的一般性建筑，当下卧层中不均点范围小，埋藏很深，处于地基压缩层范围以外，且四周土层稳定时，对该不均点可不作处理。否则，应予挖除并根据与周围土质及密实度均匀一致的原则分层回填并夯压密实，以防止下卧层的不均匀变形对垫层及上部建筑产生危害。

4.3.5 垫层下卧层为软弱土层时，因其具有一定的结构强度，一旦被扰动则强度大大降低，变形大量增加，将影响到垫层及建筑的安全使用。通常的做法是，开挖基坑时应预留厚约 200mm 的保护层，待做好铺填垫层的准备后，对保护层挖一段随即用换填材料铺填一段，直到完成全部垫层，以保护下卧土层的结构不被破坏。按浙江、江苏、天津等地的习惯做法，在软弱下卧层顶面设置厚 150 ~ 300mm 的砂垫层，防止粗粒换填材料挤入下卧层时破坏其结构。

4.3.7 在同一栋建筑下，应尽量保持垫层厚度相同；对于厚度不同的垫层，应防止垫层厚度突变；在垫层较深部位施工时，应注意控制该部位的压实系数，以防止或减少由于地基处理厚度不同所引起的差异变形。

为保证灰土施工控制的含水量不致变化，拌合均匀后的灰土应在当日使用，灰土夯实后，在短时间内水稳性及硬化均较差，易受水浸而膨胀疏松，影响灰土的夯压质量。

粉煤灰分层碾压验收后，应及时铺填上层或封层，防止干燥或扰动使碾压层松胀密实度下降及扬起粉尘污染。

4.3.8 铺设土工合成材料时应注意均匀平整，且保持一定的松紧度，以使其在工作状态下受力均匀，并避免被块石、树根等刺穿、顶破，引起局部的应力集中。用于加筋垫层中的土工合成材料，因工作时要受到很大的拉应力，故其端头一定要埋设固定好，通常是在端部位置挖地沟，将合成材料的端头埋入沟内上覆土压住固定，以防止其受力后被拔出。铺设土工合成材料时，应避免长时间曝晒或暴露，一般施工宜连续进行，暴露时间不宜超过 48h，并注意遮盖，以免材质老化、降低强度及耐久性。

## 4.4 质量检验

4.4.1 垫层的施工质量检验可利用贯入仪、轻型动力触探或标准贯入试验检验。必须首先通过现场试验，在达到设计要求压实系数的垫层试验区内，利用贯入试验测得标准的贯入深度或击数，然后再以此作为控制施工压实系数的标准，进行施工质量检验。检验砂垫层使用的环刀容积不应小于 200cm<sup>3</sup>，以减少其偶然误差。在粗粒土垫层中的施工质量检验，可设置纯砂检验点，按环刀取样法检验，或采用灌水法、灌砂法进行检验。

4.4.3 垫层施工质量检验点的数量因各地土质条件和经验不同而取值范围不同。对大基坑较多采用  $50 \sim 100\text{m}^2$  不少于 1 点。

或每  $100\text{m}^2$  不少于 2 点。本条按天津、北京、河南、西北等大部分地区多数单位的做法规定了大基坑、基槽和独立柱基的检验点数量。

4.4.4 竣工验收宜采用载荷试验检验垫层质量，为保证载荷试验的有效影响深度不小于换填垫层处理的厚度，载荷试验压板的边长或直径不应小于垫层厚度的  $1/3$ 。

## 5 预压法

### 5.1 一般规定

5.1.1 预压法处理地基分为堆载预压和真空预压两类。降水预压和电渗排水预压在工程上应用甚少，暂未列入。堆载预压分塑料排水带或砂井地基堆载预压和天然地基堆载预压。通常，当软土层厚度小于  $4.0\text{m}$  时，可采用天然地基堆载预压法处理，当软土层厚度超过  $4.0\text{m}$  时，为加速预压过程，应采用塑料排水带、砂井等竖井排水预压法处理地基。对真空预压工程，必须在地基内设置排水竖井。

本条提出适用于预压法处理的土类。对于在持续荷载作用下体积会发生很大压缩，强度会明显增长的土，这种方法特别适用，对超固结土，只有当土层的有效上覆压力与预压荷载所产生的应力水平明显大于土的先期固结压力时，土层才会发生明显的压缩。竖井排水预压法对处理泥炭土、有机质土和其他次固结变形占很大比例的土效果较差，只有当主固结变形与次固结变形相比所占比例较大时才有明显效果。

5.1.2 通过勘察查明土层的分布、透水层的位置及水源补给等，这对预压工程很重要，如对于粘土夹粉砂薄层的“千层糕”状土层，它本身具有良好的透水性，不必设置排水竖井，仅进行堆载预压即可取得良好的效果，对真空预压工程，查明处理范围内有无透水层（或透气层）及水源补给情况，关系到真空预压的成败和处理费用。

5.1.3 对重要工程，应预先选择代表性地段进行预压试验，通过试验区获得的竖向变形与时间关系曲线，孔隙水压力与时间关系曲线等推算土的固结系数。固结系数是预压工程地基固结计算的主要参数，可根据前期荷载所推算的固结系数预计后期荷载下地基不同时间的变形并根据实测值进行修正，这样就可以得到更符合实际的固结系数。此外，由变形与时间曲线可推算出预压荷载下地基的最终变形、预压阶段不同时间的固结度等，为卸载时间的确定、预压效果的评价以及指导全场的设计与施工提供主要依据。

5.1.5 对预压工程，什么情况下可以卸载，这是工程上很关心的问题，特别是对变

形的控制。设计时应根据所计算的建筑物最终沉降量并对照建筑物使用期间的允许变形值，确定预压期间应完成的变形量，然后按照工期要求，选择排水竖井直径、间距、深度和排列方式、确定预压荷载大小和加载历时，使在预定工期内通过预压完成设计所要求的变形量，使卸载后的残余变形满足建筑物允许变形要求。对排水井穿透压缩土层的情况，通过不太长时间的预压可满足设计要求，土层的平均固结度一般可达 90%以上。对排水竖井未穿透受压土层的情况，应分别使竖井深度范围土层和竖井底面以下受压土层的平均固结度和所完成的变形量满足设计要求。这样要求的原因是，竖井底面以下受压土层属单向排水，如土层厚度较大，则固结较慢，预压期间所完成的变形较小，难以满足设计要求，为提高预压效果，应尽可能加深竖井深度，使竖井底面以下受压土层厚度减小。

## 5.2 设计

### (1) 堆载预压法

5.2.1 本条中提出对含较多薄粉砂夹层的软土层，可不设置排水竖井。这种上层通常具有良好的透水性。表 4 为上海石化总厂天然地基上 10000m<sup>3</sup> 试验油罐经 148d 充水预压的实测和推算结果。

该罐区的土层分布为：地表约 4m 左右的粉质粘土（“硬壳层”）其下为含粉砂薄层的淤泥质粘土，呈“千层糕”状构造。预计固结较快，地基未作处理，经 148d 充水预压后，固结度达 90%左右。

表 4 从实测  $s \sim t$  曲线推算之  $\beta$ 、 $S_f$  等值

测点	2 号	5 号	10 号	13 号	16 个测点平均值	罐中心
实测沉降 $S_t$ (cm)	87.0	87.5	79.5	79.4	84.2	131.9
$\beta$ (1/d)	0.0166	0.0174	0.0174	0.0151	0.0159	0.0188
最终沉降 $S_f$ (cm)	93.4	93.6	84.9	85.1	91.0	138.9
瞬时沉降 $S_d$ (cm)	26.4	22.4	23.5	23.7	25.2	38.4
固结度 $\bar{U}$ (%)	90.4	91.4	91.5	88.6	89.7	93.0

土层的平均固结度普遍表达式  $\bar{U}$  如下：



$$\bar{U} = 1 - \alpha e^{-\beta t}$$

式中  $\alpha$ 、 $\beta$  为和排水条件有关的参数。 $\beta$  值与土的固结系数、排水距离等有关，它综合反映了土层的固结速率。从表 4 可看出罐区土层的  $\beta$  值较大。对照砂井地基，如台州电厂煤场砂井地基  $\beta$  值为 0.0207 (1/d)，而上海炼油厂油罐天然地基  $\beta$  值为 0.0248 (1/d)。它们的  $\beta$  值相近。

5.2.3 对于塑料排水带的当量换算直径  $d_p$ ，虽然许多文献都提供了不同的建议值，但至今还没有结论性的研究成果，式 (5.2.3) 是著名学者 Hansbo 提出的，国内工程上也普遍采用，故在规范中推荐使用。

5.2.5 竖井间距的选择，应根据地基土的固结特性，预定时间内所要求达到的固结度以及施工影响等通过计算、分析确定。根据我国的工程实践，普通砂井之井径比取 6~8，塑料排水带或袋装砂井之井径比取 15~22，均取得良好的处理效果。

5.2.6 排水竖井的深度，应根据建筑物对地基的稳定性、变形要求和工期确定。对以变形控制的建筑，竖井宜穿透受压土层。

对受压土层深厚，竖井很长的情况，虽然考虑井阻影响后，土层径向排水平均固结度随深度而减小，但井阻影响程度取决于竖井的纵向通水量  $q_w$  与天然上层水平向渗透系数  $k_h$  的比值大小和竖井深度等。对于竖井深度  $L = 30\text{m}$ ，井径比  $n = 20$ ，径向排水固结时间因子  $T_h = 0.86$ ，个同比值  $q_w / k_h$  时，土层在深度  $z = 1\text{m}$  和  $30\text{m}$  处根据 Hansbo (1981) 公式计算之径向排水平均固结度  $\bar{U}_r$  如表 5 所示。

表 5 Hansbo (1981) 公式计算之径向排水平均固结度  $\bar{U}_r$

$z$ (m) \ $q_w / k_h$ ( $\text{m}^2$ )	300	600	1500
1	0.91	0.93	0.95
30	0.45	0.63	0.81

由表可见，在深度  $z = 30\text{m}$  处，土层之径向排水平均固结度仍较大，特别是当  $q_w / k_h$  较大时。因此，对深厚受压土层，在施工能力可能时，应尽可能加深竖井深度，这对加

速土层固结，缩短工期是很有利的。

5.2.7 对逐渐加载条件下竖井地基平均固结度的计算，本规范采用的是改进的高木俊介法，其理由是该公式理论上是精确解，而且无需先计算瞬时加载条件下的固结度，再根据逐渐加载条件进行修正，而是两者合并计算出修正后的平均固结度，而且公式适用于多种排水条件，可应用于考虑井阻及涂抹作用的径向平均固结度计算。

算例：

已知：地基为淤泥质粘土层，固结系数  $c_h = c_v = 1.8 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$ ，受压土层厚 20m，袋装砂井直径  $d_w = 700 \text{ mm}$ ，袋装砂井为等边三角形排列，间距： $l = 1.4 \text{ m}$ ，深度  $H = 20 \text{ m}$ ，砂井底部为不透水层，砂井打穿受压土层。预压荷载总压力  $p = 100 \text{ kPa}$ ，分两级等速加载，如图 1 所示。

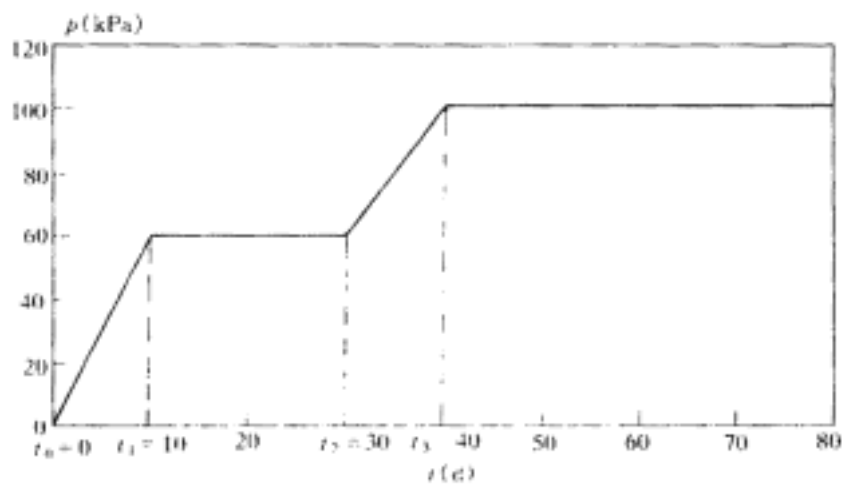


图 1 加荷过程

求：加荷开始后 120d 受压土层之平均固结度（不考虑竖井井阻和涂抹影响）。

计算：受压土层平均固结度包括两部分：径向排水平均固结度和向上竖向排水平均固结度。按公式 (5.2.7) 计算，其中  $\alpha$ 、 $\beta$  由表 5.2.7 知：

$$\alpha = \frac{8}{\pi^2} = 0.81$$

$$\beta = \frac{8c_h}{F_n d_e^2} + \frac{\pi^2 c_v}{4H^2}$$

根据砂井的有效排水圆柱体直径  $d_e = 1.05l = 1.05 \times 1.4 = 1.47 \text{ m}$

径井比  $n = d_e / d_w = 1.47 / 0.07 = 21$ ，则

$$\begin{aligned}
 F_n &= \frac{n^2}{n^{2-1}} \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \\
 &= \frac{21^2}{21^2 - 1} \ln(21) - \frac{3 \times 21^2 - 1}{4 \times 21^2} = 2.3 \\
 \beta &= \frac{8 \times 1.8 \times 10^{-3}}{2.3 \times 147^2} + \frac{3.14^2 \times 1.8 \times 10^{-3}}{4 \times 2000^2} \\
 &= 2.098 \times 10^{-7} 1/s = 0.0251(1/d)
 \end{aligned}$$

第一级荷载加荷速率  $\dot{q}_1 = 60 \times 10 = 6 \text{ kPa/d}$

第二级荷载加荷速率  $\dot{q}_2 = 40 \times 10 = 4 \text{ kPa/d}$  固结度计算：

$$\begin{aligned}
 \bar{U}_t &= \sum \frac{\dot{q}_i}{\sum \Delta p} \left[ (T_i - T_{i-1}) - \frac{\alpha}{\beta} e^{-\beta t} (e^{\beta T_i} - e^{\beta T_{i-1}}) \right] \\
 &= \frac{\dot{q}_1}{\sum \Delta p} \left[ (t_1 - t_0) - \frac{\alpha}{\beta} e^{-\beta t} (e^{\beta t_1 - e^{\beta t_0}}) \right] + \frac{\dot{q}_2}{\sum \Delta p} \left[ (t_3 - t_2) - \frac{\alpha}{\beta} e^{-\beta t} (e^{\beta t_3 - e^{\beta t_2}}) \right] \\
 &= \frac{6}{100} \left[ (10 - 0) - \frac{0.81}{0.0251} e^{-0.0251 \times 120} (e^{0.0251 \times 10} - e^0) \right] \\
 &\quad + \frac{4}{100} \left[ (40 - 30) - \frac{0.81}{0.0251} e^{-0.0251 \times 120} (e^{0.0251 \times 40} - e^{30}) \right] = 0.93
 \end{aligned}$$

**5.2.8 竖井采用挤土方式施工时**，由于井壁涂抹及对周围土的扰动而使土的渗透系数降低因而影响土层的固结速率，此即为涂抹影响。涂抹对土层固结速率的影响大小取决于涂抹区直径  $d_s$  和涂抹区土的水平向渗透系数  $k_s$ ，与天然土层水平渗透系数  $k_h$  的比值。图 2 反映了这两个因素对土层固结时间因子的影响，图中  $T_{h09}(s)$  为不考虑井阻仅考虑涂抹影响时，土层径向排水平均固结度  $\bar{U}_r = 0.9$  时之固结时间因子。由图可见，涂抹对土层固结速率影响显著，在固结度计算中，涂抹影响应予考虑。对涂抹区直径  $d_s$ ，有的文献取  $d_s = (2 \sim 3) d_m$ ，其中， $d_m$  为竖井施工套管横截面积当量直径。对涂抹区土的渗透系数，由于土被扰动的程度不同，愈靠近竖井， $k_s$  愈小。关于  $d_s$  和  $k_s$  大小还有待进一步积累资料。

如不考虑涂抹仅考虑井阻影响，即  $F = F_n + F_r$ ，由反映井阻影响的参数  $F_r$  的计算式可见，井阻大小取决于竖井深度和竖井纵向通水量  $q_w$  与天然土层水平向渗透系数  $k_h$  的比值。如以竖井地基径向平均固结度达到  $\bar{U}_r = 0.9$  为标准，则可求得不同竖井深度，不同

井径比和不同  $q_w / k_h$  钉比值时，考虑井阻影响 ( $F = F_n + F_r$ ) 和理想井条件 ( $F = F_n$ )

之固结时间因子  $T_{h09}(r)$  和  $T_{h09}(i)$ ，比值  $T_{h09}(r)/T_{h09}(i)$  与  $q_w / k_h$  从，的关系曲线见图 3。

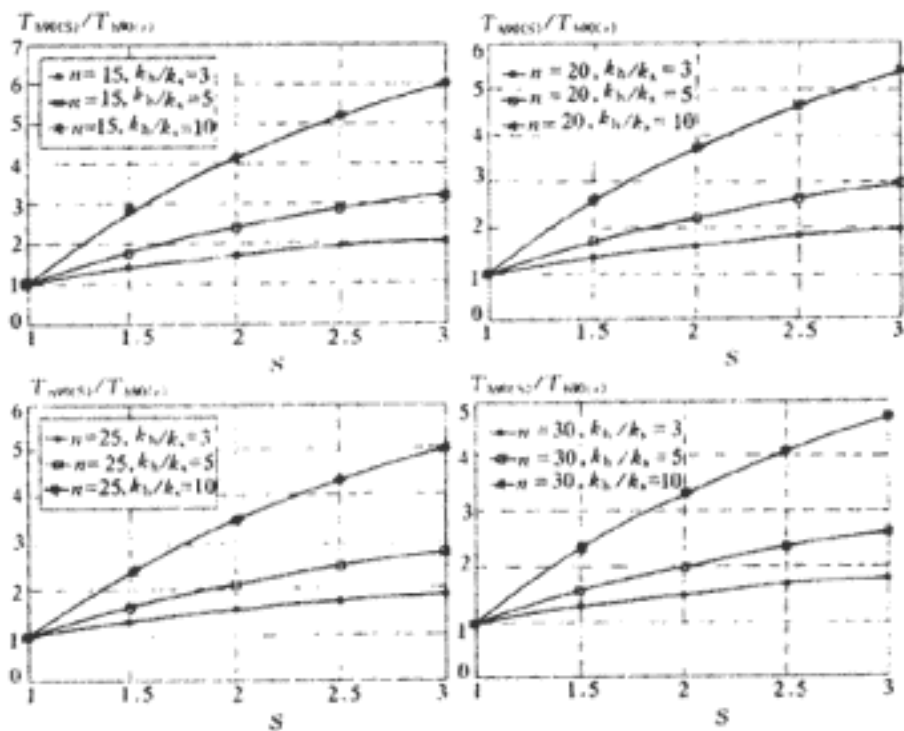


图 2 涂抹对土层固结速率的影响

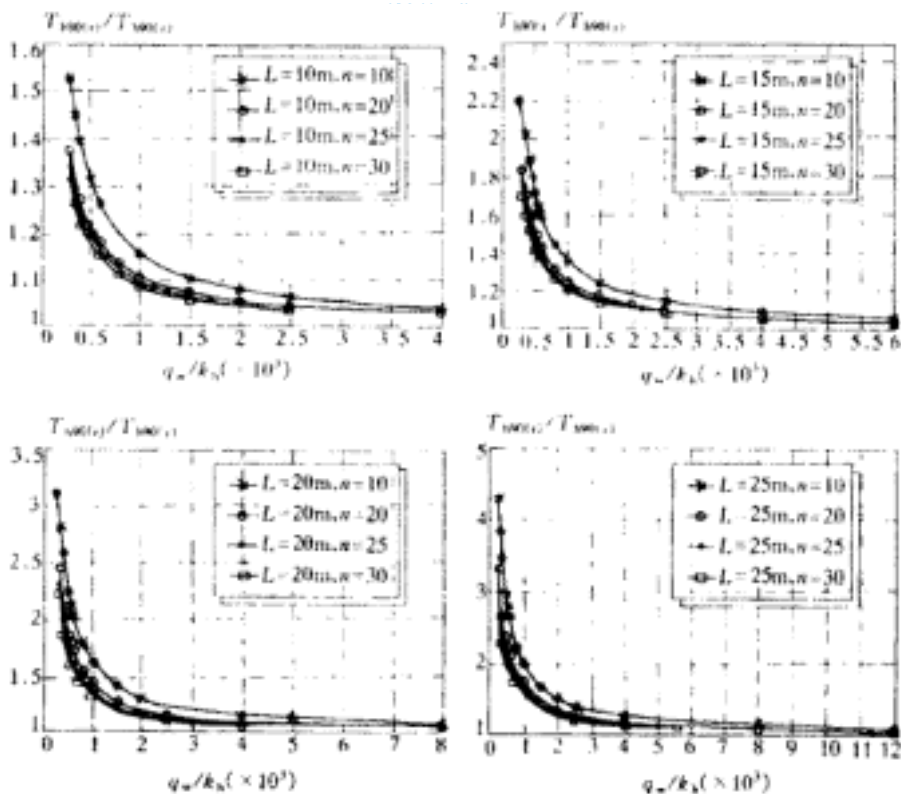


图 3 井阻对土层固结速率的影响

由图可知，对不同深度的竖井地基，如以  $T_{h09}(r)/T_{h09}(i) = 1.1$  作为可不考虑井阻影响的标准，则可得到相应的  $q_w / k_h$  值，因而可得到竖井所需要的通水量  $q_w$  理论值，即竖井在实际工作状态下应具有纵向通水量值。对塑料排水带来说，它不同于实验室按一定实验标准测定的通水量值。工程上所选用的通过实验测定的产品通水量应比理论通水量高，设计中如何选用产品的纵向通水量是工程上所关心而又很复杂的问题，它与排水带深度、天然土层和涂抹后土渗透系数、排水带实际工作状态和工期要求等很多因素有关。同时，在预压过程中，土层的固结速率也是不同的，预压初期土层固结较快，需通过塑料排水带排出的水量较大，而塑料排水带的工作状态相对较好。关于塑料排水带的通水量问题还有待进一步研究和在实际工程中积累更多的经验。

对砂井，其纵向通水量可按下式计算：

$$q_w = k_w \cdot A_w = k_w \cdot \pi d_w^2 / 4 \quad (2)$$

式中  $q_w$  为砂料渗透系数。作为具体算例，取井径比  $n=20$ ；袋装砂井直径  $d_w = 70\text{mm}$  和  $100\text{mm}$  两种；上层渗透系数  $k_h = 1 \times 10^{-6} \text{cm/s}$ 、 $5 \times 10^{-7} \text{cm/s}$  和  $1 \times 10^{-8} \text{cm/s}$ ，考虑井阻影响时之时间因子  $T_{h09}(r)$  与理想井时间因子  $T_{h09}(i)$  之比值列于表 6 相应的  $q_w / k_h$  于表 7 中。从表的计算结果看，对袋装砂井，宜选用较大的直径和较高的砂料渗透系数。

表 6 井阻时间因子  $T_{h09}(r)$  与理想井时间因子  $T_{h09}(i)$  之比值

砂井砂料渗透系数 (cm/s)	上层渗透系数 (cm/s)	袋装砂井直径 (mm)		70		100		
		井深 (m)	70	100	10	20	10	20
$1 \times 10^{-2}$	$1 \times 10^{-6}$		3.85	12.41	2.40	6.60		
	$5 \times 10^{-7}$		2.43	6.71	1.70	3.80		
	$1 \times 10^{-7}$		1.29	2.14	1.14	1.56		
	$1 \times 10^{-8}$		1.03	1.11	1.01	1.06		
$5 \times 10^{-2}$	$1 \times 10^{-6}$		1.57	3.29	1.28	2.12		
	$5 \times 10^{-7}$		1.29	2.14	1.14	1.56		
	$1 \times 10^{-7}$		1.06	1.23	1.03	1.11		
	$1 \times 10^{-8}$		1.01	1.02	1.00	1.01		

表 7  $q_w/k_h$  (m<sup>2</sup>)

砂井砂料渗透系数 (cm/s)	袋装砂井直径 (mm)		
	70	100	
$1 \times 10^{-2}$	$1 \times 10^{-6}$	38.5	78.5
	$5 \times 10^{-7}$	77.0	157.0
	$1 \times 10^{-7}$	385.0	785.0
	$1 \times 10^{-8}$	3850.0	7850.0
$5 \times 10^{-2}$	$1 \times 10^{-6}$	192.3	392.5
	$5 \times 10^{-7}$	384.6	785.0
	$1 \times 10^{-7}$	1923.0	3925.0
	$1 \times 10^{-8}$	19230.0	39250.0

