

DB21

辽宁省地方标准

DB21-xxx-2022

Jxxxx-2022

建筑地基处理技术规程

Technical code of practice for ground treatment of buildings

(征求意见稿)

202x-xx-xx发布

202x-xx-xx实施

辽宁省住房和城乡建设厅

辽宁省市场监督管理局

联合发布

辽宁省地方标准

建筑地基处理技术规程

Technical code of practice for ground treatment of buildings

DB21-xxx-2022

Jxxxx-2022

主编单位：中冶沈勘工程技术有限公司

批准部门：辽宁省住房和城乡建设厅

施行日期：202×年×月×日

×××××出版社

202× 沈阳

前 言

本规程是根据辽宁省市场监督管理局文件《辽宁省市场监督管理局关于印发 2021 年辽宁省地方标准立项计划的通知》（辽市监发[2021] 19 号）的要求，由中冶沈勘工程技术有限公司会同有关单位经广泛调查研究，认真总结工程经验，参考有关国内外标准，并在辽宁省范围内广泛征求了有关单位的意见，经反复讨论、修改、充实，最后经审查定稿。

本规程共 16 章和 5 个附录，内容包括：1 总则；2 术语和符号；3 基本规定；4 换填垫层法；5 压实法；6 预压法；7 强夯法；8 碎（砂）石桩法；9 灰土挤密桩法；10 注浆法；11 水泥土搅拌桩法；12 高压旋喷桩法；13 刚性桩法；14 组合桩法；15 树根桩法；16 锚杆静压桩法；附录 A 地基处理工程勘察要点；附录 B 地基处理工程监测要点；附录 C 处理后地基静载荷试验要点；附录 D 复合地基静载荷试验要点；附录 E 复合地基增强体单桩静载荷试验要点。

本规程由辽宁省住房和城乡建设厅负责管理，由中冶沈勘工程技术有限公司负责具体技术内容的解释。执行过程中如有意见或建议，请寄至中冶沈勘工程技术有限公司《建筑地基处理技术规程》编制组（地址：辽宁省沈阳市浑南区白塔三街 300 号，邮政编码：110169，E-mail: lndbdjchl@163.com）。

本规程主编单位：中冶沈勘工程技术有限公司

本规程参编单位：中国建筑东北设计研究院有限公司

中建东设岩土工程有限公司
辽宁省建筑设计研究院岩土工程有限责任公司
辽宁有色勘察研究院有限责任公司
辽宁水文地质工程地质勘察院有限公司
辽宁省交通规划设计院有限责任公司
辽宁地质工程勘察施工集团有限责任公司
辽宁地矿建设集团有限公司
辽宁省市政工程设计研究院有限责任公司
东北岩土工程勘察有限公司
大连市勘察测绘研究院集团有限公司
沈阳建材地质工程勘察院有限公司
营口市城乡建设与公用事业中心
辽宁万方岩土工程咨询有限公司
沈阳帝铂建筑工程有限公司
沈阳华昌岩土工程有限公司
沈阳鸿励岩土工程有限公司
东北大学
沈阳建筑大学
辽宁工程技术大学
沈阳城市建设学院

本规程主要起草人： 刘 伟 苏艳军 王笑二（以下按姓氏笔画为序）

丁晓明 于 卉 王 颖 王述红 王国莹

王祥瑞	匡少华	吕 龙	朱培男	任 伟
刘 军	刘大金	关 峰	许元亮	孙 康
孙 奇	孙晓东	苏 军	李秀博	李海龙
杨 淼	杨立鹏	杨军春	吴文超	吴国师
辛利伍	张 剑	张维正	陈久强	林国友
赵 然	赵中华	顾银锋	高小平	郭龙浩
董天文	谢 谱	解 磊	綦 赫	裴仲文
穆 星				