算例：

已知：地基为淤泥质粘土层，水平向渗透系数  $k_h = 1 \times 10^{-7}$  cm/s，  
 $c_h = c_v = 1.8 \times 10^{-3}$  cm<sup>2</sup>/s，袋装砂井直径  $d_w = 70$  mm，砂料渗透参数  $k_w = 2 \times 10^{-2}$  cm/s，  
 涂抹区土垢、的渗透系数  $k_s = \frac{1}{5} k_h = 0.2 \times 10^{-7}$  cm/s。取  $s = 2$ ，袋装砂井为等边三角形排列，  
 间距  $l = 1.4$  m，深度  $H = 20$  m，砂井底部为不透水层，砂井打穿受压土层。预压荷载总压力  $p = 100$  kPa，分两级等速加载，如图 1 所示。

求：加载开始后 120d 受压土层之平均固结度

计算：袋装砂井纵向通水量

$$q_w = k_w \times \pi d_w^2 / 4 = 2 \times 10^{-2} \times 3.14 \times 7^2 / 4 = 0.769 \text{ cm}^3/\text{s}$$

$$F_n = 1n(n) - \frac{3}{4} = 1n21 - \frac{3}{4} = 2.29$$

$$F_r = \frac{\pi^2 L^2}{4} \frac{k_h}{q_w} = \frac{3.14^2 \times 2000^2}{4} \frac{1 \times 10^{-7}}{0.769} = 1.28$$

$$F_s = \left( \frac{k_n}{k_s} - 1 \right) ns = \left( \frac{1 \times 10^{-7}}{0.2 \times 10^{-7}} - 1 \right) 1n2 = 2.77$$

$$F = F_n + F_r + F_s = 2.29 + 1.28 + 2.77 = 6.34$$



$$\alpha = \frac{8}{\pi^2} = 0.81$$

$$\beta = \frac{8c_h}{Fd_e^2} + \frac{\pi^2 c_v}{4H^2} = \frac{8 \times 1.8 \times 10^{-3}}{6.34 \times 147^2} + \frac{3.14 \times 1.8 \times 10^{-3}}{4 \times 2000^2} = 1.06 \times 10^{-7} 1/s = 0.0092(1/d)$$

$$\begin{aligned} \bar{U} &= \frac{\dot{q}_1}{\sum \Delta p} \left[ (t_1 - t_0) - \frac{\alpha}{\beta} e^{-\beta t} (e^{\beta t_1} - e^{\beta t_0}) \right] + \frac{\dot{q}_2}{\sum \Delta p} \left[ (t_3 - t_2) - \frac{\alpha}{\beta} e^{-\beta t} (e^{\beta t_3} - e^{\beta t_2}) \right] \\ &= \frac{6}{100} \left[ (10 - 0) - \frac{0.81}{0.092} e^{-0.0092 \times 120} (e^{0.0092 \times 10} - e^0) \right] + \\ &= \frac{4}{100} \left[ (40 - 30) - \frac{0.81}{0.092} e^{-0.0092 \times 120} (e^{0.0092 \times 40} - e^{0.0092 \times 30}) \right] = 0.68 \end{aligned}$$

**5.2.9** 对竖井未穿透受压土层之地基，当竖井底面以下受压土层较厚时，竖井范围土层平均固结度与竖井底面以下土层的平均固结度相差较大，顶压期间所完成的固结变形量也因之相差较大，如若将固结度按整个受压土层平均，则与实际固结度沿深度的分布不符，且掩盖了竖井底面以下土层固结缓慢，预压期间完成的固结变形量小，建筑物使用以后剩余沉降持续时间长等实际情况。同时，按整个受压土层平均，使竖井范围土层固结度比实际降低而影响稳定分析结果。因此，竖井范围与竖井底面以下土层的固结度和相应的固结变形应分别计算，不宜按整个受压土层平均计算。

**5.2.10** 本条规定，对沉降有严格限制的建筑，应采用超载预压法处理地基。经超载预压后，如受压上层各点的有效应力大于建筑物荷载引起的相应点的附加应力时，则今后在建筑物荷载下地基将不会再发生固结变形，而且将减小次固结变形。图 4 为某工程淤泥质粘土的室内试验结果。由图可见，超载作用时间一定，卸载越大，次固结发生的时间越推迟，次固结系数越小。

实际工程中，根据建筑物对地基变形的要求、地基土的性质，可采用有效应力面积比来进行超载的设计和卸载的控制。有效应力面积比定义为：受压土层范围内建筑物荷载引起的附加总应力面积与卸载前相同厚度土层内预压荷载引起的有效应力面积之比。超载卸除后地基的残余变形大小与卸载前地基达到的固结度和超载大小有关，有效应力面积比则综合反映了这两者的影响，有效应力面积比愈小，则卸载后地基的残余变形也愈小。

**5.2.11** 饱和软粘土根据其天然固结状态可分成正常固结土、超固结土和欠固结土。显然，对不同固结状态的土，在预压荷载下其强度增长是不同的，由于超固结土和欠固结土强度增长缺乏实测资料，本规范暂未能提出具体预计方法。

对正常固结饱和粘性土，本规范所采用的强度计算公式已在工程中得到广泛的应用。该法模拟了压应力作用下土体排水固结引起的强度增长，而不模拟剪缩作用引起的强度增长，它可直接用十字板剪切试验结果来检验计算值的确性。该式可用于竖井地基有效固结压力法稳定分析。

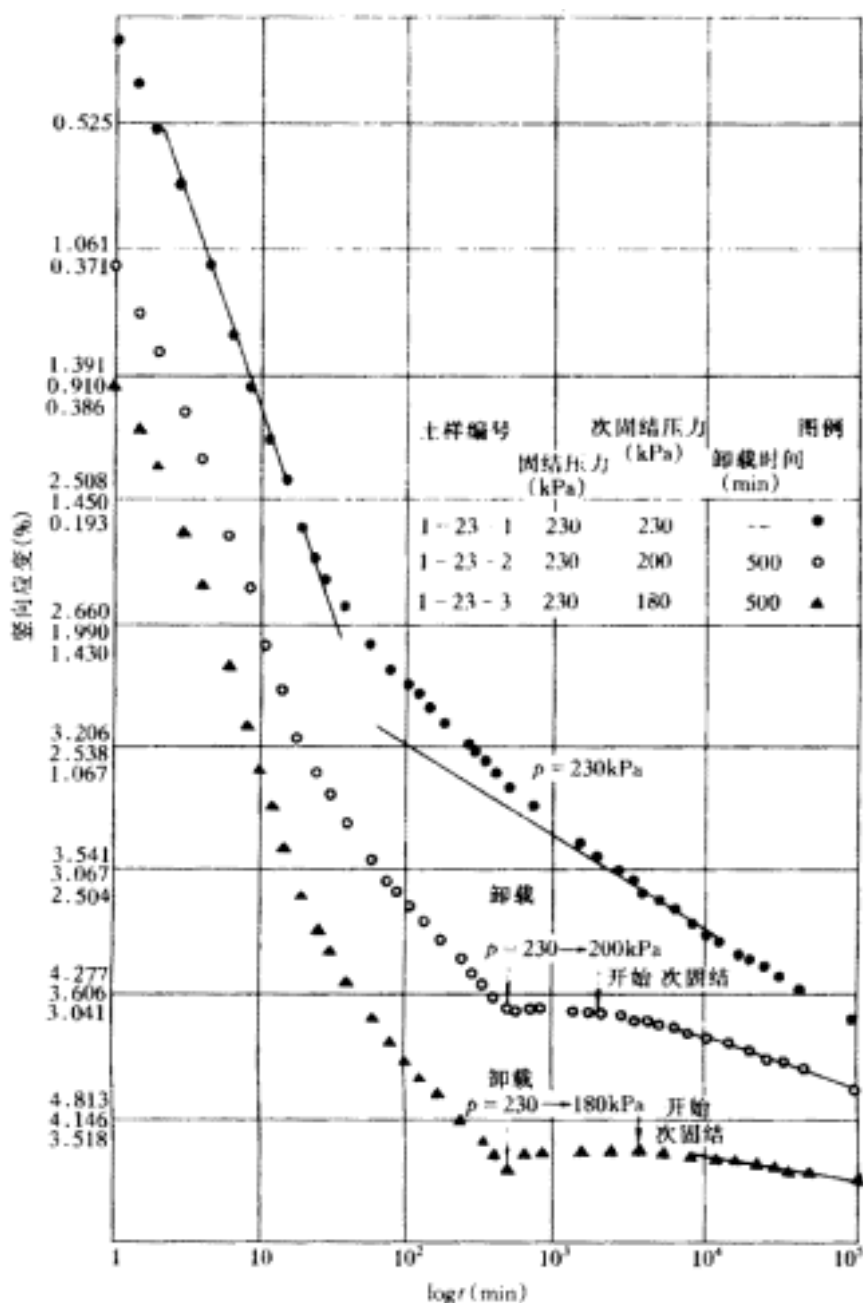


图 4 不同卸载情况下的试验结果

式中  $\tau_{f0}$  为地基土的大然抗剪强度，由计算点土的自重应力和三轴固结不排水试验指标  $c_{cu}$ 、 $\psi_{cu}$  计算或由原位十字板剪切试验测定。

5.2.12 预压荷载下地基的变形包括瞬时变形、主固结变形和次固结变形三部分。



次固结变形大小和土的性质有关。泥炭土、有机质土或高塑性粘性土土层，次固结变形较显著，而其他土则所占比例不大，如忽略次固结变形，则受压土层的总变形由瞬时变形和主固结变形两部分组成。主固结变形工程上通常采用单向压缩分层总和法计算，这只有当荷载面积的宽度或直径大于受压土层的厚度时才较符合计算条件，否则应对变形计算值进行修正以考虑) 向压缩的效应。位研究结果来表明，对于正常固结或稍超固结土地基，三向修正是不重要的。因此，仍可按单向压缩计算。经验系数 $\xi$ 考虑厂瞬时变形和其他影响因素，根据多项工程实测资料推算，正常固结粘性土地基的 $\xi$ 值列于表 8。

表 8 正常固结粘性土地基的 $\xi$ 值

序号	工程名称		固结变形量	最终竖向变形量	经验系数	备注
			$s_c$ (cm)	$s_f$ (cm)	$\xi = s_f / s_c$	
1	宁波试验路堤		150.2	209.2	1.38	砂井地基, $s_f$ 由实测曲线推算
2	舟山冷库		104.8	132.0	1.32	砂井预压, 压力 $p = 110\text{kPa}$
3	广东某铁路路堤		97.5	113.0	1.16	
4	宁波栎社机场		102.9	111.0	1.08	袋装砂井预压, 此为场道中心点 $\xi$ 值, 道边点 $\xi = 1.11$
5	温州机场		110.8	123.6	1.12	袋装砂井预压, 此为场道中心点 $\xi$ 值, 道边点 $\xi = 1.07$
6	上海金山油罐	罐中心	100.5	138.9	1.38	1000m <sup>3</sup> 油罐, $p = 164.3\text{kPa}$ , 天然地基充水预压。罐边缘沉降为 16 个测点平均值, $s_f$ 由实测曲线推算
		罐边缘	65.8	91.0	1.38	
7	上海油罐	罐中心	76.3	111.1	1.46	20000m <sup>3</sup> 油罐, $p = 210\text{kPa}$ , 罐边缘沉降为 12 个测点平均值, $s_f$ 由实测曲线推算
		罐边缘	63.0	76.3	1.21	
8	帕斯科克拉炼油		18.3	24.4	1.33	$p = 210\text{kPa}$ , $s_f$ 为实测值
9	格兰岛油罐		48.3	53.4	1.10	$s_c$ 、 $s_f$ 均为实测值
			47.0	53.4	1.3	

## (II) 真空预压法

5.2.15 真空预压法处理地基必须设置塑料排水带或砂井，否则难以奏效。交通部第一航务工程局曾在现场做过试验，不设置砂井，抽气两个月，变形仅几个毫米，达不

到处理目的。

**5.2.16** 真空度在砂井内的传递与井料的颗粒组成和渗透性有关。根据天津的资料，当井料的渗透系数  $k=10^{-2}\text{m/s}$  时，10m 长的袋装砂井真空度降低约 10%，当砂井深度超过 10m 时，为了减小真空度沿深度的损失，对砂井砂料应有更高的要求。

**5.2.17** 真空预压效果与预压区面积大小及长宽比等有关。表 9 为天津新港现场预压试验的实测结果。

**表 9 预压区面积大小影响**

预压区面积 ( $\text{m}^2$ )	264	1250	3000
中心点沉降量 (cm)	50	57	74 ~ 80

此外，在真空预压区边缘，由于真空度会向外部扩散，其加固效果不如中部，为了使预压区加固效果比较均匀，预压区应大于建筑物基础轮廓线，并不小于 3.0m。

**5.2.18** 真空预压的效果和膜内真空度大小关系很大，真空度越大，预压效果越好。如真空度不高，加上砂井井阻影响，处理效果将受到较大影响，根据国内许多工程经验，膜内真空度一般都能达到 650mmHg 以上。这也是真空预压应达到的基本真空度。

**5.2.19** 当建筑物的荷载超过真空压力且建筑物对地基的承载力和变形有严格要求时，应采用真空-堆载联合预压法。工程实践证明，真空预压和堆载预压效果可以叠加，条件是两种预压必须同时进行，如某工程  $47 \times 54\text{m}^2$  面积真空和堆载联合预压试验，平均沉降如表 10 所示。某工程预压前后十字板强度的变化如表 11 所示。

**表 10 实测沉降值**

项目	真空预压	加 30kPa 堆载	加 50kPa 堆载
沉降 (cm)	48	68	84

**表 11 预压前后十字板强度 (kPa)**

深度 ( )	土 名	预压前	真空预压	真空-堆预压
2.0 ~ 5.8	淤泥夹淤泥质粉质粘土	12	28	40
5.8 ~ 10.0	淤泥质粘土夹粉质粘土	15	27	36
10.0 ~ 15.0	淤泥	23	28	33

**5.2.21** 对堆载预压工程，由于地基将产生体积不变的向外的侧向变形而引起相应的竖向变形，所以，按单向压缩分层总和法计算固结变形后尚应乘以大于 1 的经验系数以反映地基向外侧向变形的影响。对真空预压工程，在抽真空过程中将产生向内的侧向变形，这是因为抽真空时，孔隙水压力降低，水平方向增加了一个向负压源的压力

$\Delta\rho_3 = -\Delta u$ ，对真空-堆载联合预压的工程，如孔隙水压力小于初始值，土体仍然发生向内的侧向变形，因此，在按单向压缩分层总和法计算固结变形后应乘上小于 1 的经验系数方能得到地基的最终竖向变形。对于经验系数  $\xi$  尚缺少资料。今后还有待积累更多的资料。

## 5.3 施 工

### (II) 堆载预压法

5.3.4 塑料排水带施工所用套管应保证插入地基中的带子平直、不扭曲。塑料排水带的纵向通水量除与侧压力大小有关外，还与排水带的平直、扭曲程度有关。扭曲的排水带将使纵向通水量减小。因此施工所用套管应采用菱形断面或出口段扁矩形断面，不应全长都采用圆形断面。

袋装砂井施工所用套管直径宜略大于砂井直径，主要是为了减小对周围土的扰动范围。

5.3.5 对堆载预压工程，当荷载较大时，应严格控制加载速率，防止地基发生剪切破坏或产生过大的塑性变形。工程上一般根据竖向变形、边桩水平位移和孔隙水压力等监测资料按一定标准进行控制。最大竖向变形控制每天不超过 10~15mm，对竖井地基取高值，天然地基取低值；边桩水平位移每天不超过 5mm。对孔隙水压力的控制，目前尚缺少经验。对分级加载的工程（如油罐充水预压），可将测点的观测资料整理成每级荷载下孔隙水压力增量累加值  $\sum \Delta u$  与相应荷载增量累加值  $\sum \Delta p$  关系曲线（ $\sum \Delta u - \sum \Delta p$  关系曲线），对连续逐渐加载工程，可将测点孔压  $u$  与观测时间相应的荷载  $p$  整理成  $u - p$  曲线，当以上曲线斜率出现陡增时，认为该点已发生剪切破坏。

应当指出，按观测资料进行地基稳定性控制是一项复杂的工作，控制指标取决于多种因素，如地基土的性质、地基处理方法、荷载大小以及加载速率等。软土地基的失稳通常经历从局部剪切破坏到整体剪切破坏的过程，这个过程要有数天时间。因此，应对孔隙水压力、竖向变形、边桩水平位移等观测资料进行综合分析，密切注意它们的发展趋势，这是十分重要的。对铺设有土工织物的堆载工程，要注意破坏的突发性。

### ( ) 真空预压法

5.3.7 由于各种原因，射流真空泵全部停止工作，膜内真空度随之全部卸除，这将直接影响地基预压效果，并延长预压时间，为避免膜内真空度在停泵后很快降低，在真

空管路中应设置止回阀和截门。当预计停泵时间超过 24h 时，则应关闭截门。所用止回阀及截门都应符合密封要求。

**5.3.8 密封膜铺：层的理由是，最下一层和砂垫层相接触，膜容易被刺破，最上一层膜易受环境影响，如老化、刺破等，而中间一层膜是最安全最起作用的一层膜。**

膜的密封有多种方法，就效果来说，以膜上全向覆水最好。

## 5.4 质量检验

**5.4.1 对于以抗滑稳定性控制的重要工程，应在预压区内预留扎位，在堆载不同阶段进行原位十字板剪切试验和取土进行室内土工试验，根据试验结果验算下一级荷载地基的抗滑稳定性，同时也检验地基处理效果。**

在预压期间应及时整理竖向变形与时间、孔隙水压力与时间等关系曲线，并推算地基的最终竖向变形，不同时间的固结度以分析地基处理效果，并为确定卸载时间提供依据。工程上往往利用实测变形与时间关系曲线按以下公式推算最终竖向变形量和参数  $\beta$  值：

$$s_f = \frac{s_3(s_2 - s_1) - s_2(s_3 - s_2)}{(s_2 - s_1) - (s_3 - s_2)} \quad (3)$$

$$\beta = \frac{1}{t_2 - t_1} \ln \frac{s_2 - s_1}{s_3 - s_2} \quad (4)$$

式中  $s_1$ 、 $s_2$ 、 $s_3$  为加荷停止后时间  $t_1$ 、 $t_2$ 、 $t_3$  相应的竖向变形量，并取  $t_2 - t_1 = t_3 - t_2$ 。停荷后预压时间延续越长，推算的结果越可靠。有了  $\beta$  值即可计算出受压土层的平均固结系数，可计算出任意时间的固结度。

利用加载停歇时间的孔隙水压力  $u$  与时间  $t$  的关系曲线按下式可计算出参数  $\beta$ ：

$$\frac{u_1}{u_2} = e^{\beta(t_2 - t_1)} \quad (5)$$

式中  $u_1$ 、 $u_2$  为相应时间  $t_1$ 、 $t_2$  的实测孔隙水压力值。 $\beta$  值反映了孔隙水压力测点附近土体的固结速率，而按式 (4) 计算的  $\beta$  值则反映了受压土层的平均固结速率。

## 6 强夯法和强夯置换法

### 6.1 一般规定

6.1.1~6.1.2 强夯法又名动力固结法或动力压实法。这种方法是反复将夯锤（质量一般为 10~40t）提到一定高度使其自由落下（落距一般为 10~40m），给地基以冲击和振动能量，从而提高地基的承载力并降低其压缩性，改善地基性能。由于强夯法具有加固效果显著、适用上类广、设备简单、施工方便、节省劳力、施工期短、节约材料、施工文明和施工费用低等优点，我国自 20 世纪 70 年代引进此法后迅速在全国推广应用。大量工程实例证明，强夯法用于处理碎石土、砂土、低饱和度的粉土与粘性土、湿陷性黄土、素填土和杂填土等地基，一般均能取得较好的效果，对于软土地基，一般来说处理效果不显著。

强夯置换法是采用在夯坑内回填块石、碎石等粗颗粒材料，用夯锤夯击形成连续的强夯置换墩。强夯置换法是 20 世纪 80 年代后期开发的方法，适用于高饱和度的粉土与软塑~流塑的粘性土等地基上对变形控制要求不严的工程。强夯置换法具有加固效果显著、施工期短、施工费用低等优点，目前已用于堆场、公路、机场、房屋建筑、油罐等工程，一般效果良好，个别工程因设计、施工不当，加固后出现下沉较大或墩体与墩间土下沉不等的情况。因此，本条特别强调采用强夯置换法前，必须通过现场试验确定其适用性和处理效果，否则不得采用。

6.1.3 强夯法虽然已在工程中得到广泛的应用，但有关强夯机理的研究，至今尚未取得满意的结果。因此，目前还没有一套成熟的设计计算方法。本条规定，强夯施工前，应在施工现场有代表性的场地上进行试夯或试验性施工。

### 6.2 设计

6.2.1 强夯法的有效加固深度既是反映处理效果的重要参数，又是选择地基处理方案的重要依据。强夯法创始人梅那（Menard）曾提出下式来估算影响深度  $H$ ：

$$H \approx \sqrt{Mh} \quad (\text{m}) \quad (6)$$

式中  $M$  ——夯锤质量（t）；

$h$  ——落距（m）。

国内外大量试验研究和工程实测资料表明，采用上述梅那公式估算有效加固深度将会得出偏大的结果，从梅那公式中可以看出，其影响深度仅与夯锤重和落距有关。而实际上影响有效加固深度的因素很多，除了夯锤重和落距以外，夯击次数、锤底单位压



力、地基土性质、不同土层的厚度和埋藏顺序以及地下水位等部与加固深度有着密切的关系。鉴于有效加固深度问题的复杂性，以及目前尚无适用的计算式，所以本条规定有效加固深度应根据现场试夯或当地经验确定：考虑到设计人员选择地基处理方法的需要，有必要提出有效加固深度的预估方法。由于梅那公式估算值较实测值为大，国内外相继发表了一些文章，建议对梅那公式进行修正，修正系数范围值大致为 0.34~0.80，根据不同土类选用不同修正系数。虽然经过修正的梅那公式与未修正的梅那公式相比较有了改进，但是大量工程实践表明，对于同一类土，采用不同能量夯击时，其修正系数并不相同。单击夯击能越大时，修正系数越小。对于同一类土，采用一个修正系数，并不能得到满意的结果。因此，本规范不采用修正后的梅那公式，而采用表 6.2.1 的形式。表中将土类分成碎石土、砂土等粗颗粒土和粉土、粘性土、湿陷性黄土等细颗粒土两类，便于使用。单击夯击能范围为 1000~8000 kN·m，满足了当前绝大多数工程的需要。表中的数值系根据大量工程实测资料的归纳和工程经验的总结而制定的，并经广泛征求意见后，作了必要的调整。

**6.2.2** 夯击次数是强夯设计中的一个重要参数，对于不同地基土来说夯击次数也不同。夯击次数应通过现场试夯确定，常以夯坑的压缩量最大、夯坑周围隆起量最小为确定的原则。可从现场试夯得到的夯击次数和夯沉量关系曲线确定。但要满足最后两击的平均夯沉量不大于本条的有关规定。同时夯坑周围地面不发生过大的隆起，因为隆起量太大，说明夯击效率降低，则夯击次数要适当减少。此外，还要考虑施工方便，不能因夯坑过深而发生起锤困难的情况。

**6.2.3** 夯击遍数应根据地基土的件质确定。一般来说，由粗颗粒土组成的渗透性强的地基，夯击遍数可少些。反之，由细颗粒土组成的渗透性弱的地基，夯击遍数要求多些。根据我国工程实践，对于大多数工程采用夯击遍数 2 遍，最后再以低能量满夯 2 遍，一般均能取得较好的夯击效果。对于渗透性弱的细颗粒土地基、必要时夯击遍数可适当增加。

必须指出，由于表层土是基础的主要持力层，如处理不好，将会增加建筑物的沉降和不均匀沉降。因此，必须重视满夯的夯实效果，除了采用之遍满夯外，还可采用轻锤或低落距锤多次夯击，锤印搭接等措施。

**6.2.4** 两遍夯击之间应有一定的时间间隔，以利于土中超静孔隙水压力的消散。所以间隔时间取决于超静孔隙水压力的消散时间。但土中超静孔隙水压力的消散速率与土的类别、夯点间距等因素有关。有条件时最好能在试夯前埋设孔隙水压力传感器，通过

试夯确定超静孔隙水压力的消散时间，从而决定两遍夯击之间的间隔时间。当缺少实测资料时，间隔时间可根据地基土的渗透性按条文规定采用。

**6.2.5** 夯击点布置是否合理与夯实效果有直接的关系。夯击点位置可根据基底平面形状进行布置。对于某些基础面积较大的建筑物或构筑物，为便于施工，可按等边三角形或正方形布置夯点；对于办公楼、住宅建筑等，可根据承重墙位置布置夯点，一般可采用等腰三角形布点，这样保证了横向承重墙以及纵墙和横墙交接处墙基下均有夯击点；对于工业厂房来说也可按在网来设置夯击点。

夯击点间距的确定，一般根据地基土的性质和要求处理的深度而定。对于细颗粒土，为便于超静孔隙水压力的消散，夯点间距不宜过小。当要求处理深度较大时，第一遍的夯点间距更不宜过小，以免夯击时在浅层形成密实层而影响夯击能往深层传递。

此外，若各夯点之间的距离大小，在夯击时上部土体易向侧向已夯成的夯坑中挤出，从而造成坑壁坍塌，夯锤歪斜或倾倒，而影响夯实效果。

**6.2.6** 由于基础的应力扩散作用，强夯处理范围应大于建筑物基础范围，具体放大范围可根据建筑结构类型和重要性等因素考虑确定。对于一般建筑物，每边超出基础外缘的宽度宜为基底下设计处理深度的  $1/2$  至  $2/3$ ，并不宜小于  $3\text{m}$ 。

**6.2.7** 根据上述各条初步确定的强夯参数，提出强夯试验方案，进行现场试夯，并通过测试，与夯前测试数据进行对比，检验强夯效果，并确定工程采用的各项强夯参数，若不符合使用要求，则应改变设计参数。在进行试夯时也可采用不同设计参数的方案进行比较，择优选用。

**6.2.10** 本条规定置换深度不宜超过  $7\text{m}$ ，是根据国内常用夯击能常在  $5000\text{kN}\cdot\text{m}$  以下提出的，国外置换深度有达  $12\text{m}$ ，锤的质量超过  $40\text{t}$  者。

对淤泥、泥炭等粘性软弱土层，置换墩应穿透软土层，着底在较好土层上，因墩底竖向应力较墩间土高，如果墩底仍在软弱土中，恐承受不了墩底较高竖向应力而产生较多下沉。

对深厚饱和粉土、粉砂，墩身可不穿透该层，因墩下土在施工中密度变大，强度提高有保证，故可允许不穿透该层。

强夯置换的加固原理相当于下列三者之和：

强夯置换=强夯（加密）+碎石墩+特大直径排水井

因此，墩间的和墩下的粉土或粘性土通过排水与加密，其密度及状态可以改善。由此可知，强夯置换的加固深度由二部分组成，即置换深度和墩下加密范围。墩下加密范

围，因资料有“限目前尚难确定，应通过现场试验逐步积累资料。

6.2.11 单击夯击能应根据现场试验决定，但在可行性研究或初步设计时可按图 5 中的实线（平均值）与虚线（下限）所代表的公式估计：

$$\text{较适宜的夯击能} \quad \bar{E} = 94(H_1 - 2.1) \quad (7)$$

$$\text{夯击能最低值} \quad E_w = 940(H_1 - 3.3) \quad (8)$$

式中  $H_1$ ——置换墩深度（m）。

初选夯击能宜在  $\bar{E}$  与  $E_w$  之间选取，高于  $\bar{E}$  则可能浪费，低于  $E_w$  则可能达不到所需的置换深度。图 5 是国内外 19 个工程的实际置换墩深度汇总而来，由图中看不出土件的明显影响，估计是因强夯置换的土类多限于粉土与淤泥质土，而这类土在施工中因液化或触变，抗剪强度都很低之故。

强夯置换宜选取同一夯击能中锤底静压力较高的锤施工，图 5 中二根虚线间的水平距离反映出在同一夯击能下，置换深度却有不同，这一点可能多少反映了锤底静压力的影响。

6.2.12 墩体材料级配不良或块石过多过大，均易在墩中留下大孔，在后续墩施工或建筑物使用过程中使墩间土挤入孔隙，下沉增加，因此本条强调级配和大于 300mm 的块石总量不超出填料总重的 30%。

6.2.13 累计夯沉量指单个夯点在每一击下夯量的总和，累计夯沉量为设计墩长的 1.5~2 倍以上，主要是保证夯墩的密实度与着底，实际是充盈系数的概念，此处以度比代替体积比。

6.2.16 本条意在保证基础的刚度与墩间距相匹配，基础或路面的刚度应使基底标高处的置换墩与墩间土下沉一致，即基础为刚性体。如基础很柔则墩与墩间土可能产生下沉不均或路面与基础开裂。

6.2.19 强夯置换时地窗不可避免要抬高，特别在饱和粘性土中，根据有限资料，隆起的体积可达填入体积的大半，这主要是因为粘性土在强夯置换中密度改变较粉土少，虽有部分软土挤入置换墩孔隙中，或因填料吸水而降低一些含水量，但隆起的体积还是可观的，应在试夯时仔细记录，做出合理的估计。

6.2.21 本条规定强夯置换后的地基承载力对粉土中的置换地基按复合地基考虑，对淤泥或流塑的粘性土中的置换墩则不考虑墩间土的承载力，按单墩载荷试验的承载力



除以单墩加固面积取为加固后的地基承载力，主要是考虑：

1 淤泥或流塑软土中强夯置换国内有个别不成功的先例，为安全起见，须等有足够工程经验后再行修正，以利于此法的推广应用。

2 某些国内工程因单墩承载力已够，而不再考虑墩间土的承载力。

3 强夯置换法在国外亦称为“动力置换与混合”法（Dynamic replacement and mixing method），因为墩体填料为碎石或砂砾时，置换墩形成过程中大量填料与墩间土混合，越浅处混合的越多，因而墩间土已非原来的土而是一种混合土，含水量与密实度改善很多，可与墩体共同组成复合地基，但目前由于对填料要求与施工操作尚未规范化，填料中块石过多，混合作用不强，墩间的淤泥等软土性质改善不够，因此目前暂不考虑墩间土的承载力较为稳妥。

## 6.3 施 工

6.3.1 根据要求处理的深度和起重机的起重能力选择强夯锤质量。我国至今采用的最大夯锤质量为 40t，常用的夯锤质量为 10~25t。夯锤底面形式是否合理，在一定程度上也会影响夯击效果，正方形锤具有制作简单的优点，但在使用时也存在一些缺点，主要是起吊时由于夯锤旋转，不能保证前后几次夯击的夯坑重合，故常出现锤角与夯坑侧壁相接触的现象，因而使一部分夯击能消耗在坑壁上，影响了夯击效果。根据工程实践，圆形锤或多边形锤个存在此缺点，效果较好。锤底面积可按土的性质确定，锤底静接地压力值可取 25~40kPa，对于饱和细颗粒土宜取较小值。强夯置换锤底静接地压力值可取 100~200kPa。为了提高夯击效果，锤底应对称设置若干个与其顶面贯通的排气孔，以利于夯锤着地时坑底空气迅速排出和起锤时减小坑底的吸力。排气孔的孔径一般为 250~300mm。

6.3.3 当场地表土软弱或地下水位高的情况，宜采用人工降低地下水位，或在表层铺填一定厚度的松散性材料。这样做的目的是在地表形成硬层，可以用以支承起重设备，确保机械设备通行和施工，又可加大地下水和地表向的距离，防止夯击时夯坑积水。

6.3.5 对振动有特殊要求的建筑物，或精密仪器设备等，当强夯振动有可能对其产生有害影响时，应采取隔振或防振措施。

6.3.7 当表土松软时应铺设一层厚为 1.0~2.0m 的砂石英施工垫层以利施工机具运转。随着置换墩的加深，被挤出的软土渐多，夯点周围地面渐高，先铺的施工垫层在向夯坑中填料时往往被推入坑中成了填料，施工层越来越薄，因此，施工中须不断地在夯点周围加厚施工垫层，避免地面松软。

6.3.8 施工过程中应有专人负责监测工作。首先，应检查夯锤质量和落距，因为若夯锤使用过久，往往因底面磨损而使质量减少，落距未达设计要求，也将影响单击夯击能；其次，夯点放线错误情况常有发生，因此，在每遍夯击前，均应对夯点放线进行认真复核；此外，在施工过程中还必须认真检查每个夯点的夯击次数和量测每击的夯沉量，对强夯置换尚应检查置换深度。

6.3.9 由于强夯施工的特殊性，施工中所采用的各项参数和施工步骤是否符合设计要求，在施工结束后往往很难进行检查，所以要求在施工过程中对各项参数和施工情况进行详细记录。

## 6.4 质量检验

6.4.1 强夯地基的质量检验，包括施工过程中的质量监测及夯后地基的质量检验，其中前者尤为重要。所以必须认真检查施工过程中的各项测试数据和施工记录，若不符合设计要求时，应补夯或采取其他有效措施。

6.4.2 经强夯处理的地基，其强度是随着时间增长而逐步恢复和提高的，因此，竣工验收质量检验应在施工结束间隔一定时间后方能进行，其间隔时间可根据土的性质而定。

6.4.4 强夯地基质量检验的数量，主要根据场地复杂程度和建筑物的重要性确定。考虑到场地土的不均匀性和测试方法可能出现的误差，本条规定了最少检验点数。

## 7 振冲法

### 7.1 一般规定

7.1.1 振冲法对个同性质的土层分别具有置换、挤密和振动密实等作用。对粘性土主要起到置换作用，对中细砂和粉土除置换作用外还有振实挤密作用在以上各种土中施工都要在振冲孔内加填碎石（或卵石等）回填料，制成密实的振冲机，而桩间土则受到不同程度的挤密和振密桩和桩间土构成复合地基，使地基承载力提高，变形减少，并可消除土层的液化。

在中、粗砂层中振冲，由于周围砂料能自行塌入孔内，也可以采用个加填料进行原地振冲加密的方法，这种方法适用于较纯净的中、粗砂层，施工简便，加密效果好。

7.1.2 振冲法处理设计目前还处在半理论半经验状态，这是因为一些计算方法还不够成熟，某些设计参数也只能凭工程经验选定。因此，对大型的、重要的或场地地层复杂的工程，在正式施工前应通过现场试验确定其适用性。

## 7.2 设计

7.2.5 碎石垫层起水平排水的作用,有利于施工后土层加快固结,更大的作用在碎石桩顶部采用碎石垫层可以起到明显的应力扩散作用,降低碎石桩和桩周围土的附加应力,减少碎石桩侧向变形,从而提高复合地基承载力,减少地基变形量,在大面积振冲处理的地基中,如局部基础下有较薄的软土,应考虑加大垫层厚度。

7.2.6 填料的作用,一方面是填充在振冲器上拔后在土中留下的孔洞,另一方面是利用其作为传力介质、在振冲器的水平振动下通过连续加填料将桩间土进一步振挤加密。

7.2.7 振冲桩直径通常为 0.8~1.2m,可按每根桩所用填料量计算。

7.2.8 本规范式(7.2.8.)是南京水利科学研究院根据多年来的实践于 1983 年总结出来的。实测的桩土应力比参见表 12,由该表可见, $n$ 值多数为 2~5。为此,条文中建议桩土应力比可取 2~4。

表 12 实测桩上应力比

序号	工程名称	主要土层	$n$	
			范围	均值
1	江苏连云港临洪东排涝站	淤泥	1.6~3.8	2.5
2	塘沽长芦盐场第二化工厂	粘土、淤泥质粘土	最大 3.0, 3.5	2.8
3	浙江台州电厂	淤泥质粉质粘土		
4	山西太原环保研究所	粉质粘土、粘质粉土		2.0
5	江苏南通天生港电厂	粉砂夹薄层粉质粘土		2.0, 2.4
6	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	
7	宁夏大武口电厂	粉质粘土、中粗砂	2.5, 3.1	
8	美国 Hanpton(164)路堤	极软粉土、含砂粘土	2.6~3.0	
9	美国 New Orleans 试验堤	有机软粘土夹粉砂	4.0~5.0	
10	美国 New Orleans 码头后方	有机软粘夹粉砂	5.0~6.0	
11	法国 Ile Iacroix 路堤	软粘土	2.0~4.0	2.8
12	美国乔治工学院模型试验	软粘土	1.5~5.0	

7.2.11 不加填料振冲加密孔间距视砂土的颗粒组成、密实要求、振冲器功率等因素而定,砂的粒径越细,密实要求越高,则间距越小。使用 30kw 振冲器,间距一般为 1.8~2.5m;使用 75kW 振冲器,间距可加大到 2.5~3.5m。振冲加密孔布孔宜用等边三角形或

正方形。对大面积挤密处理，用前者比后者可得到更好的挤密效果。

## 7.3 施 工

7.3.1 振冲施工选用振冲器要考虑设计荷载的大小、工期、工地电源容量及地基土天然强度的高低等因素。30kW 功率的振冲器每台机组约需电源容量 75kw，其制成的碎石桩径约 0.8m，桩长不宜超过 8m，因其振动力小，桩长超过 8m 加密效果明显降低；75kW 振冲器每台机组需要电源电量 100kw，桩径可达 0.9~1.5m，振冲深度可达 20m。

在邻近既有建筑物场地施工时，为减小振动对建筑物的影响，宜用功率较小的振冲器。

为保证施工质量，电压、加密电流、留振时间要符合要求。如电源电压低于 350V 则应停止施工。使用 30kW 振冲器密实电流一般为 45~55A，55kW 振冲器密实电流一般为 75~85A；75kW 振冲器密实电流为 80~95A。

7.3.2 升降振冲器的机具一般常用 8~25t 汽车吊，可振冲 5~20m 长桩。

7.3.3 要保证振冲桩的质量，必须控制好密实电流、填料量和留振时间三方面的规定。

首先，要控制加料振密过程中的密实电流。在成桩时，注意不能把振冲器刚接触填料的一瞬间的电流值作为密实电流。瞬时电流值有时可高达 100A 以上，但只要把振冲器停住不下降，电流值立即变小。可见瞬时电流并不真正反映填料的密实程度。只有让振冲器在固定深度上振动一定时间（称为留振时间）而电流稳定在某一数值，这一稳定电流才能代表填料的密实程度。要求稳定电流值超过规定的密实电流值。该段桩体才算制作完毕。

其次，要控制好填料量。施工中加填料不宜过猛，原则上要“少吃多餐”，即要勤加料，但每批不宜加得太多。值得注意的是在制作最深处桩体时，为达到规定密实电流所需的填料远比制作其他部分桩体多。有时这段桩体的填料量可占整根桩总填料量的 1/4 到 1/3。这是因为开初阶段加的料有相当一部分从孔口向孔底下落过程中被粘留在某些深度的孔壁上，只有少量能落到孔底。另一个原因是如果控制不当，压力水有可能造成超深，从而使孔底填料量剧增。第三个原因是孔底遇到了事先不知的局部软弱土层，这也能使填料数量超过正常用量。

7.3.4 振冲施工有泥水从孔内返出，砂石类土返泥水较少，粘土层返泥水量大，这些泥水不能漫流在基坑内，也不能直接排入到地下排污管和河道中，以免引起对环境的有害影响，为此在场地上必须事先开设排泥水沟系和做好沉淀池。施工时用泥浆泵将返

出的泥水集中抽入池内，在城市施工，当泥水量不大时可用水车拉走。

**7.3.5** 为了保证桩顶部的密实，振冲前开挖基坑时应在桩顶高程以上预留一定厚度的土层。一般 30kW 振冲器应留 0.7~1.0m，75kW 应留 1.0~1.5m。当基槽不深时可振冲后开挖。

**7.3.6** 在有些砂层中施工常要连续快速提升振冲器，电流始终可保持加密电流值，如广东新沙港水中吹填的中砂，振前标贯击数  $N = 3 \sim 7$  击，设计要求振冲后  $N = 15$  击，采用正三角形布孔，桩距 2.54m，加密电流 100A，经振冲后达到  $N > 20$  击。14m 厚的砂层完成一孔约需 20min、又如拉各都坝基，水中回填中、粗砂，振前  $N_{10} = 10$  击，相对密实度  $D_r = 0.11$ ，振后  $N_{10} > 80$  击， $D_r = 0.9$ 。孔距 2.0m，孔深 7m，全孔振冲时间 4~6min。

## 7.4 质量检验

**7.4.3** 对碎石桩桩体密实程度的检验，可采用重型动力触探现场随机检验。这种方法设备简单，操作方便，可以连续检测桩体密实情况，但目前尚未建立贯入击数与碎石桩力学性能指标之间的对应关系。有待在工程中广泛应用，积累实测资料，使该法日趋完善。

# 8 砂石桩法

## 8.1 一般规定

**8.1.1** 碎石桩、砂桩和砂石桩总称为砂石桩，是指采用振动、冲击或水冲等方式在软弱地基中成孔后，再将砂或碎石挤压入已成的孔中，形成大直径的砂石所构成的密实桩比砂石桩法早期主要用于挤密砂土地基，随着研究和实践的深化，特别是高效能专机具出现后，应用范围不断扩大。为提高其在粘性土中的处理效果，砂石桩填料由砂扩展到砂、砾及碎石。

砂石桩用于松散砂土、粉土、粘性土、素填土及杂填土地基，主要靠桩的挤密和施工中的振动作用使桩周围土的密度增大，从而使地基的承载能力提高，压缩性降低。国内外的实际工程经验证明砂石桩法处理砂土及填土地基效果显著，并已得到广泛应用。

砂石桩处理可液化地基的有效件已为国内外不少实际地震和试验研究成果所证实砂石桩法用于处理软土地基，同内外也有较多的工程实例。

但应注意由于软粘土含水量高、透水性差，砂石桩很难发挥挤密效用，其主要作用是部分置换并与软粘土构成复合地基，同时加速软土的排水固结，从而增大地基土的强



度，提高软基的承载力。在软粘土中应用砂盲桩法有成功的经验，也有失败的教训。

因而不少人对砂石桩处理软粘土持有疑义，认为粘土透水性差，特别是灵敏度高的土在成桩过程中，土中产生的孔隙水压力不能迅速消散，同时天然结构受到扰动将导致其抗剪强度降低，如置换率不够高是很难获得可靠的处理效果的，此外，认为如不经过预压，处理后地基仍将发生较大的沉降，对沉降要求严格的建筑结构难以满足允许的沉降要求。所以，用砂石桩处理饱和软粘土地基，应按建筑结构的具体条件区别对待，最好是通过现场试验后再确定是否采用。据此本条指出，在饱和粘土地基上对变形控制要求不严的工程也可采用砂石桩置换处理。

**8.1.2** 采用砂石桩法处理地基除应按第 3 章基本规定中要求收集详细的岩土工程勘察资料外，针对砂石桩法的特点本条提出了还应补充的一些设计和施工所需资料。

施工可用的机械及方法是进行设计和施工的基本前提，不同的机具具有不同的特性参数和性能，它关系到砂石桩的布置、桩距及用料的确定以及效果的预测等，必须事前有所了解。

砂石桩填料用量大并有一定的技术规格要求，故应预先勘察确定取料场及储量、材料的性能、运距等。

砂石桩处理饱和粘土地基，荷载初期将产生较大的变形。砂石桩主要起置换作用，并与地基土组合成复合地基，增大地基抗剪强度，提高地基抗滑动破坏能力。

对于砂土地基，砂土的最大、最小孔隙比以及原地层的大然密度是设计的基本依据，应事先提供资料。

## 8.2 设计

**8.2.1** 砂石桩的设计内容包括桩位布置、桩距、处理范围、灌砂石量及处理地基的承载力、稳定或变形验算。

砂石桩的平面布置可采用等边三角形或正方形。对于砂土地基，因靠砂石桩的挤密提高桩周土的密度，所以采用等边三角形更有利，它使地基挤密较为均匀。对于软粘土地基，主要靠置换，因而选用任何一种均可。

砂石桩直径的大小取决于施工设备桩管的大小和地基土的条件，小直径桩管挤密质量较均匀但施工效率低；大直径桩管需要较大的机械能力，工效高，采用过大的桩径，一根桩要承担的挤密面积大，通过一个孔要填入的砂料多，不易使桩周土挤密均匀。对于软粘土宜选用大直径桩管以减小对原地基土的扰动程度，同时置换率较大可提高处理的效果。沉管法施工时，设计成桩直径与套管直径比不宜大于 1.5，主要考虑振动挤压时

如扩径较大，会对地基土产生较大扰动，不利于保证成桩质量。另外，成桩时间长，效率低给施工也会带来困难，目前使用的桩管直径一般为 300~800mm，但也有小于 200mm 或大于 80mm 的。

**8.2.2 砂石桩处理松砂地基的效果受地层、土质、施工机械、施工方法、填砂石的性质和数量、砂石桩排列和间距等多种因素的综合影响，较为复杂。国内外虽已有不少实践，并曾进行了一些试验研究，积累了一些资料和经验，但是有关设计参数如桩距、灌砂石量以及施工质量的控制等仍须通过施工前的现场试验才能确定。**

桩距不能过小，也不宜过大，根据经验提出桩距一般可控制在 3~4.5 倍桩径之内。合理的桩径取决于具体的机械能力和地层土质条件。当合理的桩距和桩的排列布置确定后，一根桩所承担的处理范围即可确定。土层密度的增加靠其孔隙的减小，把原上层的密度提高到要求的密度，孔隙要减小的数量可通过计算得出。这样可以设想只要灌入的砂石料能把需要减小的孔隙都充填起来，那么土层的密度也就能够达到预期的数值。据此，如果假定地层挤密是均匀的，同时挤密前后土的固体颗粒体积不变，则可推导出本条所列的桩距计算公式、对粉土和砂土地基，以上公式推导是假设地面标高施工后和施工前没有变化。实际上，很多工程都采用振动沉管法施工，施工时对地基有振密和挤密双重作用，而且地面下沉，施工后地面平均下沉量可达 100~300mm。因此，当采用振动沉管法施工砂石桩时，桩距可适当增大，修正系数建议取 1.1~1.2。地基挤密要求达到的密实度是从满足建筑结构地基的承载力、变形或防止液化的需要而定的，原地基土的密实度可通过钻探取样试验，也可通过标准贯入、静力触探等原位测试结果与有关指标的相关关系确定。各有关的相关关系可通过试验求得，也可参考当地或其他可靠的资料。

这种计算桩距的方法，除了假定条件不完全符合实际外，砂石桩的实际直径也较难准确地定出，因而有的资料把砂石桩体积改为灌砂石量，即只控制砂石量，不必注意桩的直径如何。其实两者基本上是一样的桩间距与要求的复合地基承载力及桩和原地基土的承载力有关。如按要求的承载力算出的置换率过高、桩距过小不易施工时，则应考虑增大桩径和桩距在满足上述要求条件下，一般桩距应适当大些，可避免施工过大地扰动原地基土，影响处理效果。

**8.2.3 关于砂石桩的长度，通常应根据地基的稳定和变形验算确定，为保证稳定，桩长应达到滑动弧面之下，当软上层厚度不大时，桩长宜超过整个松软土层。标准贯入和静力触探沿深度的变化曲线也是提供确定桩长的重要资料。**

对可液化的砂层，为保证处理效果，一般桩长应穿透液化层，如可液化层过深，则

应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 有关规定确定。

另外，根据砂石桩单桩荷载试验表明，砂石桩桩体在受荷过程中，在桩顶 4 倍桩径范围内将发生侧向膨胀，因此设计深度应大于主要受荷深度，即不宜小于 4.0m 一般建筑物的沉降存在一个沉降槽，当差异沉降过大，则会使建筑物受到损坏。为了减少其差异沉降，可分区采用不同桩长进行加固，用以调整差异沉降。

**8.2.4** 本条规定砂石桩处理地基要超出基础一定宽度，这是基于基础的压力向基础外扩散。另外，考虑到外围的 2~3 排桩挤密效果较差，提出加宽 1~3 排桩，原地基越松则应加宽越多。重要的建筑以及要求荷载较大的情况应加宽多些。

砂石桩法用于处理液化地基，原则上必须确保建筑物的安全使用。基础外应处理的宽度目前尚无统一的标准。美国经验取等于处理的深度，但根据 H 本和我国有关单位的模型试验得到结果为应处理深度的 2/3，另由于基础压力的影响，使地基土的有效压力增加，抗液化能力增大，故这一宽度可适当降低。同时根据日本用挤密桩处理的地基经过地震考验的结果，说明需处理的宽度也比处理深度的 2/3 小，据此定出每边放宽不宜小于处理深度的 1/2。同时不宜小于 5m。

**8.2.5** 砂石桩桩孔内的填料量应通过现场试验确定。考虑到挤密砂石桩沿深度不会完全均匀，同时实践证明砂石桩施工挤密程度较高时地面要隆起，另外施工中还会有所损失等，因而实际设计灌砂石量要比计算砂石量增加一些。根据地层及施工条件的不同增加量约为计算量的 20%~40%。