本规程主要审查人：

目 录

1 总 则.....	1
2 术语和符号.....	2
2.1 术语	2
2.2 符号	5
3 基本规定.....	8
4 换填垫层法.....	11
4.1 一般规定	11
4.2 设 计	11
4.3 施 工	16
4.4 质量检验	18
5 压 实 法	20
5.1 一般规定	20
5.2 设 计	20
5.3 施 工	23
5.4 质量检验	25
6 预 压 法	26
6.1 一般规定	26
6.2 设 计	27
6.3 施 工	34
6.4 质量检验	37
7 强 夯 法	40
7.1 一般规定	40
7.2 设 计	40
7.3 施 工	46
7.4 质量检验	49
8 碎（砂）石桩法.....	52
8.1 一般规定	52
8.2 设 计	52
8.3 施 工	56
8.4 质量检验	58
9 灰土挤密桩法.....	60
9.1 一般规定	60
9.2 设 计	61
9.3 施 工	64
9.4 质量检验	65
10 注浆法.....	67
10.1 一般规定	67
10.2 设 计	67
10.3 施 工	71
10.4 质量检验	74

11 水泥土搅拌桩法.....	76
11.1 一般规定	76
11.2 设 计	76
11.3 施 工	79
11.4 质量检验	80
12 高压旋喷桩法.....	82
12.1 一般规定	82
12.2 设 计	82
12.3 施 工	86
12.4 质量检验	88
13 刚性桩法.....	89
13.1 一般规定	89
13.2 设 计	89
13.3 施 工	91
13.4 质量检验	93
14 组合桩法.....	94
14.1 一般规定	94
14.2 设 计	94
14.3 施 工	99
14.4 质量检验	100
15 树根桩法.....	102
15.1 一般规定	102
15.2 设 计	102
15.3 施 工	103
15.4 质量检验	104
16 锚杆静压桩法.....	105
16.1 一般规定	105
16.2 设 计	106
16.3 施 工	110
16.4 质量检验	112
附录 A 地基处理工程勘察要点.....	113
附录 B 地基处理工程监测要点.....	116
附录 C 处理后地基静载荷试验要点.....	118
附录 D 复合地基静载荷试验要点.....	122
附录 E 复合地基增强体单桩静载荷试验要点.....	125
用语和用词说明.....	128
引用标准名录.....	129