**8.2.6** 关于砂石桩用料的要求，对于砂基，条件不严格，只要比原土层砂质好同时易于施工即可，一般应注意就地取材。按照各有关资料的要求最好用级配较好的中、粗砂，当然也可用砂砾及碎石。对饱和粘性土因为要构成复合地基，特别是当原地基土较弱、侧限个大时，为了有利于成桩，宜选用级配好、强度高的砂砾混合料或碎石，填料中最大颗粒尺寸的限制取决于桩管直径和桩尖的构造，以能顺利出料为宜，本条规定最大不应超过 50mm。考虑有利于排水，同时保证具有较高的强度，规定砂石桩用料中小于 0.005mm 的颗粒含量（即含泥量）不能超过 5%。

## 8.3 施 工

**8.3.1** 砂石桩的施工，应选用与处理深度相适应的机械。可用的砂石桩施工机械类型很多，除专用机械外还可利用一般的打桩机改装。砂石桩机械主要可分为两类，即振动式砂石桩机和锤击式砂石桩机。此外，也有用振捣器或叶片状加密机，但应用较少。

用垂直上下振动的机械施工的称为振动沉管成桩法，用锤击式机械施工成桩的称为



锤击沉管成桩法，锤击沉管成桩法的处理深度可达 10m。砂石桩机通常包括桩机架、桩管及桩尖、提升装置、挤密装置（振动锤或冲击锤）、上料设备及检测装置等部分。

为了使砂石有效地排出或使桩管容易打入，高能量的振动砂石桩机配有高压空气或水的喷射装置，同时配有自动记录桩管贯入深度、提升量、压入量、管内砂石位置及变化（灌砂石及排砂石量），以及电机电流变化等检测装置。国外有的设备还装有微机，根据地层阻力的变化自动控制灌砂石量并保证沿深度均匀挤密全面达到设计标准。

**8.3.2** 不同的施工机具及施工工艺用于处理不同的地层会有不同的处理效果。常遇到设计与实际情况不符或者处理质量不能达到设计要求的情况，因此施工前在现场的成桩试验具有重要的意义。

通过现场成桩试验检验设计要求和确定施工工艺及施工控制要求，包括填砂石量、提升高度、挤压时间等。为了满足试验及检测要求，试验桩的数量应不少于 7~9 个。正三角形布置至少要 7 个（即中间 1 个周围 6 个）；上方形布置至少要 9 个（3 排列每排每列各 3 个）。如发现问题，则应及时会同设计人员调整设计或改进施工。

### 8.3.3 振动法施工，成桩步骤如下：

- 1 移动桩机及导向架，把桩管及桩尖对准桩位；
- 2 启动振动锤，把桩管下到顶定的深度；
- 3 向桩管内投入规定数量的砂石料（根据施工试验的经验，为厂提高施工效率，装砂石也可在桩管下到便于装料的位置时进行）；
- 4 把桩管提升一定的高度（下砂石顺利时提升高度不超过 1~2m），提升时桩尖自动打开，桩管内的砂石料流入孔内；
- 5 降落桩管，利用振动及桩尖的挤压作用使砂石密实；
- 6 重复 4、5 两工序，桩管上下运动，砂石料不断补充，砂石桩不断增高；
- 7 桩管提至地面，砂石桩完成。

施工中，电机工作电流的变化反映挤密程度及效率。电流达到一定不变值，继续挤压将不会产生挤密效能。施工中不可能及时进行效果检测，因此按成桩过程的各项参数对施工进行控制是重要的环节，必须予以重视，有关记录是质量检验的重要资料。

**8.3.5** 锤击法施工有单管法和双管法两种，但单管法难以发挥挤密作用，故一般宜用双管法。

双管法的施工根据具体条件选定施工设备，也可临时组配。

其施工成桩过程如下：

- 1 将内外管安放在预定的桩位上，将用作桩塞的砂石投入外管底部；
- 2 以内管做锤冲击砂石塞，靠摩擦力将外管打入预定深度；
- 3 固定外管将砂石塞压入土中；
- 4 提内管并向外管内投入砂石料；
- 5 边提外管边用内管将管内砂石冲出挤压土层；
- 6 重复 4、5 步骤；
- 7 待外管拔出地向，砂石桩完成。

此法优点是砂石的压入量可随意调节，施工灵活，特别适合小规模工程。

其他施工控制和检测记录参照振动法施工的有关规定。

**8.3.6** 以挤密为主的砂石桩施工时，应间隔（跳打）进行，并宜由外侧向中间推进；对粘性土地基，砂石桩主要起置换作用，为保证设计的置换率，宜从中间向外围或隔排施工；在既有建（构）筑物邻近施工时，为了减少对邻近既有建（构）筑物的振动影响，应背离建（构）筑物方向进行。

砂石桩施工完了，当设计或施工投砂石量不足时地面会下沉；当投料过多时地面会隆起，同时表层 0.5~1.0m 常呈松软状态。如遇到地面隆起过高也说明填砂石量不适当。实际观测资料证明，砂石在达到密实状态后进一步承受挤压又会变松，从而降低处理效果。遇到这种情况应注意适当减少填砂石量。

施工场地土层可能不均匀，土质多变，处理效果不能直接看到，也不能立即测出。为了保证施工质量，使在土层变化的条件下施工质量也能达到标准，应在施工过程中进行详细的观测和记录。

观测内容包括桩管下沉随时间的变化；灌砂石量预定数量与实际数量；桩管提升和挤压的全过程（提升、挤压、砂桩高度的形成随时间的变化）等。有自动检测记录仪器的砂石桩机施工中可以直接获得有关的资料，无此设备时须由专人测读记录。根据桩管下沉时间曲线可以估计土层的松软变化随时掌握投料数量。

**8.3.8** 砂石桩桩顶部施工时，由于上覆压力较小，因而对桩体的约束力较小，桩顶形成一个松散层，加载前应加以处理（挖除或碾压）才能减少沉降量，有效地发挥复合地基作用。

## 8.4 质量检验

**8.4.1** 砂石桩施工的沉管时间、各深度段的填砂石量、提升及挤压时间等是施工控制的重要手段，这一资料本身就可以作为评估施工质量的重要依据，再结合抽检便可以

较灯地作出质量评价。

8.4.2 由于在制桩过程中原状土的结构受到不同程度的扰动，强度会有所降低，饱和土地基在价周围一定范围内，土的孔隙水压力上升。待休置一段时间后，孔隙水压力会消散，强度会逐渐恢复，恢复朗的长短是根据土的件质而定。原则上应待孔压消散后进行检验。粘件土孔隙木压力的消散需要的时间较长，砂土则很快。根据实际工程经验规定对饱和粘性土为 28d，粉土、砂土和杂填土可适当减少。对非饱和土不存在此问题，一般在桩施工后 3~5d 即可进行。

8.4.3 砂石桩处理地基最终是要满足承载力、变形或抗液化的要求，标准贯入、静力触探以及动力触探可直接提供检测资料，所以本条规定可用这些测试方法检测砂石桩及其周围土的挤密效果。

应在桩位布置的等边三角形或正方形中心进行砂石桩处理效果检测，因为该处挤密效果较差。只要该处挤密达到要求，其他位置就一定会满足要求，此外，由该处检测的结果还可判明桩间距是否合理。

如处理可液化地层时，可按标准贯入击数来衡量砂性土的抗液化性，使砂石桩处理后的地基实测标准贯入击数大于临界贯入击数。这种液化判别方法只考虑了桩间土的抗液化能力，而未考虑砂石桩的作用，因而在设计上是偏于安全的。

## 9 水泥粉煤灰碎石桩法

### 9.1 一般规定

9.1.1 水泥粉煤灰碎石桩是由水泥、粉煤灰、碎石、石屑或砂加水拌和形成的高粘结强度桩（简称 CFG 桩），桩、桩间土和褥垫层一起构成复合地基。

水泥粉煤灰碎石桩系高粘结强度桩，需在基础和桩顶之间设置一定厚度的褥垫层。保证桩、土共同承担荷载形成复合地基。

水泥粉煤灰碎石桩与素混凝土桩的区别仅在于桩体材料的构成不同，而在其受力和变形特性方面没有什么区别。

水泥粉煤灰碎石桩复合地基具有承载力提高幅度大，地基变形小等特点，并具有较大的适用范围。就基础形式而言，既可适用于条基、独立基础，也可适用于箱基、筏基：既有工业厂房，也有民用建筑。就土性而言，适用于处理粘土、粉土、砂土和正常固结的素填土等地基。对淤泥质土应通过现场试验确定其适用性。

水泥粉煤灰碎石桩不仅用于承载力较低的土，对承载力较高（如承载力  $f_{ak} =$

200kPa)，但但变不能满足要求的地基，也可采用水泥粉煤灰碎石桩以减少地基变形。

目前已积累的工程实例，用水泥粉煤灰碎石桩处理承载力较低的地基多用于多层住宅和工业厂房。比如南京浦镇车辆厂厂南生活区 24 幢 6 层住宅楼，原地基土承载力特征值为 60kPa 的淤泥质土，经处理后复合地基承载力特征值达 240kPa，基础形式为条基，建筑物最终沉降多在 4cm 左右。

对一般粘性土、粉土或砂土，桩端具有好的持力层，经水泥粉煤灰碎石桩处理后可作为高层或超高层建筑地基，如北京华亭嘉园 35 层住宅楼，天然地基承载力特征值为花板  $f_{ak}=200\text{kPa}$ ，采用水泥粉煤灰碎石桩处理后建筑物沉降 3~4cm，对可液化地基，可采用碎石桩和水泥粉煤灰碎石桩多桩型复合地基，一般先施工碎石桩，然后在碎石桩中间打沉管水泥粉煤灰碎石桩，既可消除地基土的液化，又可获取很高的复合地基承载力。

**9.1.2** 水泥粉煤灰碎石桩具有较强的置换作用，其他参数相同，桩越长、桩的荷载分担比（桩承担的荷载占总荷载的百分比）越高。设计时须将桩端落在相对好的土层上，这样可以很好地发挥桩的端阻力，也可避免场地岩性变化大可能造成建筑物沉降的不均匀。

**9.1.3** 目前国内许多地区发生的建筑物倾斜、开裂等事故，由地基变形不均匀所致占了较大的比例。特别对于地基土岩性变化大，若只按承载力控制进行设计，将会出现变形过大或严重不均匀，影响建筑物正常使用。本条规定水泥粉煤灰碎石桩复合地基应进行地基变形验算，是与现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 强调按变形控制的设计思想相一致的。

## 9.2 设计

**9.2.1** 水泥粉煤灰碎石桩桩径宜取 350~600mm，桩径过小，施工质量不容易控制，桩径过大，需加大褥垫层厚度才能保证桩土共同承担上部结构传来的荷载水泥粉煤灰碎石桩可只布置在基础范围内，对可液化地基，基础内可采用振动沉管水泥粉煤灰碎石桩、振动沉管碎石桩间作的加固方案，但基础外一定范围内须打设一定数量的碎石桩。

**9.2.2** 桩距应根据设计要求的复合地基承载力、建筑物控制沉降量、土性、施工工艺等确定，宜取 3~5 倍桩径。

设计的桩距首先要满足承载力和变形量的要求。从施工角度考虑，尽量选用较大的桩距，以防止新打桩对已打桩的不良影响。

就土的挤（振）密性而言，可将土分为：

1 挤（振）密效果好的土，如松散粉细砂、粉土、人工填土等；

2 可挤（振）密土，如不太密实的粉质粘土；

3 不可挤（振）密土，如饱和软粘土或密实度很高的粘性土，砂土等施工工艺可分为两大类：一是对桩间土产生扰动或挤密的施工工艺，如振动沉管打桩机成孔制桩，属挤土成桩工艺。

其二是对桩间土下产生扰动或挤密的施工工艺，如长螺旋钻孔灌注成桩，属作挤土成桩工艺对挤土成桩工艺和不可挤密土宜采用较大的桩距。

在满足承载力和变形要求的前提下，可以通过调整桩长来调整桩距，桩越氏，桩问距可以越大。

9.2.3 褥垫层在复合地基中具有如下的作用：

1 保证桩、土共同承担荷载，它是水泥粉煤灰碎石桩形成复合地基的重要条件。

2 通过改变褥垫厚度，调整桩垂直荷载的分担，通常褥垫越薄桩承担的荷载占总荷载的百分比越高，反之亦然。

3 减少基础底面的应力集中。

4 调整桩、土水平荷载的分担，褥垫层越厚，土分担的水平荷载占总荷载的百分比越大，桩分担的水平荷载占总荷载的百分比越小。

工程实践表明，褥垫层合理厚度为 100 ~ 300mm，考虑施工时的不均匀性，本条规定褥垫层厚度取 150 ~ 300mm，当桩径大，桩距大时宜取高值。

9.2.4 褥垫层材料宜用中砂、粗砂、级配砂石和碎石，最大粒径不宜大于 300mm。

不宜采用卵石，由于卵石咬合力差，施工时扰动较大、褥垫厚度不易保证均匀。

9.2.5 水泥粉煤灰碎石桩复合地基承载力特征值应通过现场复合地基载荷试验确定，初步设计时也可按式（9.2.5）估算：

式中  $f_{ak}$  为加固后桩间土承载力特征值（kPa），宜按当地经验取值，如无经验时，可取天然地基承载力特征值。

当采用非挤土成桩工艺时， $f_{ak}$  可取天然地基承载力特征值。

当采用挤土成桩工艺时，对结构性土，如淤泥质土等，施工时因受扰动强度降低，施工后随着恢复期的增加，土体强度会有所恢复，土性不同，强度恢复的程度和所需的时间也不同，比如南京造纸厂工程，地基土为淤泥质粉质粘土，天然地基承载力特征值为  $f_{ak}=87\text{kPa}$ ，采用振动沉管打桩机施工，施工后不同恢复期地基承载力特征值如表 13



所示。

表 13 施工后不同恢复期地基承载力特征值

恢复期 (d)	14	34	36	42	53
承载力特征值 $f_{ak}$ (kPa)	49	92	96	99	105

恢复期超过 32d, 桩间土承载力大于原天然地基承载力。而天津塘沽地区的淤泥质粘土, 成桩后 120d 后才能恢复到原土强度。

考虑到地垦处理后, 上部结构施工有一个过程, 应考虑荷载增长和土体强度恢复的快慢来确定  $f_{ak}$ 。

对可挤密的一般粘性土,  $f_{ak}$  可取 1.1~1.2 倍天然地基承载力特征值, 即  $f_{ak} = (1.1 \sim 1.2) f_{ak}$ , 塑性指数小, 孔隙比大时取高值。

对不可挤密土, 若施工速度慢, 可取  $f_{ak} = f_{ak}$ ;

对不可挤密土, 若施工速度快, 宜通过现场试验确定对挤密效果好的土, 由于承载力提高幅值的挤密分量较大。宜通过现场试验确定  $f_{ak}$ 。

**9.2.8 水泥粉煤灰碎石桩复合地基的变形计算**应按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的有关规定执行。但有两点需作说明:

1 复合地基的分层与天然地基分层相同, 大量工程实践表明当荷载接近或达到复合地基承载力时, 各复合土层的压缩模量可按该层天然地基压缩模量的  $\xi$  倍计算。

工程中应由现场试验测定的  $f_{ak}$ , 和天然地基承载力  $f_{ak}$  确定  $\xi$ 。

若无试验资料时, 初步设计可由地质报告提供的地基承载力特征值  $f_{ak}$ , 以及计算得到的满足设计要求的复合地基承载力特征值  $f_{ak}$ , 按式 (9.2.8-1) 计算  $\xi$ 。

2 变形经验系数  $\psi_s$ , 对不同地区可根据沉降观测资料及经验确定, 也可按表 9.2.8 取值, 表 9.2.8 取自现行的国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 表 5.2.5 中的基底附加压力  $p_0 = 0.75 f_{ak}$  的一栏。

**9.2.9 复合地基变形计算过程中**, 在复合上层范围内, 压缩模量很高时, 可能满足下式



$$\Delta s'_n \leq 0.025 \sum_{i=1}^n \Delta s'_i$$

要求，若计算到此为止，就漏掉了桩端以下土层的变形量，因此，计算时计算深度必须大于复合土层厚度。

## 9.3 施 工

**9.3.1** 水泥粉煤灰碎石桩的施工，应根据设计要求和现场地基土的性质、地下水埋深，场地周边是否有居民、有无对振动反应敏感的设备等多种因素选择施工工艺。

这里给出了三种常用的施工工艺：1.长螺旋钻孔灌注成桩；2.长螺旋钻孔、管内泵压混合料成桩；3.振动沉管灌注成桩。

若地基土是松散的饱和粉细砂、粉土，以消除液化和提高地基承载力为目的，此时应选择振动沉管打桩机施工；振动沉管灌注成桩属挤土成桩工艺，对桩间土具有挤（振）密效应。但振动沉管灌注成桩工艺难以穿透厚的硬上层、砂层和卵石层等。在饱和粘性土中成桩，会造成地表隆起，挤断已打桩，且振动和噪声污染严重，在城中居民区施工受到限制。在夹有硬的粘性土时，可采用长螺旋钻机引孔，再用振动沉管打桩机制桩。

长螺旋钻孔灌注成桩适用于地下水位以上的粘性土、粉土、素填土、中等密实以上的砂土，属非挤土成桩工艺，该工艺具有穿透能力强，无振动、低噪音、无泥浆污染等特点，但要求桩长范围内无地下水，以保证成孔时不塌孔。

长螺旋钻孔、管内泵压混合料成桩工艺，是国内近几年来使用比较广泛的一种新工艺，属非挤土成桩工艺，具有穿透能力强、低噪音、无振动、无泥浆污染、施工效率高及质量容易控制等特点。

长螺旋钻孔灌注成桩和长螺旋钻成孔、管内泵压混合料成桩工艺，在城市居民区施工，对周围居民和环境的不良影响较小。

**9.3.2** 水泥粉煤灰碎石桩施工除应符合国家现行有关规范外，尚应符合下列要求：

1 当用振动沉管灌注成桩和长螺旋钻孔灌注成桩施工时，桩体配比中采用的粉煤灰可选用电厂收集的粗灰；当采用长螺旋钻孔、管内泵压混合料灌注成桩时，为增加混合料和易性和可泵性，宜选用细度（0.045mm方孔筛筛余百分分比）不大于45%的Ⅱ级或Ⅲ级以上等级的粉煤灰。

2 长螺旋钻孔、管内泵压混合料成桩施工时每方混合料粉煤灰掺量宜为70~90kg，坍落度应控制在160~200mm，这主要是考虑保证施工中混合料的顺利输送。坍落度太大，

易产生泌水、离析，泵压作用下，骨料与砂浆分离，导致堵管。坍落度大小，混合料流动性差，也容易造成堵管。振动沉管灌注成桩若混合料坍落度过大，桩顶浮浆过多，桩体强度会降低。

3 长螺旋钻孔、管内泵压混合料成桩施工，应准确掌握提拔钻杆时间，钻孔进入土层预定标高后，开始泵送混合料，管内空气从排气阀排出，待钻杆内管及输送软、硬管内混合料连续时提钻。若提钻时间较晚，在泵送压力下钻头处的水泥浆液被挤出，容易造成管路堵塞。应杜绝在泵送混合料前提拔钻杆，以免造成桩端处存在虚土或桩端混合料离析、端阻力减小。提拔钻杆中应连续泵料，特别是在饱和砂土、饱和粉土层中不得停泵待料，避免造成混合料离析、桩身缩径和断桩，目前施工多采用 2 台  $0.5\text{m}^3$  的强制式搅拌机，可满足施工要求。

振动沉管灌注桩成桩施工应控制拔管速度，拔管速度太快易造成桩径偏小或缩颈断桩。在南京浦镇车辆厂工地做了三种拔管速度的试验，（1）拔管速度为  $1.2\text{m}/\text{min}$  时，成桩后开挖测桩径为  $38\text{cm}$ （沉管：为 77 管）；（2）拔管速度为  $2.5\text{m}/\text{min}$ ，沉管拔出地面后，有大约  $0.2\text{m}^3$  三的混合料被带到地表，开挖后测桩径为  $36\text{cm}$ ；（3）拔管速度为  $0.8\text{m}/\text{min}$  时，成桩后发现桩顶浮浆较多。经大量工程实践认为，拔管速率控制在  $1.2\sim 1.5\text{m}/\text{min}$  是适宜的。

4 施工中桩顶标高应高出设计桩顶标高，留有保护桩长。保护桩长的设置是基于以下几个因素：（1）成桩时桩顶不可能正好与设计标高完全一致，一般要高出桩顶设计标高一段长度；（2）桩顶一般由于混合料自重压力较小或由于浮浆的影响，靠桩顶一段桩体强度较差；（3）已打桩尚未结硬时，施打新桩可能导致已打桩受振动挤压，混合料上涌使桩径缩小，增大混合料大面的高度即增加了自重压力，可是提高抵抗周围土挤压的能力。

**9.3.3** 冬期施工时，应采取措施避免混合料在初凝前遭到冻结，保证混合料入孔温度大于  $5^\circ\text{C}$ ，根据材料加热难易程度，一般优先加热拌合水，其次是砂和石混合料温度不宜过高，以免造成混合料假凝无法正常泵送施工、泵头管线也应采取保温措施，施工完清除保护层和桩头后，应立即对桩间土和桩头采用草帘等保温材料进行覆盖，防止桩间土冻胀而造成桩体拉断。

**9.3.4** 长螺旋钻孔、管内泵压混合料成桩施工中存在钻孔弃土。对弃土和保护土层清运时如采用机械、人工联合清运，应避免机械设备超挖，并应预留至少  $50\text{cm}$  用人工清除，避免造成桩头断裂和扰动桩间土层。

9.3.5 褥垫层材料多为粗砂、中砂或碎石，碎石粒径宜为 8~20mm，不宜选用卵石。当基础底面桩间土含水量较大时，应进行试验确定是否采用动力夯实法，避免桩间土承载力降低。对较干的砂石材料，虚铺后可适当洒水再行碾压或夯实。

## 9.4 质量检验

9.4.1 施工中应对每根桩成桩时间、投料量、桩长、发生的特殊情况等进行真实、详细的记录。

9.4.2~9.4.3 复合地基载荷试验是确定复合地基承载力、评定加固效果的重要依据，进行复合地基载荷试验时必须保证桩体强度，满足试验要求。进行单桩载荷试验时为防止试验中桩头被压碎，宜对桩头进行加固。在确定试验日期时，还应考虑施工过程中对桩间土的扰动，桩间土承载力和桩的侧阻端阻的恢复都需要一定时间，一般在冬季检测时桩和桩间土强度增长较慢。

复合地基载荷试验所用载荷板的面积应与受检测桩所承担的处理面积相同。选择试验点时应本着随机分布的原则进行。

# 10 夯实水泥土桩法

## 10.1 一般规定

10.1.1 由于场地条件的限制和住宅产业开发的需要，急需一种施工周期短、造价低、施工文明、质量容易控制的地基处理方法。近年来，中国建筑科学研究院地基所在北京等地旧城区危改小区工程中开发了夯实水泥土桩地基处理新技术，经过大量室内、原位试验和工程实践，日趋完善。目前该项技术已在北京、河北等地近 1200 多项工程中应用，产生了巨大的社会效益，节省了大量建筑资金。

目前，由于施工机械的限制，夯实水泥土桩法适用于地下水位以上的粉土、素填土、杂填土、粘性土等地基。

10.1.3 夯实水泥土强度主要由土的性质，水泥品种、水泥标号、龄期、养护条件等控制。特别规定夯实水泥土设计强度应采用现场土料和施工采用的水泥品种、标号进行混合料配比设计。

夯实水泥土配比强度试验应符合下列规定：

- 1 试验采用的击实试模和击锤如图 6 所示，尺寸应符合表 14 规定。
- 2 试样的制备应符合现行国家标准《土工试验方法标准》GB/T 50123—1999 的有关规定。水泥和过筛土料应按土料最优含水量拌合均匀。

3 击实试验应按下列步骤；

表 14 击实试验主要部件规格

锤质量 (kg)	锤底直径 (mm)	落高 (mm)	击实试模 (mm)
4.5	51	457	150 × 150 × 150

在击实试模内壁均匀涂一薄层润滑油，称量一定量的试样，倒入试模内，分四层击实，每层击数由击实密度控制。每层高度相等，两层交界处的土面应刨毛。击实完成时，超出击实试模顶的试样用刮刀削平。称重并计算试样成型后的干密度。

4 试块脱模时间为 24h，脱模后必须在标准养护条件下养护 28d，按标准试验方法作立方体强度试验。

## 10.2 设计

10.2.1 采用洛阳铲成孔时，处理深度宜小于 6m，主要是由于施工工艺决定，大于 6m 时，效率太低，不宜采用。

10.2.2 常用的桩径为 350 ~ 400mm。选用的夯锤应与桩径相适应。

10.2.3 当相对硬层的埋藏深度较大时，应按建筑物地基的变形允许值确定，主要是强调采用夯实水泥土桩法处理的地基，如存在软弱下卧层时，应验算其变形，按允许变形控制设计。

10.2.4 夯实水泥土的变形模量远大于土的变形模量。设置褥垫层，主要是为了调整基底压力分布，使荷载通过垫层传到桩和桩间土上，保证桩间土承载力的发挥。

10.2.5 采用夯实水泥土桩法处理地基的复合地基承载力应按现场复合地基载荷试验确定，强调现场试验对复合地基设计的重要性。

10.2.6 强调采用工程用土料和水泥进行混合料配比试验，并使桩体强度大于三倍桩体设计压力。

10.2.7 复合地基的变形计算在国内外仍处于研究阶段，本条提出的计算方法已有数幢建筑的沉降观测资料验证是可靠的。

## 10.3 施工

10.3.1 在旧城危改工程中，由于场地环境条件的限制，多采用人工洛阳铲、螺旋钻机成孔方法，当土质较松软时采用沉管、冲击等方法挤土成孔，可收到良好的效果。

10.3.2 相同水泥掺量条件下，机体密实度是决定桩体强度的主要因素，当  $\lambda_c \leq 0.93$  时，桩体强度约为最大密度桩体强度的 50% ~ 60%。

10.3.3 混合料含水量是决定桩体夯实密度的重要因素，在现场实施时应严格控制用机械夯实时，因锤重，夯实功大，宜采用土料最佳含水量  $\omega_{op} - (1\% - 2\%)$ 、人工夯实时宜采用上料最佳含水量  $\omega_{op} + (1\% - 2\%)$ ，均应由现场试验确。

褥垫层铺设要求夯填度小于 0.90，主要是为了减少施工期地基的变形量。

10.3.5 各种成孔工艺均可能使孔底存在部分扰动和虚土，因此夯填混合料前应将孔底土夯实，有利于发挥桩端阻力，提高复合地基承载力。

为保证桩顶的桩体强度，现场施工时均要求桩体夯填高度大于桩顶设计标高 200 ~ 300mm。

10.3.6 夯实水泥土桩法处理地基的优点之一是在成孔时可以逐孔检验土层情况是否与勘察资料相符合，不符合时可及时调整设计，保证地基处理的质量。

## 10.4 质量检验

10.4.1 夯实水泥土桩施工时。一般检验成桩土密度目前检验土密度的手段一般采用取土和轻便触探等手段。

10.4.2 本条强调工程的竣工验收检验，应该采用单桩或多桩复合地基载荷试验方法。

# 11 水泥土搅拌法

## 11.1 一般规定

11.1.1 ~ 11.1.2 水泥土搅拌法是适用于加固饱和粘性土和粉土等地基的一种方法，它是利用水泥（或石灰）等材料作为固化剂通过特制的搅拌机械，就地将软土和固化剂（浆液或粉体）强制搅拌，使软土硬结成具有整体性、水稳性和一定强度的水泥加固土，从而提高地基土强度和增大变模。根据固化剂掺入状态的不同，它可分为浆液搅拌和粉体喷射搅拌两种。前者是用浆液和地基土搅拌，后者是用粉体和地基土搅拌。

水泥浆搅拌法最早在美国研制成功，称为 Mixed-in-Place Pile（简称 MIP 法），国内 1977 年由冶金部建筑研究总院和交通部水运规划设计院进行了室内试验和机械研制工作，于 1978 年底制造出国内第一台 SSJB-1 型双搅拌轴中心管输浆的搅拌机械，并由江阴市江阴振冲器厂成批生产（目前 SJB-2 型加固深度可达 18m）。1980 年初在上海宝钢三座卷管设备基础的软土地基加固工程中首次获得成功，1980 年初天津市机械施工公司与交通部一航局研究所利用日本进口螺旋钻孔机械进行改装，制成单搅拌轴和叶片。输浆



型搅拌机，1981年在天津造纸厂蒸煮锅改造扩建工程中获得成功。

粉体喷射搅拌法（Dry Jet Mixing Method 简称 DJM 法）最早由瑞典人 Kjeld Paus 于 1967 年提出了使用石灰搅拌桩加固 15m 深度范围内软土地基的设想，并于 1971 年瑞典 Linden Alimat 公司在现场制成第一根用石灰粉和软土搅拌成的桩，1974 年获得粉喷技术专利，生产出的专用机械其桩径 500mm，加固深度 15m。我国由铁道部第四勘测设计院于 1983 年用 DPP-100 型汽车钻改装成国内第一台粉体喷射搅拌机，并使用石灰作为固化剂，应用于铁路涵洞加固；1986 年开始使用水泥作为固化剂，应用于房屋建筑的软土地基加固，1987 年铁四院和上海探矿机械厂制成 GPP-5 型步履式粉喷机，成桩直径 500mm，加固深度 12.5m。当前国内粉喷机的成桩直径。一般在 500~700mm 范围，深度一般可达 15m。

石灰固化剂一般适用于粘土颗粒含量大于 20%，粉粒及粘粒含量之和大于 35%，粘土的塑性指数大于 10，液性指数大于 0.7，土的 pH 值为 4~8，有机质含量小于 11%，土的天然含水量大于 30% 的偏酸性的土质加固。

水泥石搅拌法加固软土技术具有其独特优点：（1）最大限度地利用了原土；（2）搅拌时无振动、无噪音和无污染，可在密集建筑群中进行施工，对周围原有建筑物及地下沟管影响很小；（3）根据上部结构的需要，可灵活地采用柱状、壁状、格栅状和块状等加固型式；（4）与钢筋混凝土桩某相比，可节约钢材并降低造价。

水泥固化剂一般适用于正常固结的淤泥与淤泥质土（避免产生负摩擦力）、粘性土、粉土、素填土（包括冲填土）、饱和黄土、粉砂以及中粗砂、砂砾（当加固粗粒土时，应注意有无明显的流动地下水，以防固化剂尚未硬结而遭地下水冲洗掉）等地基加固。

根据室内试验，一般认为用水泥作加固料，对含有高岭石、多水高岭石、蒙脱石等粘土矿物的软土加固效果较好；而对含有伊利石、氯化物和水铝石英等矿物的粘性土以及有机质含量高，pH 值较低的粘性土加固效果较差。

在粘粒含量不足的情况下，可以添加粉煤灰。而当粘土的塑性指数  $I_p$  大于 25 时，容易在搅拌头叶片上形成泥团，无法完成水泥石的拌和。当 pH 值小于 4 时，掺入百分之几的石灰，通常 pH 值就会大于 12。当地基土的天然含水量小于 30% 时，由于不能保证水泥充分水化，故个宜采用干法。

在某些地区的地下水中含有大量硫酸盐（海水渗入地区），因硫酸盐与水泥发生反应时，对水泥石具有结晶性侵蚀，会出现开裂、崩解而丧失强度，为此应选用抗硫酸盐水泥，使水泥石中产生的结晶膨胀物质控制在一定的数量范围内，藉以提高水泥石的抗

侵蚀性能。

在我国北纬 40° 以南的冬季负温条件下，冰冻对水泥土的结构损害甚微。在负温时，由于水泥与粘土矿物的各种反应减弱，水泥土的强度增长缓慢（甚至停止）；但正温后，随着水泥水化等反应的继续深入，水泥土的强度可接近标准强度。

11.1.3 本章大部分条款主要针对竖向承载的水泥土复合地基进行编写的；而将搅拌桩作为挡土结构的详细内容可参见国家现行的有关建筑基坑工程技术规范。

11.1.4 对拟采用水泥土搅拌法的工程，除了常规的工程地质勘察要求外，尚应注意查明：

1 填土层的组成：特别是大块物质（石块和树根等）的尺寸和含量。含大块石对水泥土搅拌法施工速度有很大的影响，所以必须清除大块石等再予施工。

2 土的含水量：当水泥土配比相同时，其强度随土样的天然含水量的降低而增大，试验表明，当土的含水量在 50%~85% 范围内变化时，含水量每降低 10%，水泥土强度可提高为 30%。

3 有机质含量；有机质含量较高会阻碍水泥水化反应，影响水泥土的强度增长，故对有机质含量较高的明、暗浜填土及吹填土应予慎重考虑，许多设计单位往往采用在浜域内加大桩长的设计方案，从而得不到理想的效果，应从提高置换率和增加水泥掺入量角度，来保证洪域内的水泥土达到一定的桩身强度。工程实践表明，采用在洪内提高置换率（长、短桩结合）往往能得到理想的加固效果。对生活垃圾的填土不应采用水泥土搅拌法加固。

采用干法加固砂土应进行颗粒级配分析。特别注意土的粘粒含量及对加固料有害的土中离子种类及数量，如  $\text{SO}_4^{2-}$  等。Cl<sup>-</sup> 等。

11.1.5 水泥土的强度随龄期的增长而增大，在龄期超过 28d 后，强度仍有明显增长，为了降低造价，对承重搅拌桩试块国内外取 90d 龄期为标准龄期。对起支挡作用承受水平荷载的搅拌桩，为了缩短养护期，水泥土强度标准取 28d 龄期为标准龄期。

从抗压强度试验得知，在其他条件相同时，不同龄期的水泥土抗压强度关系大致呈线性关系，其经验关系式如下：

$$f_{cu7} = (0.47 \sim 0.63)f_{cu28}$$

$$f_{cu14} = (0.62 \sim 0.80)f_{cu28}$$

$$f_{cu60} = (1.15 \sim 1.46)f_{cu28}$$

$$f_{cu90} = (1.43 \sim 1.80)f_{cu28}$$

$$f_{cu90} = (2.37 \sim 3.73)f_{cu7}$$

$$f_{cu90} = (1.73 \sim 2.82)f_{cu14}$$

上式  $f_{cu7}$ 、 $f_{cu14}$ 、 $f_{cu28}$ 、 $f_{cu60}$ 、 $f_{cu90}$  分别为 7、14、28、60、90d 龄期的水泥石抗压强度。

当龄期超过三个月后，水泥石强度增长缓慢。180d 的水泥石强度为 90d 的 1.25 倍，而 180d 后水泥石强度增长仍未终止。

当拟加固的软弱地基为成层土时，应选择最弱的一层土进行室内配比试验。

## 11.2 设计

**11.2.1** 采用水泥作为固化剂材料，在其他条件相同时，在同一土层中水泥掺入比不同时，水泥石强度将不同。由于块状加固属于大体积处理，对于水泥石的强度要求不高，因此为了节约水泥，降低成本，可选用 7%~12% 的水泥掺量，水泥掺入比大于 10% 时，水泥石强度可达 0.3~2MPa 以上一般水泥掺入比采用 12%~20%。水泥石的抗压强度随其相应的水泥掺入比的增加而增大，们因场地土质与施工条件的差异，掺入比的提高与水泥石强度增加的百分比是不完全一致的。

水泥标号直接影响水泥石的强度，水泥强度等级提高 10 级，水泥石强度约增大 20%~30%。如要求达到相同强度，水泥强度等级提高 10 级可降低水泥掺入比 2%~3%。外掺剂对水泥石强度有着不同的影响。木质素磺酸钙对水泥石强度的增长影响不大，主要起减水作用；三乙醇胺、氯化钙、碳酸钠、水玻璃和石膏等材料对水泥石强度有增强作用，其效果对不同土质和不同水泥掺入比有所影响。当掺入与水泥等量的粉煤灰后，水泥石强度可提高 10% 左右。故在加固软土时掺入粉煤灰个仅可消耗工业废料，水泥石强度还可有所提高。

**11.2.2** 从承载力角度提高置换率比增加桩长的效果更好。水泥石桩是介于刚性桩与柔性桩间具有一定压缩性的半刚性桩，桩身强度越高，其特性越接近刚性桩；反之则接近柔性桩。桩越长，则对桩身强度要求越高。但过高的桩身强度对复合地基承载力的提高及桩间土承载力的发挥是不利的，为了充分发挥桩间土的承载力和复合地基的潜力，应使土对桩的支承力与桩身强度所确定的单桩承载力接近。通常使后者略大于前者较为安全和经济。

对软土地区，地基处理的任务主要是解决地基的变形问题，即地基是在满足强度的

基础上以变形进行控制的，因此水泥土搅拌桩的桩长应通过变形计算来确定，对于变形来说，增加桩长，对减少沉降是有利的。实践证明，若水泥土搅拌桩能穿透软弱土层到达强度相对较高的持力层，则沉降量是很小的。

对某一地区的水泥土桩，其桩身强度是有一定限制的，也就是说，水泥土桩从承载力角度，存在一有效桩长，单桩承载力在一定程度上并不随桩长的增加而增大。但当软弱土层较厚，从减少地基的变形量方面考虑，桩应设计较长，原则上，桩长应穿透软弱上层到达下卧强度较高之土层，尽量在深厚软土层中避免采用“悬浮”桩型。

11.2.3 桩间土承载力折减系数  $\beta$  是反映桩土共同作用的一个参数。如  $\beta = 1$  时，则表示桩与土共同承受荷载，由此得出与柔性桩复合地基相同的计算公式；如  $\beta = 0$  时，则表示桩间土不承受荷载，由此得出与一般刚性桩基相似的计算公式。

对比水泥土和天然土的应力应变关系曲线及复合地基和天然地基的曲线，可见，在发生与水泥土极限应力值相对应的应变值时，或在发生复合地基承载力设计值相对应的沉降值时，天然地基所提供的应力或承载力小于其极限应力或承载力值。考虑水泥土桩复合地基的变形协调，引入折减系数  $\beta$ ，它的取值与桩间土和桩端土的性质，搅拌桩的桩身强度和承载力，养护龄期等因素有关。桩间土较好、桩端土较弱、桩身强度较低、养护龄期较短，则  $\beta$  值取高值；反之，则  $\beta$  值取低值。

确定  $\beta$  值还应根据建筑物对沉降要求有所不同。当建筑物对沉降要求控制较严时，即使桩端是软土， $\beta$  值也应取小值，这样较为安全；当建筑物对沉降要求控制较低时，即使桩端为硬土， $\beta$  值也可取大值，这样较为经济。

11.2.4 公式 (11.2.4-2) 中的加固土强度折减数  $\eta$  是一个与工程经验以及拟建工程的性质密切相关的参数：，工程经验包括对施工队伍素质、施工质量、室内强度试验与实际加固强度比值以及对实际工程加固效果等情况的掌握。拟建工程性质包括工程地质条件，上部结构对地基的要求以及工程的重要性等。目前在设计中一般取  $\eta = 0.2 \sim 0.33$ 。公式 (11.2.4-1) 中桩周上的侧阻力特征值  $q_{si}$  是根据现场载荷试验结果和已有工程经验总结确定的，对软塑状态的粘性土  $q_s$  为  $10 \sim 15\text{kPa}$ ；但一般对可塑状态的粘性土  $q_s$  可提高至  $12 \sim 18\text{kPa}$ 。

公式(11.2.4-1)中桩端地基承载力折减系数 $\alpha$ 取值与施工时桩端施工质量及桩端土质等条件有关。当桩端为较硬土层时取高值。如果桩底施工质量不好,水泥土桩没能真正支承在硬土层上,桩端地基承载力不能充分发挥,这时取 $\alpha=0.4$ 。反之,当桩底质量可靠时取 $\alpha=0.6$ ,通常取 $\alpha=0.5$ 。

对式(11.2.4-2)和式(11.2.4-1)进行分析可以看出,当桩身强度大于(11.2.4-2)式所提出的强度值时,相同桩长的承载力相近,而不同桩长的承载力明显不同。此时桩的承载力由基土支持力控制,增加桩长可提高桩的承载力。当桩身强度低于(11.2.4-2)式所给值时,承载力受桩身强度控制。

**11.2.5** 在刚性基础和桩之间设置一定厚度的褥垫层后,可以保证基础始终通过褥垫层把一部分荷载传到桩间土上,调整桩和土荷载的分担作用。特别是当桩身强度较大时,在基础下设置褥垫层可以减小桩土应力比,充分发挥桩间土的作用,即可增大 $\beta$ 值。减少基础底面的应力集中。

**11.2.6** 设计者往往将水泥土桩理解为桩基,因此要求其像刚性桩那样,在桩长范围内强度一致,而且桩强度越高越好。这是违反复合地基基本假定的。根据室内模型试验和水泥土桩的加固机理分析,其桩身轴向应力自上而下逐渐减小,其最大轴力位于桩顶3倍桩径范围内。因此,在水泥土单桩设计中,为节省固化剂材料和提高施工效率,设计时可采用变掺量的施工工艺。现有工程实践证明,这种变强度的设计方法能获得良好的技术经济效果。

桩身强度亦不宜太高。应使桩身有一定的变形量,这样才能促使桩间土强度的发挥。否则就不存在复合地基,而成为桩基了。

固化剂与土的搅拌均匀程度对加固体的强度有较大的影响。

实践证明采取复搅工艺对提高桩体强度有较好效果。

**11.2.7** 水泥土桩的布置形式对加固效果很有影响,一般根据工程地质特点和上部结构要求可采用柱状、壁状、格栅状、块状以及长短桩相结合等不同加固型式。

1 柱状:每隔一定距离打设一根水泥土桩,形成柱状加固型式,适用于单层工业厂房独立柱基础和多层房屋条形基础下的地基加固,它可充分发挥桩身强度与桩周侧阻力。

2 壁状:将相邻桩体部分重叠搭接成为壁状加固型式,适用于深基坑开挖时的边坡加固以及建筑物长高比大、刚度小、对不均匀沉降比较敏感的多层房屋条形基础下的地基加固。

3 格栅状:它是纵横两个方向的相邻桩体搭接而形成的加固型式。适用于对上部结



构单位面积荷载大和对不均匀沉降要求控制严格的建（构）筑物的地基加固。

4 长短桩相结合：当地质条件复杂，同一建筑物坐落在两类不同性质的地基土上时，可用 3m 左右的短桩将相邻长桩连成壁状或格栅状，藉以调整和减小不均匀沉降量。

水泥石桩的强度和刚度是介于柔性桩（砂桩、碎石桩等）和刚性桩（钢管桩、混凝土桩等）间的一种半刚性桩，它所形成的桩体在无侧限情况下可保持直立，在轴向力作用下又有一定的压缩性，但其承载性能又与刚性桩相似，因此在设计时可仅在上部结构基础范围内布桩，不必像柔性桩一样需在基础外设置护桩。

对于一般建筑物，都是在满足强度要求的条件下以沉降进行控制的，应采用以下沉降控制设计思路：

1 根据地层结构进行地基变形计算，由建筑物对变形的要求确定加固深度，即选择施工桩长；

2 根据土质条件、固化剂掺量、室内配比试验资料和现场工程经验选择桩身强度和水泥掺入量及有关施工参数；

3 根据桩身强度的大小及桩的断面尺寸，由（11.2.4-2）式计算单桩承载力；

4 根据单桩承载力和上部结构要求达到的复合地基承载力，由（9.2.5）式计算桩土面积置换率；

5 根据桩土面积置换率和基础形式进行布桩，桩可只在基础平面范围内布置。

**11.2.8** 水泥石桩加固设计中往往以群桩型式出现，群桩中各桩与单桩的工作状态迥然不同。试验结果表明，双桩承载力小于两根单桩承载力之和；双桩沉降量大于单桩沉降量。可见，当桩距较小时，由于应力重叠产生群桩效应。因此，在设计时当水泥石桩的置换率较大（ $m > 20\%$ ），且非单行排列，而桩端下又存在较软弱的土层时，尚应将桩与桩间土视为一个假想的实体基础，用以验算软弱下卧层的地基承载力。

**11.2.9** 水泥石桩复合地基的变形包括群桩体的压缩变形和桩端下未处理土层的压缩变形之和。

公式（11.2.9-1）和（11.2.9-2）是半理论半经验的搅拌桩水泥石体的压缩量计算公式。其中搅拌桩的压缩模量  $E_p$  的数值，根据经验可取（100~120） $f_{cu}$ （kPa），对桩较短或桩身强度较低者可取低值，反之可取高值。

根据大量水泥石单桩复合地基载荷试验资料，得到了在工作荷载下水泥石桩复合地基的复合模量，一般为 15~25MPa，其大小受面积置换率、桩间土质和桩身质量等因素的影响。且根据理论分析和实测结果，复合地基的复合模量总是大于由桩的模量和桩间土

的模量的面积加权之和。大量的水泥石桩设计计算及实测结果表明，群桩体的压缩变形量仅变化在 10~50mm 间。

下卧层变形按天然地基采用分层总和法进行计算。

## 11.3 施 工

11.3.1 同产水泥土搅拌机的搅拌头大都采用双层（或多层）十字杆形或叶片螺旋形。这类搅拌头切削和搅拌加固软土十分合适，但对块径大于 100mm 的石块、树根和生活垃圾等大块物的切割能力较差，即使将搅拌头作了加强处理后已能穿过块石层，但施工效率较低，机械磨损严重。因此，施工时应予以挖除后再填素土为宜，增加的工程量不大，但施工效率却可大大提高。

11.3.2 工艺性试桩的目的是

- 1 提供满足设计固化剂掺入量的各种操作参数。
- 2 验证搅拌均匀程度及成桩直径。
- 3 了解下钻及提升的阻力情况，并采取相应的措施。

11.3.3 深层搅拌机施工时，搅拌次数越多，则拌和越为均匀，水泥石强度也越高、但施工效率就降低。试验证明，当加固范围内土体任一点的水泥石每遍经过 20 次的拌和，其强度即可达到较高值。每遍搅拌次数  $N$  由下式计算：

$$N = \frac{h \cos \beta \sum Z}{V} n \quad (10)$$

式中  $h$ ——搅拌叶片的宽度 (m)；

$\beta$ ——搅拌叶片与搅拌轴的垂。直夹角 ( $^{\circ}$ )；

$\sum Z$ ——搅拌叶片的总枚数；

$n$ ——搅拌头的回转数 (rev/min)；

$V$ ——搅拌头的提升速度 (m/min)；

11.3.4 根据实际施工经验，搅拌法在施工到顶端 0.3~0.5m 范围时，因上覆土压力较小，搅拌质量较差。因此，其场地整平标高应比设计确定的桩顶标高再高出 0.3~0.5m，桩制作时仍施工到地面。待开挖基坑时，再将上部队 0.3~0.5m 的桩身质量较差的桩段挖去。根据现场实践表明，当搅拌桩作为承重桩进行基坑开挖时，桩身水泥石已有一定的强度，若用机械开挖基坑，往往容易碰撞损坏桩顶，因此基底标高以上 0.3m 宜采用人工开挖，以保护桩头质量。

11.3.5 本条中的桩位偏差是指成桩后的偏差，因此对于桩位放线的偏差不得大于20mm。

11.3.6 如按本条施工步骤进行，就能达到搅拌均匀、施工速度较快的目的，其关键点是必须确保全桩长再重复搅拌一次。

### ( ) 湿 法

11.3.7 每一个水泥石搅拌桩的施工现场，由于土质有差异、水泥的品种和标号不同、因而搅拌加固质量有较大的差别。所以在正式搅拌桩施工前，均应按施工组织设计确定的搅拌施工工艺制作数根试桩，再最后确定水泥浆的水灰比、泵送时间、搅拌机提升速度和复搅深度等参数。

制桩质量的优劣直接关系到地基处理的效果。其中的关键是注浆量、水泥浆与软土搅拌的均匀程度。因此，施工中应严格控制喷浆提升速度 $V$ ，可按下式计算：

$$V = \frac{\gamma_d Q}{F \gamma \alpha_w (1 + \alpha_c)} \quad (11)$$

式中  $V$ ——搅拌头喷浆提升速度 (m/min)；

$\gamma_d$ 、 $\gamma$ ——分别为水泥浆和土的重度 (kN/m<sup>3</sup>)；

$Q$ ——灰浆泵的排量 (m<sup>3</sup>/min)；

$F$ ——搅拌桩的截面积 (m<sup>2</sup>)；

$\alpha_w$ ——水泥掺入比；

$\alpha_c$ ——水泥浆水灰比；

11.3.8 由于搅扑机械通常采用定量泵输送水泥浆，转速大多又是恒定的，因此灌入地基中的水泥量完个取决于搅拌机的提升速度和复搅次数，施工过程中不能随意变更，并应保证水泥浆能定量不间断供应。采用自动记录是为了最大程度的降低人为干扰施工质量，目前市售的记录仪必须有国家计量部门的认证。严禁采用由施工单位自制的记录仪。由于固化剂从灰浆泵到达搅拌机械的出浆口需通过较长的输浆管，必须考虑水泥浆到达桩端的泵送时间。一般可通过试打桩确定其输送时间。

11.3.9 搅拌桩施工检查是检查搅拌桩施工质量和判明事故原因的基本依据，因此对每一延米的施工情况均应如实及时记录，不得事后回忆补记。施工中要随时检查自动计量装置的制桩记录，对每根桩的水泥用量、成桩过程（下沉、喷浆提升和复搅等时间）进行详细检查，质检员应根据制桩记录，对照标准施工工艺，对每根桩进行质量评定。