条文说明

1 总 则

1.0.1 为了在辽宁省地基处理的设计、施工和质量检验中贯彻执行国家及辽宁省的技术经济政策，做到安全适用、技术先进、经济合理、确保质量和保护环境，制定本规程。

1.0.2 本规程适用于建筑及市政工程地基处理的设计、施工和质量检验，其它行业可参照执行。

1.0.3 地基处理应综合考虑工程特点、环境条件、施工条件和工期等因素，做到因地制宜、就地取材、环境保护和节约资源。

1.0.4 地基处理工程除执行本规程外，尚应符合国家和辽宁省现行有关规范、标准的规定。

2 术语和符号

2.1 术语

2.1.1 地基处理 ground treatment, ground improvement

提高地基强度，改善其变形性能或渗透性能而采取的技术措施。

2.1.2 地基承载力特征值 characteristic value of subsoil bearing capacity

由载荷试验测定的地基土压力变形曲线线性变形段内规定的变形所对应的压力值，其最大值为比例界限值。

2.1.3 复合地基 composite ground, composite foundation

部分土体被增强或被置换，形成由地基土和增强体共同承担荷载的人工地基。

2.1.4 换填垫层法 replacement cushion

挖除基础底面下一定范围内的软弱土层或不均匀土层，回填其它性能稳定、无侵蚀性、强度较高的材料，并夯压密实形成垫层的地基处理方法。

2.1.5 加筋垫层 cushion of tensile reinforcement

在垫层材料内铺设单层或多层水平向加筋材料形成的垫层。

2.1.6 压实法 compaction

利用平碾、振动碾、冲击碾或其它碾压设备将填土分层压实的地基处理方法。

2.1.7 预压法 preloading

在地基上进行堆载预压、真空预压或联合使用堆载和真空预压，使地基土加速固结的地基处理方法。

2.1.8 堆载预压 surcharge preloading

地基上堆加荷载使地基土固结压密的地基处理方法。

2.1.9 真空预压 vacuum preloading

通过对覆盖于竖井地基表面的封闭薄膜内抽真空排水使地基土固结压密的地基处理方法。

2.1.10 强夯法 dynamic compaction, dynamic consolidation

反复将夯锤提到高处使其自由落下，给地基以冲击和振动能量，将地基土夯实的地基处理方法。

2.1.11 强夯置换法 dynamic compaction replacement

将夯锤提到高处使其自由落下形成夯坑，并不断向夯坑回填碎石等坚硬粗粒料，使其形成密实墩体的地基处理方法。

2.1.12 碎（砂）石桩法 crushed (sand) pile method

采用振动、冲击或水冲等方式在地基中成孔后，再将碎石、砂或砂石挤压入已成的孔中，形成砂石所构成的密实桩体，并和原桩周土组成复合地基的地基处理方法。

2.1.13 灰土挤密桩法 lime-soil compacted pile method

将灰土填入孔内分层夯实形成竖向增强体的地基处理方法。

2.1.14 注浆法 grouting

将水泥浆或其它化学浆液注入地基土层中，增强土颗粒间的联

结，使土体强度提高、变形减少、渗透性降低的地基处理方法。

2.1.15 水泥土搅拌桩法 cement mixing method

以水泥作为固化剂的主要材料，通过深层搅拌机械，将固化剂和地基土强制搅拌，使软土硬结成具有整体性、水稳定性和一定强度桩体的地基处理方法。

2.1.16 高压旋喷桩法 jet grouting

通过钻杆的旋转、提升，高压水泥浆由水平方向的喷嘴喷出，形成喷射流，以此切割土体并与土拌合形成水泥土加固体的地基处理方法。

2.1.17 刚性桩法 rigid pile method

以混凝土桩或钢桩等刚性桩作为竖向增强体的地基处理方法。

2.1.18 组合桩法 composite pile

采用两种及两种以上不同桩型，或采用同一种桩型、不同长度的桩形成组合桩的地基处理方法。

2.1.19 树根桩 root pile

形状如同树根呈不同方位或直斜交错分布的小直径灌注桩。

2.1.20 锚杆静压桩法 anchor pile method

利用锚固于原有基础中的锚杆提供的反力实施静力压桩的一种施工方法。

2.2 符号

2.2.1 作用和作用效应

E ——强夯或强夯置换夯击能；

p_c ——基础底面处或下卧层顶面处土的自重压力值；

p_{cz} ——垫层底面处土的自重压力值；

p_k ——相应于作用的标准组合时，基础底面处的平均压力值；

p_z ——相应于作用的标准组合时，垫层底面处或下卧层顶面处的附加压力值。

2.2.2 抗力和材料性能

D_{r1} ——地基挤密后要求砂土达到的相对密度；