11.3.10 不提升搅拌机而喷浆搅拌 30s 是为了确保搅拌桩底与土体充分搅拌均匀，达到较高的强度。

11.3.11 深层搅拌机预搅下沉时，当遇到较坚硬的表土层而使下沉速度过慢时，可适当加水下沉。试验表明，当土层的含水量增加，水泥土的强度会降低，但考虑到搅拌设计中一般是按下部最软的土层来确定水泥掺量的，因此只要表层的硬土经加水搅拌后的强度不低于下部软土加固后的强度，也是能满足设计要求的。

11.3.12 凡成桩过程中，由于电压过低或其他原因造成停机使成桩工艺中断时，应将搅拌机下沉至停浆点以下 0.5m，等恢复供浆时再喷浆提升继续制桩；凡中途停止输浆 3h 以上者，将会使水泥浆在整个输浆管路中凝固，因此必须排清全部水泥浆，清洗管路。

11.3.13 由于水泥土搅拌桩的水泥掺量一般不超过 20%，因此水泥土的终凝时间超过 24h，所以需要相邻单桩搭接施工的时间间隔不宜超过 24h。

### ( ) 干 法

11.3.14 每个场地开工前的成桩工艺试验必不可少，由于制桩喷灰量与土体、孔深、气流量等多种因素有关，故应根据设计要求逐步调试，藉以确定施工有关参数（如土层的可钻性、提升速度、叶轮泵转速等），以便正式施工时能顺利进行。施工经验表明送粉管路长度超过 60m 后，送粉阻力明显增大，送粉量也不易达到恒定。

11.3.15 由于干法喷粉搅拌是用可任意压缩的压缩空气输送水泥粉体的，因此送粉量不易严格控制，所以要认真操作粉体自动计量装置，严格控制固化剂的喷入量，满足设计要求。

11.3.16 合格的粉喷桩机一般均已考虑提升速度与搅拌头转速的匹配，钻头均约每搅拌一圈提升 15mm，从而保证成桩搅拌的均匀性，但每次搅拌时，桩体将出现极薄软弱结构面，这对承受水平剪力是不利的。一般可通过复搅的方法来提高桩体的均匀性，消除软弱结构面，提高桩体抗剪强度。

11.3.17 定时检查成桩直径及搅拌的均匀程度。粉喷桩桩长大于 10m 时，其底部喷粉阻力较大，应适当减慢钻机提升速度，以确保固化剂的设计喷入量。

11.3.18 固化剂从料罐到喷灰口有一定的时间延迟，严禁在没有喷粉的情况进行钻机提升作业。

11.3.19 如此操作是为厂防止断桩。

11.3.20 如不及时在地面浇水，将使地下水位以上区段的水泥土水化不完全，造成桩身强度降低。

## 11.4 质量检验

11.4.1 对每根制成的水泥石桩须随时进行检查；对不合格的桩应根据其位置和数量等具体情况，分别采取补桩或加强附近工程桩等措施。

11.4.2 水泥石搅拌桩成桩质量检验方法有：

1 浅部开挖：本条措施属自检范、各施工机组应对成桩质量随时检查，及时发现问题，及时处理开挖检查仅仅是浅部桩头部位，目测其成桩大致情况，例如成桩直径、搅拌均匀程度等。

2 轻型动力触探（N10）仅适用于成桩 3d 内的桩身均匀程度的检验。由于每次落锤能量较小，连续触探一般个大于 4m；但是如果采用从桩顶开始至桩底，每米桩身先钻孔 700mm 深度，然后触探 300mm，并记录锤击数的操作方法则触探深度可加大，触探杆宜用铝合金制造，可不考虑杆长的修正。

11.4.3~11.4.4 复合地基载荷试验和单桩载荷试验是检测水泥石搅拌桩加固效果最可靠的方法之一，一般宜在龄期 28d 后进行。

经触探和载荷试验检验后对桩身质量有怀疑时，一般可采用双管单动取样器对桩身钻芯取样，制成试块，进行桩身实际强度测定。为保证试块尺寸，钻孔直径下宜小于 108mm。

11.4.5 用作止水的壁状水泥石桩体，在必要时可开挖桩顶 3~4m 深度，检查其外观搭接状态对外，也可沿壁状加固体轴线斜向钻孔，使钻杆通过 2~4 根桩身，即可检查深部相邻桩的搭接状态。

11.4.6 水泥石搅拌桩施工时，由于各种因素的影响，有可能不符合设计要求只有基槽开挖后测放了建筑物轴线或基础轮廓线后，才能对偏位桩的数量、部位和程度进行分析和确定补救措施。因此，水泥石搅拌法的施工验收工作宜在开挖基槽后进行。

对于水泥石搅拌桩的检测，目前应该在使用自动计量装置时行施工全过程监控的前提下，采用单桩和复合地基载荷试验进行检验。

## 12 高压喷射注浆法

### 12.1 一般规定

12.1.1 高压喷射注浆法包括旋喷（桩）、定喷和摆喷三种方法。

本工法欧美国家称为 Jet Grouting，日本称作高压喷射注浆法或 CCP 工法、JSG 工法等。

由于高压喷射注浆使用的压力大，因而喷射流的能量大、速度快。当它连续和集中地作用在土体上，压应力和冲蚀等多种因素便在很小的区域内产生效应，对从粒径很小



的细粒土到含有颗粒直径较大的卵石、碎石土，均有巨大的冲击和搅动作用，使注入的浆液和土拌合凝固为新的固结体。实践表明，本法对淤泥、淤泥质土、流塑或软塑粘性土、粉土、砂土、黄土、素填土和碎石土等地纂都有良好的处理效果。

但对于硬粘性土，含有较多的块石或大量植物根茎的地基，因喷射流可能受到阻挡或削弱，冲击破碎力急剧下降，切削范围小或影响处理效果。而对于含有过多有机质的土层，则其处理效果取决于固结体的化学稳定性。鉴于上述几种土的组成复杂、差异悬殊，高压喷射注浆处理的效果差别较大，不能一概而论，故应根据现场试验结果确定其运用程度。对于湿陷性黄土地基，因当前试验资料和施工实例较少，亦应预先进行现场试验。

高压喷射注浆处理深度较大，我国建筑地基高压喷射注浆处理深度目前已达 30m 以上。

**12.1.2** 高压喷射注浆有强化地基和防漏的作用，可卓有成效地用于既有建筑和新建工程的地基处理、地下工程及堤坝的截水、基坑封底、被动区加固，基坑侧壁防止漏水或减小基坑位移等。

对地下水流速过大或已涌水的防水工程，由于工艺、机具和瞬时速凝材料等方面的原因，应慎重使用。必要时应通过现场试验确定。

**12.1.3** 高压喷射有旋喷（固结体为圆柱状）、定喷（固结体为壁状）、和摆喷（固结体为扇状）等 3 种基本形状，它们均可用下列方法实现。

- 1 单管法：喷射高压水泥浆液一种介质；
- 2 双管法：喷射高压水泥浆液和压缩空气二种介质；
- 3 三管法：喷射高压水流、压缩空气及水泥浆液等三种介贯由于上述 3 种喷射流的结构和喷射的介质不同，有效处理长度也不同，以三管法最长，双管法次之，单管法最短。实践表明，旋喷形式可采用单管法、双管法和三管法中的任何一种方法。定喷和摆喷注浆常用双管法和三管法。

**12.1.4** 在制定高压喷射注浆方案时，应搜集和掌握各种基本资料。主要是：岩土工程勘察（土层和基岩的性状，标准贯入击数，土的物理力学性质，地下水的埋藏条件、渗透性和水质成分等）资料；建筑物结构受力特性资料；施工现场和邻近建筑的四周环境资料；地下管道和其他埋设物资料及类似土层条件下使用的工程经验等。

## 12.2 设 计

**12.2.1** 旋喷桩直径的确定是一个复杂的问题，尤其是深部的直径，无法用准确的

方法确定。因此，除了浅层可以用开挖的方法确定之外，只能用半经验的方法加以判断、确定。

根据国内外的施工经验，其设计直径可参考表 15 选用。定喷及摆喷的有效长度约为旋喷桩直径的 1.0~1.5 倍。

表 15 旋喷桩的设计直径 (m)

土质 \ 方法		单管法	双管法	三管法
		粘性土		
粘性土	$0 < N < 5$	0.5~0.8	0.8~1.2	1.2~1.8
	$6 < N < 10$	0.4~0.7	0.7~1.1	1.0~1.6
砂土	$0 < N < 10$	0.6~1.0	1.0~1.4	1.5~2.0
	$11 < N < 20$	0.5~0.9	0.9~1.3	1.2~1.8
	$21 < N < 30$	0.4~0.8	0.8~1.2	0.9~1.5

注：N 为你准贯入击数

12.2.2 旋喷桩复合地基承载力通过现场载荷试验方法确定误差较小。由于通过公式计算在确定折减系数  $\beta$  和单桩承载力方面均可能有较大的变化幅度，因此只能用作估算。对于承载力较低时  $\beta$  取低值，是出于减小变形的考虑。

12.2.8 当旋喷桩需要相邻桩相互搭接形成整体时，应考虑施工中垂直度误差等，设计桩径相互搭接不宜小于 300mm。尤其在截水工程中尚需要采取可靠方案或措施保证相邻桩的搭接，防止截水失败。

## 12.3 施 工

12.3.1 施工前，应对照设计图纸核实设计孔位处有无妨碍施工和影响安全的障碍物。如遇有上水管、下水管、电缆线、煤气管、人防工程、旧建筑基础和其他地下埋设物等障碍物影响施工时，则应与有关单位协商清除或搬移障碍物或更改设计孔位。

12.3.2 由于高压喷射注浆的压力愈大，处理地基的效果愈好，根据国内实际工程中应用实例，单管法、双管法及三管法的高压水泥浆液流或高压水射流的压力宜大于 20MPa，气流的压力以空气压缩机的最大压力为限，通常。在 0.7MPa 左右，低压水泥浆的灌往压力，通常在 1.0~2.0MPa 左右，提升速度为 0.05~0.25m/min，旋转速度可取 10~20r/min。

12.3.3 喷射注浆的主要材料为水泥，对于无特殊要求的。工程宜采用强度等级为

32.5 级及以上普通硅酸盐水泥。根据需要，可在水泥浆中分别加入适量的外加剂和掺合料，以改善水泥浆液的性能，如早强剂、悬浮剂等。所用外加剂或掺合剂的数量，应根据水泥土的特点通过室内配比试验或现场试验确定。当有足够实践经验时，亦可按经验确定。

喷射注浆的材料还可选用化学浆液。因费用昂贵，只有少数工程应用。

**12.3.4** 水泥浆液的水灰比越小，高压喷射注浆处理地基的强度越高。在生产中因注浆设备的原因，水灰比太小时，喷射有困难，故水灰比通常取 0.8~1.5，生产实践中常用 1.0。

由于生产、运输和保存等原因，有些水泥厂的水泥成分不够稳定，质量波动较大，可导致高压喷射水泥浆液凝固时间过长，固结强度降低。因此事光应对各批水泥进行检验，鉴定合格后才能使用。对拌制水泥浆的用水，只要符合混凝土拌合标准即可使用。

**12.3.5** 高压喷射注浆的全过程为钻机就位、钻孔、置入注浆管、高压喷射注浆和拔出注浆管等基本工序。施工结束后应立即对机具和孔口进行清洗。钻孔的目的是为了置入注浆管到预定的土层深度，如能用振动或直接把注浆管钻入土层预定深度，则钻孔和置入注浆管的两道工序合并为一道工序。

**12.3.6** 高压泵通过高压橡胶软管输送高压浆液至钻机上的注浆管，进行喷射注浆。若钻机和高压水泵的距离过远，势必要增加高压橡胶软管的长度，使高压喷射流的沿程损失增大，造成实际喷射压力降低的后果。因此钻机与高压水泵的距离不宜过远，在大面积场地施工时，为了减少沿程损失，则应搬动高压泵保持与钻机的距离。

实际施工孔位与设计孔位偏差过大时，会影响加固效果。故规定孔位偏差值应小于 50mm，并且必须保持钻孔的垂直度。土层的结构和土质种类对加固质量关系更为密切，只有通过钻孔过程详细记录地质情况并了解地下情况后，施工时才能因地制宜及时调整工艺和变更喷射参数，达到处理效果良好的目的。

**12.3.7** 各种形式的高压喷射注浆，均自下而上进行。当注浆管不能一次提升完成而需分数次卸管时，卸管后喷射的搭接长度不得小于 100mm，以保证固结体的整体性。

**12.3.8** 在不改变喷射参数的条件下，对同一标高的土层作重复喷射时，能加大有效加固长度和提高固结体强度。这是一种局部获得较大旋喷直径或定喷、摆喷范围的简易有效方法。复喷的方法根据工程要求决定。在实际工作中，旋喷桩通常在底部和顶部进行复喷，以增大承载力和确保处理质量。

**12.3.9** 当喷射注浆过程中出现下列异常情况时，需查明原因并采取相应措施：

1 流量不变而压力突然下降时，应检查各部位的泄漏情况，必要时拔出注浆管，检查密封性能。

2 出现不冒浆或断续冒浆时，若系土质松软则视为正常现象，可适当进行复喷；若系附近有空洞、通道，则应不提升注浆管继续注浆自至冒浆为止或拔出注浆管待浆液凝固后重新注浆。

3 压力稍有下降时，可能系注浆管被击穿或有孔洞，使喷射能力降（阶此时应拔出注浆管进行检查。

4 压力陡增超过最高限值、流量为零、停机后压力仍不变动时，则可能系喷嘴堵塞。应拔管疏通喷嘴。

**12.3.10** 当高压喷射注浆完毕后，或在喷射注浆过程中因故中断，短时间（小于或等于浆液初凝时间）内不能继续喷浆时，均应立即拔出注浆管清洗备用，以防浆液凝固后拔不出管来。

为防止因浆液凝固收缩，产生加固地基与建筑基础不密贴或脱空现象，可采用超高喷射（旋喷处理地基的顶面超过建筑基础底面，其超高量大于收缩高度）、回灌冒浆或第二次注浆等措施。

**12.3.11** 高压喷射注浆处理地基时，在浆液未硬化前，有效喷射范围内的地基因受到扰动而强度降低，容易产生附加变形，因此在处理既有建筑地基或在邻近既有建筑旁施工时，应防止施工过程中，在浆液凝固硬化前导致建筑物的附加下沉。通常采用控制施工速度、顺序和加快浆液凝固时间等方法防止或减小附加变形。

**12.3.12** 在城市施工中泥浆管理直接影响文明施工，必须在开工前做好规划，做到有计划的堆放或废浆及时排出现场，保持场地文明。

**12.3.13** 应在专门的记录表格上做好自检，如实记录施工的各项参数和详细描述喷射注浆时的各种现象，以便判断加固效果并为质量检验提供资料。

## 12.4 质量检验

**12.4.1** 应在严格控制施工参数的基础上，根据具体情况选定质量检验方法。开挖检查法虽简单易行，通常在浅层进行，但难以对整个固结体的质量作全面检查。钻孔取芯是检验单孔固结体质量的常用方法，选用时需以不破坏固结体和有代表性为前提，可以在 28d 后取芯或在未凝以前软取芯（软弱粘性土地基）。标准贯入和静力触探在有经验的情况下也可以应用。载荷试验是建筑地基处理后检验地基承载力的良好方法。压水试验通常在工程有防渗漏要求时采用建筑物的沉降观测及基坑开挖过程测试和观察是全

面检查建筑地基处理质量的不可缺少的重要方法。

12.4.2 检验点的位置应重点布置在有代表性的加固区。必要时，对喷射注浆时出现过异常现象和地质复杂的地段亦应检验。

12.4.3 每个建筑工程喷射注浆处理后，不论其大小，均应进行检验。检验量为施工孔数的1%，并且至少要检验3点。

12.4.4 高压喷射注浆处理地基的强度离散性大，在软弱粘性土中，强度增长速度较慢。检验时间应在喷射注浆后28d进行，以防由于固结体强度不高时，因检验而受到破坏，影响检验的可靠性。

## 13 石灰桩法

### 13.1 一般规定

13.1.1 石灰桩是以生石灰为主要固化剂与粉煤灰或火山灰、炉渣、矿渣、粘性土等掺合料按一定的比例均匀混合后，在桩孔中经机械或人工分层振压或夯实所形成的密实桩体。为提高桩身强度，还可掺加石膏、水泥等外加剂。

石灰桩的主要作用机理是通过生石灰的吸水膨胀挤密桩周土，继而经过离子交换和胶凝反应使桩间土强度提高。同时桩身生石灰与活性掺合料经过水化、胶凝反应，使桩身具有0.3~1.0MPa的抗压强度。

石灰桩属可压缩的低粘结强度桩，能与桩间土共同作用形成复合地基。

由于生石灰的吸水膨胀作用，特别适用于新填土和淤泥的加固，生石灰吸水后还可使淤泥产生自重固结。形成强度后的密集的石灰桩身与经加固的桩间土结合为一体，使桩间土欠固结状态消失。

石灰桩与灰土桩不同，可用于地下水位以下的土层，用于地下水位以上的土层时，如土中含水量过低，则生石灰水化反应不充分，桩身强度降低，甚至不能硬化。此时采取减少生石灰用量和增加掺合料含水量的办法，经实践证明是有效的。

石灰桩不适用于地下水下的砂类土。

13.1.2 石灰桩可就地取材，各地生石灰、掺合料及土质均有差异，在无经验的地区应进行材料配比试验，由于生石灰膨胀作用，其强度与侧限有关，因此，配比试验宜在现场地基土中进行。

### 13.2 设计

13.2.1 块状生石灰经测试其孔隙率为35%~39%，掺合料的掺入数量理论上至少应



能充满生石灰块的孔隙，以降低造价，减少生石灰膨胀作用的内耗。

生石灰与粉煤灰、炉渣，火山灰等活性材料可以发生水化反应，生成不溶于水的水化物，同时使用上业废料也符合同家环保政策。

在淤泥中增加生石灰用量有利于淤泥的固结，桩顶附近减少生石灰用量可减少生石灰膨胀引起的地向隆起，同时桩体强度较高。

当生石灰用量超过总体积的 30% 时，桩身强度下降，但对软土的加固效果较好，经过工程实践及试验总结，生石灰与掺合料的体积比为 1:1 或 1:2 较合理，土质软弱时采用 1:1，一般采用 1:2。

桩身材料加入少量的石膏或水泥可以提高桩身强度，在地下水渗透较严重的情况下或为提高桩顶强度时，可适量加入。

**13.2.2** 石灰桩属可压缩性桩，一般情况下桩顶可不设垫层。石灰桩身根据不同的掺合料有不同的渗透系数，其值为  $10^{-3} \sim 10^{-5} \text{cm/s}$  量级，可作为竖向排水通道。

**13.2.3** 由于石灰桩的膨胀作用，桩顶覆盖压力不够时，易引起桩顶土隆起，增加再沉降，因此其空口高度不宜小于 500mm，以保持一定的覆盖压力。

其封口标高应略高于原地面系为了防止地面水早期渗入桩顶，导致桩身强度降低。

**13.2.4** 试验表明，石灰桩宜采用细而密的布桩方式，这样可以充分发挥生石灰的膨胀挤密效应，但桩径过小则施工速度受影响。目前人工成孔的桩径以  $\phi 300 \text{mm}$  为宜，机械成孔以  $\phi 350 \text{mm}$  左右为宜。

过去的习惯是将基础以外也布置数排石灰桩，如此则造价剧增，试验表明在一般的软土中，围护桩对提高复合地基承载力的增益不大。在承载力很低的淤泥或淤泥质土中，基础外围增加 1~2 排围护桩有利于对淤泥的加固，可以提高地基的整体稳定性，同时围护桩可将上中大孔隙挤密能起止水作用，可提高内排桩的施工质量。

**13.2.5** 洛阳铲成孔桩长不宜超过 6m，系指人工成孔，如用机动洛阳铲可适当加长。机械成孔管外投料时，如桩长过长，则不能保证成桩直径，特别在易缩孔的软土中，桩长只能控制在 6m 以内，不缩孔时，桩长可控制在 8m 以内。

**13.2.6** 由于石灰桩复合地基桩土变形协调，石灰桩身又为可压缩的柔性桩，复合土层承载性能接近人工垫层。大量工程实践证明，复合土层沉降仅为桩长的 0.5%~0.8%，沉降主要来自于桩底下卧层，因此宜将桩端置于承载力较高的土层中。

正如本规范第 13.2.10 条说明中所述，石灰桩具有减载和预压作用，因此在深厚的

软土中刚度较好的建筑物有可能使用“悬浮桩”，在无地区经验时，应进行大压板载荷试验，确定加固深度。

**13.2.8** 石灰桩桩身强度与土的强度有密切关系。土强度高时，对桩的约束力大，生石灰膨胀时可增加桩身密度，提高桩身强度，反之当土的强度较低时，桩身强度也相应降低。石灰桩在软土中的桩身强度多在 0.3~1.0MPa 之间，强度较低，其复合地基承载力不宜超过 160kPa，而多在 120~160kPa 之间。如土的强度较高，可减少生石灰用量，外加石膏或水泥等外加剂，提高桩身强度，复合地基承载力可以提高，同时应当注意，在强度高的土中，如生石灰用量过大，则会破坏土的结构，综合加固效果不好。

**13.2.9** 试验研究证明，当石灰桩复合地基荷载达到其承载力特征值时，具有以下特征：

- 1 沿桩长范围内各点桩和土的相对位移很小（2mm 以内），桩土变形协调；
- 2 土的接触压力接近达到桩间土承载力特征值，即桩间土发挥度系数为 1；
- 3 桩顶接触压力达到桩体比例极限，桩顶出现塑性变形；
- 4 桩土应力比趋于稳定，其值在 2.5~5 之间；
- 5 桩土的接触压力可采用平均压力进行计算。

基于以上特征，按本规范（7.2.8-1）式常规的面积比方法计算复合地基承载力是适宜的，在置换率计算中，桩径除考虑膨胀作用外，尚应考虑桩边 2cm 左右厚的硬壳层，故计算桩径取成孔直径的 1.1~1.2 倍。

桩间土的承载力与置换率、生石灰掺量以及成孔方式等因素有关。

试验检测表明生石灰对桩周边厚 0.3d 左右的环状土体显示了明显的加固效果，强度提高系数达 1.4~1.6，圆环以外的土体加固效果不明显。因此，可采用下式计算桩间土承载力：

$$f_{sk} = \left[ \frac{(K-1)d^2}{A_e(1-m)} + 1 \right] \mu f_{ak} \quad (12)$$

式中  $f_{sk}$ ——天然地基承载力特征值；

$K$ ——桩边土强度提高系数取 1.4~1.6，软土取高值；

$A_e$ ——根桩分担的处理地基面积；

$m$ ——置换率；

$d$ ——计算桩直径；

$\mu$ ——成桩中挤压系数，排土成孔时  $\mu=1$ ，挤土成孔时  $\mu=1\sim 1.3$ （可挤密土取高值，饱和软土取 1）。

**13.2.10** 石灰桩的掺合料为轻质的粉煤灰或炉渣，生石灰块的重度约  $10\text{kN/m}^3$ ，石灰桩身饱和后重度为  $13\text{kN/m}^3$ ，以轻质的石灰桩置换土，复合土层的自重减轻，特别是石灰桩复合地基的置换率较大，减载效应明显。复合土层自重减轻即是减少了桩底下卧层软土的附加应力，以附加应力的减少值反推上部荷载减少的对应值是一个可观的数值。这种减载效应对减少软土变形增益很大。同时考虑石灰的膨胀对机底土的预压作用，石灰桩底下卧层的变形较常规计算减小，经过湖北、广东地区四十余个工程沉降实测结果的对比（人工洛阳铲成孔、桩长 6m 以内，条形基础简化为筏基计算），变形较常规计算有明显减小。由于各地情况不同，统计数量有限，应以当地经验为主。

式（13.2.10）为常规复合模量的计算公式，系数  $\mu$  为桩间土加固后压缩模量的提高系数。如前述石灰桩身强度与桩间土强度有对应关系，桩身压缩模量也随桩间土模量的不同而变化，此大彼大，此小彼小，鉴于这种对应性质，复合地基桩土应力比的变化范围缩小，经大量测试，桩土应力比的范围为 2~5，大多为 3~4。

石灰桩桩身压缩模量可用环刀取样，作室内压缩试验求得。

### 13.3 施 工

**13.3.1** 生石灰块的膨胀率大于生石灰粉，同时生石灰粉易污染环境。为了使生石灰与掺合料反应充分，应将块状生石灰粉碎，其粒径 30~50mm 为佳，最大不宜超过 70mm。

**13.3.2** 掺合料含水量过少则不易夯实，过大时在地下水位以下易引起冲孔（放炮）。

石灰桩身密实度是质量控制的重要指标，由于周围土的约束力不同，配比也不同，桩身密实度的定量控制指标难以确定，桩身密实度的控制宜根据施工工艺的不同凭经验控制。无经验的地区应进行成桩工艺试验。成桩 7~10d 后用轻便触探（ $N_{10}$ ）进行对比检测，选择适合的工艺。

**13.3.3** 管外投料或人工成孔时，孔内往往存水，此时应采用小型软轴水泵或潜水泵排干孔内水，方能向孔内投料。

在向孔内投料的过程中如孔内渗水严重，则影响夯实（压实）桩料的质量，此时应采取降水或增打护桩隔水的措施。

**13.3.9** 石灰桩施工中的冲孔（放炮）现象应引起重视，其主要原因在于孔内进水或存水使生石灰与水迅速反应，其温度高达 200~300℃，空气遇热膨胀，不易夯实，桩

身孔隙大，孔隙内空气在高温下迅速膨胀，将上部夯实的桩料冲出孔口。应采取减少掺合料含水量，排干孔内积水或降水，加强夯实等措施，确保安全。

## 13.4 质量检测

13.4.1 石灰桩加固软土的机理分为物理加固和化学加固两个作用，物理作用（吸水、膨胀）的完成时间较短，一般情况下 7d 以内均可完成。此时桩身的直径和密度已定型，在夯实力和生石灰膨胀力作用下，7~10d 桩身已具有一定的强度。而石灰桩的化学作用则速度缓慢，桩身强度的增长可延续 3 年甚至 5 年。考虑到施工的需要，目前将一个月龄期的强度视为桩身设计强度，7~10d 龄期的强度约为设计强度的 60%左右。

龄期 7~10d 时，石灰桩身内部仍维持较高的温度（30~50℃），采用静力触探检测时应考虑温度对探头精度的影响。

13.4.2~13.4.3 大量的检测结果证明，石灰桩复合地基在整个受力阶段，都是受变形控制的，其  $p-s$  曲线呈缓变型。石灰桩复合地基中的桩土具有良好的协同工作特征，土的变形控制着复合地基的变形，所以石灰桩复合地基的允许变形宜与天然地基的标准相近。

在取得载荷试验与静力触探检测对比经验的条件下，也可采用静力触探估算复合地基承载力。关于桩体强度的确定，可取  $0.1 p_s$  为桩体比例极限，这是经过桩体取样在试验机上作抗压试验求得比例极限与原位静力触探  $p_s$  值对比的结果。但仅适用于掺合料为粉煤灰、炉渣的情况。

地下水以下的桩底存在动水压力。夯实也不如桩的中上部，因此其桩身强度较低。桩的顶部由于覆盖压力有限，桩体强度也有所降低。因此石灰桩的桩体强度沿桩长变化，中部最高，顶部及底部较差。

试验证明当底部桩身具有一定强度时，由于化学反应的结果，其后期强度可以提高，但当 7~10d 比贯入阻力很小（ $p_s$  值小于 1MPa）时，其后期强度的提高有限。

## 14 灰土挤密桩法和土挤密桩法

### 14.1 一般规定

14.1.1 灰土挤密桩或土挤密桩通过成孔过程中的横向挤压作用，桩孔内的土被挤向周围，使桩间土得以挤密，然后将备好的灰土或素土（粘性土）分层填入桩孔内，并

分层捣实至设计标高。用灰土分层夯实的桩体，称为灰土挤密桩；用素土分层夯实的桩体，称为土挤密桩。二者分别与挤密的桩间土组成复合地基，共同承受基础的上部荷载。

大量的试验研究资料和工程实践表明，灰土挤密桩和土挤密桩用于处理地下水位以上的湿陷性黄土、素填土、杂填土等地基，不论是消除土的湿陷性还是提高承载力都是有效的。但当土的含水量大于 24%及其饱和度超过 650k 时，在成孔及拔管过程中，桩孔及其周围容易缩颈和隆起，挤密效果差，故上述方法不适用于处理地下水位以下及毛细饱和带的上层。

基底下 5m 内的湿陷性黄土、素填土、杂填土、通常采用土（或灰土）垫层或强夯等方法处理。大于 15m 的土层，由于成孔设备限制，一般采用其他方法处理，本条规定可处理地基的深度为 5~15m，基本上符合陕西、甘肃和山西等省的情况。

饱和度小于 60%的湿陷性黄土，其承载力较高，湿陷性较强，处理地基常以消除湿陷性为主。而素填土、杂填土的湿陷性一般较小，但其压缩性高、承载力低，故处理地基常以降低压缩性、提高承载力为主。

灰土挤密桩和土挤密桩，在消除土的湿陷性和减小渗透性方面，其效果基本相同或差别不明显，但土挤密桩地基的承载力和水稳性不及灰土挤密桩，选用上述方法时，应根据工程要求和处理地基的目的确定。

**14.1.2** 灰土挤密桩和土挤密桩是一种比较成熟的地基处理方法，自二十世纪 60 年代以来，在陕西，甘肃等湿陷性黄土地区的工业与民用建筑的地基处理中已广泛使用，积累了一定的经验，对一般工程，施工前在现场下进行成孔挤密等试验，不致产生不良后果，并有利于加快地基处理的施工进度。但在缺乏建筑经验的地区和对不均匀沉降有严格限制的重要工程，施工前应按设计要求在现场进行试验，以检验地基处理方案和设计参数的合理性，对确保地基处理质量，查明其效果都很有必要。

试验内容包括成孔、孔内夯实质量、桩间土的挤密情况、单桩和桩间土以及串桩或多桩复合地基的承载力等。

## 14.2 设计

**14.2.1** 局部处理地基的宽度超出基础底面边缘一定范围，主要在于改善应力扩散，增强地基的稳定性，防止基底下被处理的土层，在基础荷载作用下受水浸湿时产生侧向挤出，并使处理与未处理接触面的土体保持稳定。

局部处理超出基础边缘的范围较小，通常只考虑消除拟处理土层的湿陷性，而未考虑防渗隔水作用。但只要处理宽度不小于本条规定，不论是非自重湿陷性黄土还是自重



湿陷性黄土，采用灰土挤密桩或土挤密桩处理后，对防止侧向挤出、减小湿陷变形的效果都很明显。

整片处理的范围大，既可消除拟处理土层的湿陷性，又可防止水从侧向渗入未处理的下部土层引起湿陷，故整片处理兼有防渗隔水作用。

**14.2.2** 本条对灰土挤密桩和土挤密桩处理地基的深度作了原则性规定，具体深度由设计根据现场土质情况、工程要求和成孔设备等因素确定。

当以消除地基土的湿陷性为主要目的时，在非自重湿陷性黄土场地，宜将附加应力与土的饱和自重应力之和大于湿陷起始压力的全部土层进行处理，或处理至地基压缩层的下限截止；在自重湿陷性黄土场地，宜处理至非湿陷性黄土层顶面止。

当以降低土的压缩性、提高地基承载力为主要目的时，宜对基底下压缩层范围内压缩系数  $a_{1-2}$  大于  $0.40\text{MPa}^{-1}$  或压缩模量小于  $6\text{MPa}$  的土层进行处理。

对湿陷性黄土地基，也可按现行国家标准《湿陷性黄土地区建筑规范》GB 50025 的有关规定执行。

**14.2.3** 根据我国黄土地区的现有成孔设备，沉管（锤击、振动）成孔的桩孔直径多为  $0.37 \sim 0.40\text{m}$ 。布置桩孔应考虑消除桩间土的湿陷性。桩间土的挤密用平均挤密系数表示。

大量试验研究资料和工程经验表明，消除桩间土的湿陷性，桩孔之间的中心距离通常为桩孔直径的  $2.0 \sim 2.5$  倍，也可按本条公式（14.2.3）进行估算。

**14.2.4** 湿陷性黄土为天然结构，处理湿陷性黄土与处理扰动土有所不同，故检验桩间土的质量用平均挤密系数  $\bar{\eta}_c$  控制，而不用压实系数控制，平均挤密系数是在成孔挤密深度内，通过取土样测定桩间土的平均干密度与其最大干密度的比值而获得，平均干密度的取样自桩顶向下  $0.5\text{m}$  起，每  $1\text{m}$  不应少于 2 点（1 组），即：桩孔外  $100\text{mm}$  处 1 点，桩孔之间的中心距（ $1/2$  处）1 点。当桩长大于  $6\text{m}$  时，全部深度内取样点不应少于 12 点（6 组）；当桩长小于  $6\text{m}$  时，全部深度内的取样点不应少于 10 点（5 组）。

**14.2.6** 当为消除黄土、素填土和杂填土的湿陷性而处理地基时，桩孔内用素土（粘性土、粉质粘土）作填料，可满足工程要求，当同时要求提高其承载力或水稳性时，桩孔内用灰土作填料较合适。

为防止填入桩孔内的灰土吸水后产生膨胀，不得使用生石灰与土拌合，而应用消解后的石灰与黄土或其他粘性土拌合，石灰富含钙离子，与土混合后产生离子交换作用，

在较短时间内便成为凝硬件材料，因此拌合后的灰土放置时间不可太长，并宜于当日使用完毕。

由于桩体是用松散状态的素土（粘性土或粘质粉土）、灰土经夯实而成，桩体的夯实质量可用土的干密度表示，土的干密度大，说明夯实质量好，反之，则差。桩体的夯实质量一般通过测定全部深度内土的干密度确定，然后将其换算为平均压实系数进行评定。桩体土的干密度取样：自桩顶向下 0.5m 起，每 1m 不应少于 2 点（1 组），即桩孔内距桩孔边缘 50mm 处 1 点，桩孔中心（即 1/2 处）处 1 点，当桩长大于 6m 时，全部深度内的取样点不应少于 12 点（6 组），当桩长不足 6m 时，全部深度内的取样点不应少于 10 点（5 组）。

桩体土的平均压实系数  $\bar{\lambda}_c$ ，是根据桩孔全部深度内的平均干密度与室内击实试验求得填料（素土或灰土）在最优含水量状态下的最大干密度的比值，即  $\bar{\lambda}_c = \frac{\bar{\rho}_d}{\rho_{d\max}}$ ，式中  $\bar{\rho}_d$  为桩孔全部深度内的填料（素土或灰土），经分层夯实的平均干密度（ $t/m^3$ ）； $\rho_{d\max}$  为桩孔内的填料（素土或灰土），通过击实试验求得最优含水量状态下的最大干密度（ $t/m^3$ ）。

本条规定用灰土或素土填孔，桩体内的平均压实系数  $\bar{\lambda}_c$  均不应小于 0.96。

**14.2.7** 灰土挤密桩或土挤密桩回填夯实结束后，在桩顶标高以上设置 300~500mm 厚的灰土垫层，一方面可使桩顶和桩间土找平，另一方面有利于改善应力扩散，调整桩土的应力比，并对减小桩身应力集中也有良好作用。

**14.2.8** 为确定灰土挤密桩或土挤密桩的桩数及其桩长（或处理深度），设计时往往需要了解采用灰土挤密桩或土挤密桩处理地单的承载力，而原位测试（包括载荷试验、静力触探、动力触探）结果比较可靠。

用载荷试验可测定单桩和桩间土的承载力，也可测定单桩复合地基或多桩复合地基的承载力。当不用载荷试验时，桩间土的承载力可采用静力触探测定。桩体特别是灰土填孔的桩体，采用静力触探测定其承载力不一定可行，但可采用动力触探测定。

**14.2.9** 灰土挤密桩或土挤密桩复合地基的变形，包括桩和桩间土及其下卧未处理土层的变形。前者通过挤密后，桩间土的物理力学性质明显改善，即土的干密度增大、压缩性降低，承载力提高，湿陷性消除，故桩和桩间土（复合土层）的变形可不计算，但应计算下卧未处理土层的变形。

## 14.3 施 工

14.3.1 现有成孔方法,包括沉管(锤击、振动)和冲击等方法,但都有一定的局限性,在城乡建设和居民较集中的地区往往限制使用,如锤击沉管成孔,通常允许在新建场地使用,故选用上述方法时,应综合考虑设计要求、成孔设备或成孔方法、现场土质和对周围环境的影响等出素。

14.3.2 施工灰土挤密桩或土挤密桩时,在成孔或拔管过程中,对桩孔(或桩顶)上部土层有一定的松动作用,因此施工前应根据选用的成孔设衙和施工方法,在纂底标高以上预留一定厚度的松动上层,待成孔和桩孔回填夯实结束后,将其挖除或按设计规定进行处理。

14.3.3 拟处理地基土的含水量对成孔施工与桩间土的挤密至关重要。工程实践表明,当天然土的含水量小于 120k 时,土呈坚硬状态、成孔挤密困难,且设备容易损坏;当天然土的含水量等于或大于 24%,饱和度大于 65%时,桩孔可能缩颈,桩孔周围的土容易隆起,挤密效果差;当天然土的含水量接近最优(或塑限)含水量时,成孔施工速度快,桩间土的挤密效果好。因此,在成孔过程中,应掌握好拟处理地基土的含水量不要太大或太小,最优含水量是成孔挤密施工的理想含水量,而现场土质往往并非恰好是最优含水量,如只允许在最优含水量状态下进行成孔施工,小于最优含水量的土便需要加水增湿,大于最优含水量的土则要采取晾干等措施,这样施工很麻烦,而且不易掌握准确和加水均匀。因此,当拟处理地基土的含水量低于 12%时,宜按公式(14.3.2)计算的加水量进行增湿。对含水量介于 12~24%的土,只要成孔施工顺利、桩孔不出现缩颈,桩间土的挤密效果符合设计要求,不一定要采取增湿或晾干措施。

14.3.4 成孔和孔内回填夯实的施工顺序,习惯做法从外向里间隔 1~2 孔进行,但施工到中间部位,桩孔往往打不下去或桩孔周围地面明显隆起,为此有的修改设计,增大桩孔之间的中心距离,这样很麻烦。为此本条改为对整片处理,宜从里(或中间)

向外间隔 1~2 孔进行。对大型工程可采取分段施工,对局部处理,宜从外向里间隔 1~2 孔进行。局部处理的范围小,且多为独立基础及条形基础,从外向里对桩间土的挤密有好处,也不致出现类似整片处理或桩孔打不下去的情况。

桩孔的直径与成孔设备或成孔方法有关,成孔设备或成孔方法如已选定,桩孔直径基本上固定不变,桩孔深度按设计规定,为防止施工出现偏差或不按设计图施工,在施工过程中应加强监督,采取随机抽样的方法进行检查,但抽查数量不可大多,每台班检查 1~2 孔即可,以免影响施工进度。

14.3.5~14.3.7 施工记录是验收的原始依据。必须强调施工记录的真实性和准确性，且不得任意涂改。为此应选择有一定业务素质的相关人员担任施工记录，这样才能确保做好施工记录。

土料和灰土受雨水淋湿或冻结，容易出现“橡皮土”，且不易夯实。当雨季或冬季选择灰土挤密桩或土挤密桩处理地基时，应采取防雨或防冻措施，保护灰土或土料不受雨水淋湿或冻结，以确保施工质量。

## 14.4 质量检验

14.4.1 为确保灰土挤密桩或土挤密桩处理地基的质量，在施工过程中应采取抽样检验，检验数据和结论应准确、真实，具有说服力，对检验结果应进行综合分析或综合评价。

14.4.2 本条根据一般工程和重要工程，对抽样检验的数量分别作了规定。由于挖探井取土样对桩体和桩间土均有一定程度的扰动及破坏，因此选点应具有代表性，并保证检验数据的可靠性。

取样结束后，其探井应分层回填夯实，压实系数不应小于 0.93

## 15 柱锤冲扩桩法

### 15.1 一般规定

15.1.1 柱锤冲扩桩法的加固机理主要有以下四点：

- 1 是成孔及成桩过程中对原上的动力挤密作用；
- 2 是对原上的动力固结作用；
- 3 是冲扩桩充填置换作用（包括桩身及挤入桩间土的骨料）；
- 4 是生石灰的水化和胶凝作用（化学置换）。

上述作用依不同土类而有明显区别。对地下水位以上杂填土、素填土、粉土及可塑状态粘件土、黄土等，在冲孔过程中成孔质量较好，无坍孔及缩颈现象，孔内无积水，成桩过程中地面不隆起甚至下沉，经检测孔底及桩间土在成孔及成桩过程中得到挤密，试验表明挤密上影响范围约为 2~3 倍桩径。而对地下水位以下饱和松软土层冲孔时坍孔严重，有时甚至无法成孔，在成桩过程中地面隆起严重，经检测桩底及桩间土挤密效果不明显，桩身质量也较难保证，因此对上述土层应慎用。限于目前设备条件，处理深度不宜大于 6m，否则不经济。对于湿陷性黄土地区，其地基处理深度及复合地基承载力特征值，可按当地经验确定。

15.1.2 柱锤冲扩桩法目前还处于半理论半经验状态，成孔和成桩工艺及地基固结效果直接受到土质条件的影响。因此在正式施工前进行成桩试验及试验性施工十分必要。根据现场试验取得的资料修改设计，制定施工及检验要求。

现场试验主要内容：1.成孔及成桩试验；2.试验性施工；3.复合地基承载力对比试验（载荷试验及动力触探试验）。

## 15.2 设计

15.2.1 地基处理的宽度超过基础底面边缘一定范围，主要作用在于增强地基的稳定性，防止基底下被处理土层在附加应力作用

下产生侧向变形，因此原天然土层越软，加宽的范围应越大。通常按压力扩散角 $\theta=30^\circ$ 来确定加固范围的宽度，并不少于1~2排桩。

用柱锤冲扩桩法处理可液化地基应适当加大处理宽度。对于上部荷载较小的室内非承重墙及革层砖房可仅在基础范围内布桩。

15.2.2 对于可塑状态粘性土、黄土等，因靠冲扩桩的挤密来提高桩间土的密实度，所以采用等边三角形布桩有利，可使地基挤密均匀。对于软粘土地基，主要靠置换，因而选用任何一种布桩方式均可。考虑到施工方便，以正方形或正方形中间补桩一根（等腰三角形）的布桩形式最为常用。

桩间距与设计要求的复合地基承载力及原地基土的承载力有关，根据经验，桩中距一般可取1.5~2.5m或取桩径的2~3倍。

15.2.3 柱锤冲扩桩法有以下三个直径：

1 柱锤直径：它是柱锤实际自径，现已经形成系列，常用直径为300~500mm，如公称 $\phi 377$ 锤，就是377mm直径的柱锤。

2 冲孔直径：它是冲孔达到设计深度时，地基被冲击成孔的直径，对于可塑状态粘性土其成孔直径往往比锤直径要大。

3 桩径：它是桩身填料夯实后的平均直径，它比冲孔直径大，如 $\phi 377$ 柱锤夯实后形成的桩径可达600~800mm。因此，桩径不是一个常数，当土层松软时，桩径就大，当土层较密时，桩径就小。

设计时一般先根据经验假设桩径，假设时应考虑柱锤规格、土质情况及复合地基的设计要求，一般常用 $d=500\sim 800\text{mm}$ ，经试成桩后再调整桩径。

15.2.4 地基处理深度的确定应考虑：1.软弱土层厚度；2.可液化土层厚度；3.地



基变形等因素。限于设备条件，柱锤冲扩桩法适用于 6m 以内的浅层处理，因此当软弱上层较厚时应进行地基变形和下卧层地基承载力验算。

**15.2.5** 柱锤冲扩桩法是从地下向地表进行加固，由于地表约束减少，加之成桩过程中桩间土隆起造成桩顶及槽底土质松动，因此为保证地基处理效果及扩散基底压力，对低于槽底的松散桩头及松软桩间土应予以清除，换填砂石垫层。

**15.2.6** 桩体材料推荐采用以拆房为主组成的碎砖三合土，主要是为了降低工程造价，减少杂土丢弃对环境的污染。有条件时也可以采用级配砂石、矿渣、灰土、水泥混合土等，由于目前尚缺少足够的工程经验。因此当采用其他材料时，应经试验确定其适用性和配合比等有关参数。

碎砖三合土的配合比（体积比）除设计有特殊要求外，一般可采用 1：2：4（生石灰：碎砖：粘性土）对地厂水位以下流塑状态松软土层，宜适当加大碎砖及生石灰用量。碎砖三合土中的石灰宜采用块状生石灰，CaO 含量应在 80%以上。碎砖三合土中的土料，尽量选用就地基坑开挖出的粘性土料，不应含有机物料（如油毡、苇草、木片等），不应使用淤泥质土、盐渍土和冻土。

土料含水量对桩身密实度影响较大，因此应采用最佳含水量进行施工，考虑实际施工时土料来源及成分复杂，根据大量工程实践经验，采用目力鉴别即手握成团、落地开花即可。

为了保证桩身均匀及触探试验的可靠性，碎砖粒径不宜大于 120mm，如条件容许碎砖粒径控制在 60mm 左右最佳，成桩过程中严禁使用粒径大于 240mm 砖料及混凝土块。

**15.2.7** 柱锤冲扩三合土桩属散体材料桩（或柔性桩），桩身密实度及承载力因受桩间土影响而较离散，因此规范规定应按复合地基载荷试验确定其承载力）。初步设计时也可按式（7.2.8-3）

进行估算，该式是根据桩和桩间土通过刚性基础共同承担上部荷载而推导出来的。式中桩土应力比  $n$  是根据部分载荷试验资料而实测出来的。加固后桩间土承载力  $f_{ak}$  应根据土质条件及设计要求确定，当天然地基承载力特征值  $f_{ak} < 80\text{kPa}$  时，可取加固前天然地基承载力进行估算；对于新填沟坑、杂填土等松软土层，可按当地经验或经现场试验根据重型动力触探平均击数  $\bar{N}_{63.5} \sim f_{sk}$  参考表 16 确定。

**表 16** 桩间土  $\bar{N}_{63.5} \sim f_{sk}$  关系表

$\bar{N}_{63.5} \sim f_{sk}$	2	3	4	5	6	7
------------------------------	---	---	---	---	---	---

$f_{ak}$ (kPa)	80	110	130	140	150	160
----------------	----	-----	-----	-----	-----	-----

注：1 计算  $\bar{N}_{63.5} \sim f_{sk}$  时应去掉 10% 的极大值和极小值，当触探深度大于 4m 时， $\bar{N}_{63.5} \sim f_{sk}$  应乘以 0.9 折减系数。

2 杂填土及饱和松软土层，表中  $f_{ak}$  应乘 0.9 折减系数。

**15.2.8** 本规范式 (7.2.9) 是根据复合地基在上部荷载作用下协调变形、应变趋于一致，复合地基中桩和桩间土应力按压缩模量大小分配而推导出来的加固后桩间土压缩模量可按当地经验或根据加固后桩间土重型动力触探平均击数  $\bar{N}_{63.5}$  参考表 17 选用。

**表 17 桩间土  $\bar{N}_{63.5} \sim E_s$  关系表**

$\bar{N}_{63.5}$	2	3	4	5	6
$E_s$ (kPa)	4.0	6.0	7.0	7.5	8.0

## 15.3 施 工

**15.3.1** 本规范建议采用的柱锤及自动脱钩装置为沧州市机械施工有限公司的产品。目前生产上采用的系列柱锤如表 18 所示：

**表 18 柱锤明细表**

序号	规格			锤底形状
	直径 (mm)	长度 (m)	质量 (t)	
1	325	2~6	1.0~4.0	凹形底
2	377	2~6	1.5~5.0	凹形底
3	500	2~6	3.0~9.0	凹形底

注：封顶或拍底时，可采用质量 2~10t 的扁平重锤进。

柱锤可用钢材制作或用钢板为外壳内部浇筑混凝土制成，也可用钢管为外壳内部浇筑铸铁制成。

为了适应不同工程的要求，钢制柱锤可制成装配式，由组合块和锤顶两部分组成，使用时用螺栓连成整体，调整组合块数（一般 0.5t/块），即可按工程需要组合成不同质量和长度的柱锤。

锤型选择应按土质软硬、处理深度及成桩直径经试成桩后加以确定，柱锤长度不宜

小于处理深度。

**15.3.2** 升降柱锤的设备可选用 10~30t 自行杆式起重机或其他专用设备，采用自动脱钩装置，起重能力应通过计算（按锤质量及成孔时土层对柱锤的吸附力）或现场试验确定，一般不应小于锤质量的 3~5 倍。

**15.3.3** 场地平整、清除障碍物是机械作业的基本条件。当加固深度较深，柱锤长度不够时，也可采取先挖出一部分土，然后再进行冲扩施工。

施工时桩位放线一般可在地面上撒白灰线，或在桩位处用短钢钎击深 200mm，然后灌入白灰，以保证桩位准确。桩点要醒目、持久，以防漏桩。

柱锤冲扩桩法成孔方式有：

1 冲击成孔：最基本的成孔工艺，条件是冲孔时孔内无明水、孔壁直立、不坍孔、不缩颈。

2 填料冲击成孔：当冲击成孔出现坍孔或缩颈时，采用本法。这时的填料与成桩填料不同，主要目的是吸收孔壁附近地基中的水分，密实孔壁，使孔壁直立、不坍孔、不缩颈。碎砖及生石灰能够显著降低土壤中的水分，提高桩间土承载力，因此填料冲击成孔时应采用碎砖及生石灰块。

3 二次复打成孔：当采用填料冲击成孔施工工艺也不能保证孔壁直立、不坍孔、不缩颈时，应采用本方案。在每一次冲扩时，填料以碎砖、生石灰为主，根据土质不同采用不同配比，其目的是吸收土壤中水分，改善原土性状，第二次复打成孔后要求孔壁直立、不坍孔，然后边填料边夯实形成桩体。第二次冲孔可在原桩位，电可在桩间进行。

套管成孔可解决坍孔及缩颈问题，但其施工工艺较复杂，因此只在特殊情况下使用。

桩体施工的关键是分层填料量、分层夯实厚度及总填料量。

施工前应根据试成桩及设计要求的桩径和桩长进行确定。填料充盈系数不宜小于 1.5。如密实度达不到设计要求，应空夯夯实。

每根桩的施工记录是工程质量管理的重要依据，也是施工过程中发现问题的首要一环，所以必须设专门技术人员负责记录工作。

要求夯填至桩顶设计标高以上，主要是为了保证桩顶密实度。当不能满足上述要求时，应进行夯实或采用局部换填处理。

**15.3.4** 柱锤冲扩桩法夯击能量较大，易发生地面隆起，造成表层桩和桩间土出现松动，从而降低处理效果，因此成孔及填料夯实的施工顺序宜间隔进行。

## 15.4 质量检验

15.4.1 柱锤冲扩桩法质量检验程序：施工中施工单位自检 竣工后质检部门抽检 基槽开挖后验槽三个环节。实践证明这是行之有效的，其中施工单位自检尤为重要。

15.4.2 采用柱锤冲扩桩法处理的地基，其承载力是随着时间增长而逐步提高的，因此要求在施工结束后休止 7~14d 再进行检验，实践证明这样不仅方便施工也是偏于安全的，对非饱和土和粉土休止时间可适当缩短。

桩身及桩间土密实度检验宜优先采用重型动力触探进行。检验点应随机抽样并经设计或监理认定，检测点不少于总桩数的 2%且不少于 6 组（即同一检测点桩身及桩间土分别进行检验）。当土质条件复杂时，应加大检验数量。

柱锤冲扩桩复合地基质量评定主要是地基承载力大小及均匀程度。复合地基承载力与桩身及桩间土动力触探击数的相关关系应经对比试验按当地经验确定。实践表明采用柱锤冲扩桩法处理的上层往往上部及下部稍差而中间较密实，因此有必要时可分层进行评价。

15.4.5 基槽开挖检验的重点是桩顶密实度及槽底土质情况。由于柱锤冲扩桩法施工工艺的特点是冲孔后自下而上成桩，即由下往上对地基进行加固处理，由于顶部上覆压力小，容易造成桩顶及槽底土质松动，而这部分又是直接持力层，因此应加强对桩顶特别是槽底以下 1m 厚范围内土质的检验，检验方法可采用轻便触探进行。桩位偏差不宜大于 1/2 桩径，桩径负偏差宜大于 100mm，桩数应满足设计要求。

## 16 单液硅化法和碱液法

### 16.1 一般规定

16.1.1 碱液法在自重湿陷性黄土地区使用较少，而且加固深度不足 5m，为防止采用碱液法加固既有建筑物地基产生附加沉降，本条规定，在自重湿陷性黄土场地，当采用碱液法加固时，应通过试验确定其可行性，待取得经验后再逐步扩大其应用范围。

16.1.2 采用单液硅化法或碱液法，对拟建的设备基础和构筑物的地基进行加固，主体工程尚未施工，在灌注溶液过程中，不致产生附加沉降，也无其他不良后果，经加固后的地基，土的湿陷性消除，承载力明显提高。

在非自重湿陷性黄土场地，既有建筑物和设备基础一旦出现不均匀沉降，或地基偶然受水浸湿引起湿陷，采用上述方法加固地基，可迅速阻止其沉降和裂缝继续发展。

16.1.3、16.1.4 进行单孔或多孔灌注溶液试验，主要在于确定设计、施工所需的

有关参数以及单液硅化法与碱液法的加固效果。

酸性土和土中已渗入油脂或有机质含量较多的土，阻碍溶液与土接触，不产生化学反应，无加固作用或加固效果不佳。

## 16.2 设 计

### ( ) 单液硅化法

16.2.1 单液硅化法加固湿陷性黄土地基的灌注工艺有两种。一是压力灌注，二是溶液自渗。

压力灌注溶液的速度快，扩散范围大，灌注溶液过程中，溶液与土接触初期，尚未产生化学反应，在自重湿陷性严重的场地，采用此法加固既有建筑物地基，附加沉降可达 30cm 以上，对既有建筑物显然是不允许的，故本条规定，压力灌注可用于加固自重湿陷性场地上拟建的设备基础和构筑物的地基，也可用于加固非自重湿陷性黄土场地上既有建筑物和设备基础的地基。因为非自重湿陷性黄土有一定的湿陷起始压力，基底附加应力不大于湿陷起始压力或虽大于湿陷起始压力但数值不大时，不致出现附加沉降，并已为大量工程实践和试验研究资料所证明。

压力灌注需要用加压设备（如今压机）和金属灌注管等，成本相对较高，其优点是加固范围较大，不只是可加固基础侧向，而且可加固既有建筑物基础底面以下的部分土层。

溶液自渗的速度慢，扩散范围小，溶液与土接触初期，对既有建筑物和设备基础的附加沉降很小（10~20mm），不超过建筑物地基的允许变形值。

此工艺是在二十世纪 80 年代初发展起来的，在现场通过大量的试验研究，采用溶液自渗加固了大厚度自重湿陷性黄土场地上既有建筑物和设备基础的地基，控制了建筑物的不均匀沉降及裂缝继续发展，并恢复了建筑物的使用功能。

溶液自渗的灌注孔可用钻机或洛阳铲成孔，不需要用灌注管和加压等设备，成本相对较低，含水量不大于 20%、饱和度不大于 60%的地基土，采用溶液自渗较合适。

16.2.2 湿陷性黄土的天然含水量较小，孔隙中一般无自由水，采用浓度（10%~15%）低的硅酸钠（俗称水玻璃）溶液注入土中，不致被孔隙中的水稀释，此外，溶液的浓度低，粘滞度小，可灌性好，渗透范围较大，加固土的无侧限抗压强度可达 300kPa 以上，并对降低加固土的成本有利。

加固湿陷性黄土的溶液用量，按公式（16.2.2）进行估算，便于做到心中有数，并可控制工程总预算及硅酸钠溶液的总消耗量，溶液填充孔隙的系数是根据已加固的工程



经验得出的。

单液硅化加固湿陷性黄土的主要材料为液体水玻璃（即硅酸钠溶液），其颜色多为透明或稍许混浊，不溶于水的杂质含量不得超过规定值。

水玻璃的模数值是二氧化硅与氧化钠（百分率）之比，水玻璃的模数值愈大，意味着水玻璃中含  $SiO_2$  的成分愈多。因为硅化加固主要是由  $SiO_2$  对土的胶结作用，所以水玻璃模数值的大小直接影响着固土的强度。试验研究表明，模数值为  $\frac{SiO_2}{Na_2O\%}$  的纯偏硅酸钠

溶液加固土的强度很小，完全不适合加固土的要求，模数值在 2.5 ~ 3.0 范围内的水玻璃溶液，加固土的强度可达最大值，模数值超过 3.3 以上时，随着模数值的增大，加固土的强度反而降低，说明  $SiO_2$  过多对土的强度有不良影响，因此本条规定采用单液硅化加固湿陷性黄土地基，水玻璃的模数值宜为 2.5 ~ 3.3。

**16.2.3** 从工厂购进的水玻璃溶液，其浓度通常大于加固湿陷性黄土所要求的浓度，比重多为 1.45 或大于 1.45，注入土中时的浓度宜为 10% ~ 15%，相对密度为 1.13 ~ 1.15，故需要按式（16.2.3）计算加水量，对浓度高的水玻璃溶液进行稀释。

**16.2.4** 加固既有建（构）筑物和设备基础的地基，不可能直接在基础底面下布置灌注孔，而只能在基础侧向（或周边）布置灌注孔，因此基础底面下的土层难以达到加固要求，对基础侧向地基土进行加固，可以防止侧向挤出，减小地基的竖向变形，每侧布置一排灌注孔加固土体很难联成整体，故本条规定每侧布置灌注孔不宜少于 2 排。

当基础底面宽度大于 3m 时，除在基础每侧布置 2 排灌注孔外，是否需要布置斜向基础底面的灌注孔，可根据工程具体情况确定。

### （ ） 碱液法

**16.2.5** 室内外试验表明，当 100g 干土中可溶性和交换性钙镁离子含量不少于 10mg · eq 时，灌入氢氧化钠溶液都可得到较好的加固效果氢氧化钠溶液注入土中后，土粒表层会逐渐发生膨胀和软化，进而发生表面的相互溶合和胶结（钠铝硅酸盐类胶结），但这种溶合胶结是非水稳性的，只有在土粒周围存在有  $Ca(OH)_2$  和  $Mg(OH)_2$  的条件下，才能使这种胶结构成为强度高且具有水硬性的钙铝硅酸盐络合物。这些络合物的生成将使土粒牢固胶结，强度大大提高，并且具有充分的水稳性。

由于黄土中钙、镁离子含量一般都较高（属于钙、镁离子饱和土），故采用单液加固已足够。如钙、镁离子含量较低，则需考虑采用碱液与氯化钙溶液的双液法加固。为

了提高碱液加固黄土的早期强度，也可适当注入一定量的氯化钙溶液。

**16.2.6** 碱液加固深度的确定，关系到加固效果和工程造价，要保证加固效果良好而造价又低，就需要确定一个合理的加固深度。碱液加固法适宜于浅层加固，加固深度不宜超过 4~5m。过深除增加施工难度外，造价也较高。当加固深度超过 5m 时，应与其他加固方法进行技术经济比较后，再行决定。

位于湿陷性黄土地基上的基础，浸水后产生的湿陷量可分为由附加压力引起的湿陷以及由饱和自重压力引起的湿陷，前者一般称为外荷湿陷，后者称为自重湿陷。

有关浸水载荷试验资料表明，外荷湿陷与自重湿陷影响深度是不同的。对非自重湿陷性黄土地基只存在外荷湿陷。当其基底压力不超过 200kPa 时，外荷湿陷影响深度约为基础宽度的 1.0~2.4 倍，但 80%~90% 的外荷湿陷量集中在基底下 1.0~1.5b 的深度范围内，其下所占的比例很小。对自重湿陷性黄土地基，外荷湿陷影响深度则为 2.0~2.5b，在湿陷影响深度下限处土的附加压力与饱和自重压力的比值为 0.25~0.36，其值较一般确定压缩层下限标准 0.2（对一般土）或 0.1（寸软土）要大得多，故外荷湿陷影响深度小于压缩层深度。

位于黄土地基上的中小型工业与民用建筑物，其基础宽度多为 1~2m。当基础宽度为 2m 或 2m 以上时，其外荷湿陷影响深度将超过 4m，为避免加固深度过大，当基础较宽，也即外荷湿陷影响深度较大时，加固深度可减少到 1.5~2.0b，这时可消除 80%~90% 的外荷湿陷量，从而大大减轻湿陷的危害。

对自重湿陷性黄土地基，试验研究表明，当地基属于自重湿陷不敏感或不很敏感类型时，如浸水范围小，外荷湿陷将占到总湿陷的 87%~100%，自重湿陷将不产生或产生的很不充分。当基底压力不超过 200kPa 时，其外荷湿陷影响深度为 2.0~2.5b，故本规范建议，对于这类地基，加固深度为 2.0~3.0b，这样可基本消除地基的全部外荷湿陷。

**16.2.7** 试验表明，碱液灌注过程中，溶液除向四周渗透外，还往灌注孔上下各外渗一部分，其范围约相当于有效加固半径  $r$ 。但灌注孔以上的渗出范围，由于溶液温度高，浓度也相对较大，故土体硬化快，强度高；而灌注孔以下部分，则因溶液温度和浓度都已降低，故强度较低。因此，在加固厚度计算时，可将孔下部渗出范围略去，而取  $h=l+r$ ，偏于安全。

**16.2.8** 每一灌注孔加固后形成的加固土体可近似看做一圆柱体，这圆柱体的平均半径即为有效加固半径。灌注过程中，水分渗透距离远较加固范围大。在灌注孔四周，溶液温度高，浓度也相对较大；溶液往四周渗透中，溶液的浓度和温度都逐渐降低，故

加固体强度也相应由高到低。试验结果表明，无侧限抗压强度—距离关系曲线近似为一抛物线，在加固柱体外缘，由于土的含水量增高，其强度比未加固的天然土还低。灌液试验中一般可取加固后无侧限抗压强度高于天然土无侧限抗压强度平均值 50% 以上的土体为有效加固体，其值大约在 100 ~ 150kPa 之间。有效加固体的平均半径即为有效加固半径。

从理论上讲，有效加固半径随溶液灌注量的增大而无限增大，但实际上，当溶液灌注超过某一定数量后，加固体积并不与灌注量成正比，这是因为外渗范围过大时，外围碱液浓度大大降低，起不到加固作用。出此存在一个较经济合理的加固半径。试验表明，这一合理半径一般为 0.40 ~ 0.50m。

**16.2.9 碱液加固**一般采用直孔，很少采用斜孔。如灌注孔紧贴基础边缘。则有一半加固体位于基底以下，已起到承托基础的作用，故一般只需沿条形基础两侧或单独基础周边各布置一排孔即可。如孔距为  $1.8 \sim 2.0r$ ，则加固体连成一体，相当于在原基础两侧或四周设置了刚性桩，与周围未加固土体组成复合地基。

**16.2.10 湿陷性黄土的饱和度**一般在 15% ~ 77% 范围内变化，多数在 40% ~ 50% 左右，故溶液充填土的孔隙时不可能全部取代原有水分，因此充填系数取 0.6 ~ 0.8。举例如下，如加固  $1.0\text{m}^3$  黄土，设其天然孔隙率为 50%，饱和度为 40%，则原有水份体积为  $0.2\text{m}^3$ 。当碱液充填系数为 0.6 时，则  $1.0\text{m}^3$  土中注入碱液为  $0.3 (0.6 \times 0.5) \text{m}^3$ ，孔隙将被溶液全部充满，饱和度达 100%。考虑到溶液注入过程中可能将取代原有土粒周围的部分弱结合水，这时可取充填系数为 0.8，则注入碱液量为  $0.4 (0.8 \times 0.5) \text{m}^3$ ，将有  $0.1\text{m}^3$  原有水分被挤出。

考虑到黄土的大孔隙性质，将有少量碱液顺大孔隙流失，不一定能均匀地向四周渗透，故实际施工时，应使碱液灌注量适当加大，本条建议取工作条件系数为 1.1。

## 16.3 施 工

### ( ) 单液硅化法

**16.3.1 压力灌注溶液的施工步骤**除配溶液等准备工作外，主要分为打灌注管和灌注溶液。通常自基础底面标高起向下分层进行，先施工第一加固层，完成后再施工第二加固层，在灌注溶液过程中，应注意观察溶液有无上冒（即冒出地面）现象，发现溶液上冒应立即停止灌注，分析原因，采取措施，堵塞溶液不出现上冒后，再继续灌注。打灌注管及连接胶皮管时，应精心施工，不得摇动灌注管，以免灌注管壁与土接触不严，形成缝隙，此外，胶皮管与灌注管连接完毕后，还应将灌注管上部及其周围 0.5m 厚的土

层进行夯实，其干密度不得小于  $1.60\text{g}/\text{cm}^3$ 。加固既有建筑物地基，在基础侧向应先施工外排，后施工内排，并间隔 1~3 孔进行打灌注管和灌注溶液。

**16.3.2** 溶液自渗的施工步骤除配溶液与压力灌注相同外，打灌注孔及灌注溶液与压力灌注有所不同，灌注孔直接钻（或打）至设计深度，不需分层施工，可用钻机或洛阳铲成孔，采用打管成孔时，孔成后应将管拔出，孔径一般为 60~80mm。溶液自渗不需要灌注管及加压设备，而是通过灌注孔直接渗入欲加固的土层中，在自渗过程中，溶液无上冒现象，每隔一定时间向孔内添加一次溶液，防止溶液渗干。

**16.3.3** 硅酸钠溶液配好后，如不立即使用或停放一定时间后，溶液会产生沉淀现象，灌注时，应再将其搅拌均匀，以免影响顺利灌注。

**16.3.4** 不论是压力灌注还是溶液自渗，计算溶液量全部注入土中后，加固土体中的灌注孔均宜用 2:8 灰土分层回填夯实，防止地面水、生产或生活用水浸入地基土内。

**16.3.5** 对既有建筑物或设备基础进行沉降观测，可及时发现灌注硅酸钠溶液过程中是否会引起附加沉降以及附加沉降的大小，便于查明原因，停止灌注或采取其他处理措施。

### （ ） 碱液法

**16.3.6** 灌注孔直径的大小主要与溶液的渗透量有关。如土质疏松，由于溶液渗透快，则孔径宜小。如孔径过大，在加固过程中，大量溶液将渗入灌注孔下部，形成上小下大的蒜头形加固体。如土的渗透性弱，而孔径较小，就将使溶液渗入缓慢，灌注时间延长，溶液由于在输液管中停留时间长，热量散失，将使加固体早期强度偏低，影响加固效果。

**16.3.7** 固体烧碱质量一般均能满足加固要求，液体烧碱及氯化钙在使用前均应进行化学成分定量分析，以便确定稀释到设计浓度时所需的加水量。

室内试验结果表明，用风干黄土加入相当于干土质量 1.12% 的氢氧化钠并拌合均匀制取试块，在常温下养护 28d 或在 40~100℃ 高温下养护 2h，然后浸水 20h，测定其无侧限抗压强度可达 166~446kPa。当拌合用的氢氧化钠含量低于干土质量 1.12% 时，试块浸水后即崩解。考虑到碱液在实际灌注过程中不可能分布均匀，因此一般按干土质量 3% 比例配料，湿陷性黄土干密度一般为  $1200\sim 1500\text{kg}/\text{m}^3$ ，故加固每  $1\text{m}^3$  黄土约需 NaOH 量为 35~45kg。

碱液浓度对加固土强度有一定影响，试验表明，当碱液浓度较低时加固强度增长不明显，较合理的碱液浓度宜为 90~100g/L。



**16.3.8** 由于固体烧碱中仍含有少量其他成分杂质，故配置碱液时应按纯 NaOH 含量来考虑。式 (16.3.8-1) 中忽略了由于固体烧碱投入后引起的溶液体积的少许变化。现将该式应用举例如下：

设固体烧碱中含纯 NaOH 为 85%，要求配置碱液浓度为 120g/L，则配置每立方米碱液所需固体烧碱量为：

$$G_s = 1000 \times \frac{M}{P} = 1000 \times \frac{0.12}{85\%} = 141.0kg$$

采用液体烧碱配置每立方米浓度为  $M$  的碱液时，液体烧碱体积与所加的水的体积之和为 1000L，在 1000L 溶液中，NaOH 溶质的量为  $1000M$ ，一般化工厂生产的液体烧碱浓度以质量分数（即质量百分浓度）表示者居多，故施工中用比重计测出液体烧碱相对密度  $d_N$ ，并已知其质量分数为  $N$  后，则每升液体烧碱中 NaOH 溶质含量即为

$$G_s = d_N V_1 N, \text{ 故 } V_1 = \frac{G_s}{d_N N} = \frac{1000M}{d_N N}, \text{ 相应水的体积为 } V_2 = 1000 - V_1 = 1000(1 - \frac{M}{d_N N}).$$

举例如下：设液体烧碱的质量分数为 30%，相对密度为 1.328，配制浓度为 100g/L 碱液时，每立方米溶液中所加的液体烧碱量为：

$$V_1 = \frac{G_s}{d_N N} = 1000 \times \frac{0.1}{1.328 \times 30\%} = 251L$$

**16.3.9** 碱液灌注前加温主要是为了提高加固土体的早期强度。在常温下，加固强度增长很慢，加固 3d 后，强度才略有增长。温度超过 40℃ 以上时，反应过程可大大加快，连续加温 2h 即可获得较高强度。温度愈高，强度愈大。试验表明，在 40℃ 条件下养护 2h，比常温下养护 3d 的强度提高 2.87 倍，比 28d 常温养护提高 1.32 倍。因此，施工时应将溶液加热到沸腾。加热可用煤、炭、木柴、煤气或通入锅炉蒸气，因地制宜。

**16.3.10** 碱液加固与硅化加固的施工工艺不同之处在于后者是加压灌注（一般情况下），而前者是常压自流灌注，因此一般渗透速度比硅化法慢。其平均灌注速度在 1~10L/min 之间，以 2~5L/min 速度效果最好。灌注速度超过 10L/min，意味着土中存在有孔洞或裂隙，造成溶液流失；当灌注速度小于 1L/min 时，意味着溶液灌不进，如排除灌注管被杂质堵塞的因素，则表明土的可灌性差。当土中含水量超过 28% 或饱和度超过 75% 时，溶液就很难注入，一般应减少灌注量或另行采取其他加固措施以进行补救。

**16.3.11** 在灌注过程中，由于土体被溶液中携带的大量水分浸湿，立即变软，而加固强度的形成尚需一定时间。在加固土强度形成以前，土体在基础荷载作用下由于浸湿



软化将使基础产生一定的附加下沉，为减少施工中产生过大的附加下沉，避免建筑物产生新的危害，应采取跳孔灌液并分段施工，以防止浸湿区连成一片。由于3d龄期强度可达到28d龄期强度的50%左右，故规定相邻两孔灌注时间间隔不少于3d。

**16.3.12** 采用 $\text{CaCl}_2$ 与 $\text{NaOH}$ 的双液法加固地基时，两种溶液在土中相遇即反应生成 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 与 $\text{NaCl}$ 。前者将沉淀在土粒周围而起到胶结与填充的双重作用。由于黄土是钙、镁离子饱和土，故一般只采用单液法加固。但如要提高加固土强度，也可考虑用双液法施工如两种溶液先后采用同一容器，则在碱液灌注完成后应将容器中的残留碱液清洗干净，否则，后注入的 $\text{CaCl}_2$ 溶液将在容器中立即生成白色的 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 沉淀物，从而使注液管堵塞，不利于溶液的渗入为避免 $\text{CaCl}_2$ 溶液在土中置换过多的碱液中的钠离子，规定两种溶液间隔灌注时间不应少于8~12h，以便使先注入的碱液与被加固土体有较充分的反应时间。

**16.3.13** 施工中应注意安全操作，并备工作服、胶皮手套、风镜、围裙、鞋罩等。皮肤如沾上碱液，应立即用5%浓度的硼酸溶液冲洗。

## 16.4 质量检验

### ( ) 单液硅化法

**16.4.3** 沉降观测结果，也可作为评定地基加固质量和效果好坏的重要依据之一。地基加固结束后，既有建筑物或设备基础的沉降很小并很快稳定，说明地基加固的质量和效果则好，反之则差。观测时间一般小应少于半年。

### ( ) 碱液法

**16.4.4~16.4.6** 碱液加固后，土体强度有一个增长的过程，故验收工作应在施工完毕28d以后进行。

碱液加固工程质量的判定除以沉降观测为主要依据外，还应对加固土体的强度、有效加固半径和加固深度进行测定。有效加固半径和加固深度目前只能实地开挖测定。强度则可通过钻孔或开挖取样测定。由于碱液加固土的早期强度是不均匀的，一般应在有代表性的加固土体中部取样，试样的直径和高度均为50mm，试块数应不少于3个，取其强度平均值。考虑到后期强度还将继续增长，故允许加固土28d龄期的无侧限抗压强度的平均值可不低于设计值的90%。

如采用触探法检验加固质量，宜采用标准贯入试验；如采用轻便触探易导致钻杆损坏。

## 17 其他地基处理方法

17.0.1~17.0.5 除本规范 4~16 各章所列的地基处理方法外，常用的地基处理方法尚有注浆法、锚杆静压桩法、树根桩法和坑式静压桩法。这些方法已纳入行业标准《既有建筑地基基础加固技术规范》JGJ 123—2000 内，有关这些方法的设计和施工应按该规范有关规定执行。为方便使用，本章列出了上述方法的适用土类。

### 附录 A 复合地基载荷试验要点

A.0.2 正确选择承压板面积是确保试验结果准确性的重要环节。对于单桩或多桩复合地基载荷试验，其承压板面积必须与单桩或实际桩数所承担的处理面积相等。

A.0.4 载荷试验场地地基土含水量变化或地基上受到扰动，均会影响试验结果的准确性。引起地基土含水量变化的因素很多，诸如曝晒、冰冻，刮风、蒸发、基坑浸水和人工降低地下水位等均可引起地基土含水量变化。因此，试验前应采取有效的预防措施。