e ——孔隙比；

e_0 ——地基处理前的孔隙比；

e_1 ——地基挤密后要求达到的孔隙比；

$e_{\max}$ 、 $e_{\min}$ ——砂土的最大、最小孔隙比；

f_{ak} ——天然地基承载力特征值；

f_{az} ——垫层底面处经深度修正后的地基承载力特征值；

f_{sk} ——处理后桩间土的承载力特征值；

f_{spa} ——深度修正后的复合地基承载力特征值；

f_{spk} ——复合地基的承载力特征值；

q_p ——桩端土阻力特征值；

q_s ——桩周土的侧阻力特征值；

R_a ——单桩竖向承载力特征值；

T_a ——土工合成材料在允许延伸率下的抗拉强度；

T_p ——相应于作用的标准组合时单位宽度土工合成材料的最大
拉力；

U ——固结度；

$\bar{U}_t$ —— t 时间地基的平均固结度；

w_{op} ——最优含水量；

θ ——压力扩散角；

ρ_d ——干密度；

$\rho_{d\max}$ ——最大干密度；

ρ_c ——黏粒含量；

2.2.3 几何参数

A_e ——一根桩承担的处理地基面积；

A_p ——桩的截面积；

d ——桩的直径；

d_e ——排水体的有效排水直径；

d_p ——塑料排水板当量换算直径；

m ——面积置换率；

z ——基础底面下垫层的厚度；

δ ——塑料排水板厚度。

2.2.4 计算系数

k_h ——原状土的水平向渗透系数；

k_s ——涂抹区的水平向渗透系数；

k_p ——压桩力系数；

λ ——单桩承载力发挥系数；

λ_1 、 λ_2 ——长桩、短桩的单桩承载力发挥系数；

λ_c ——压实系数；

c_h 、 c_v ——地基土的径向、竖向排水固结系数；

$\bar{\eta}_c$ ——桩间土的平均挤密系数；

k ——损耗系数；

3 基本规定

3.0.1 选择地基处理方案前，应收集岩土工程勘察、上部结构及基础设计、场地环境、工期等有关资料，并了解当地地基处理经验和施工条件。

3.0.2 岩土工程勘察应满足地基处理设计及施工要求，勘察要点符合本规程附录 A 的规定。

3.0.3 根据上部结构类型、荷载大小及使用要求，结合地形地貌、土质条件、地下水特征、环境条件和对邻近建（构）筑物的影响、施工条件等因素进行综合分析，确定可行的地基处理方案。

3.0.4 处理地基施工前，应通过现场试验确定地基处理方法的适用性和处理效果；当处理地基施工采用振动或挤土方法施工时，应采取措施控制振动和侧向挤压对邻近建（构）筑物及周边环境产生有害影响。

3.0.5 经处理后的地基，当按地基承载力确定基础底面积及埋深时，应对地基承载力特征值进行修正，基础宽度的地基承载力修正系数应取 0，基础埋深的地基承载力修正系数符合下列规定：

1 大面积压实填土地基，对于压实系数大于 0.95、黏粒含量 ρ_c 不小于 10% 的粉土，可取 1.5，对于干密度大于 2.1 g/cm^3 的级配砂石可取 2.0，其它填土可取 1.0；

2 其它处理地基应取 1.0。

3.0.6 经处理后的地基应满足承载力、变形、稳定性等要求，地基处理设计应按下列情况进行验算：

1 受力层范围内存在软弱下卧层时，应进行软弱下卧层地基承载力验算；

2 按地基变形设计或应作变形验算的建（构）筑物，应对处理后的地基进行变形验算；

3 处理后的地基上受较大水平荷载作用或位于斜坡上，应进行地基稳定性验算；

4 刚度差异较大的整体大面积基础的地基处理，宜考虑上部结构、基础和地基共同作用进行地基承载力和变形验算。

3.0.7 应考虑复合地基褥垫层形成的蓄水结构对抗浮的不利影响。

3.0.8 地基处理施工中应有专人负责质量控制，并做好施工记录，当出现异常情况时，必须及时会同有关部门妥善解决，施工结束后应按有关规定进行工程质量检验和验收。

3.0.9 处理后的地基应进行地基承载力和变形评价、处理范围和有效加固深度内地基均匀性评价，复合地基应进行增强体强度及桩身完整性和单桩竖向承载力检验及单桩或多桩复合地基载荷试验，施工工艺对桩间土承载力有影响时尚应进行桩间土承载力检验。处理后地基静载荷试验、复合地基静载荷试验以及复合地基增强体单桩静载荷试验应分别按本规程附录 C、附录 D、附录 E 的规定执行。

3.0.10 地基处理所采用的材料，应符合有关规范、标准对耐久性的要求。

3.0.11 地基处理施工期间应按设计要求进行监测，监测要点按本规程附录 B 的规定执行。处理地基上的建（构）筑物应按 DB21/T 907 的

有关规定进行沉降观测，直至沉降稳定为止。

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浅层软弱土层或不均匀土层的地基。

4.1.2 应根据建筑体型、结构特点、荷载性质、场地地质条件、施工机械设备及填料性质和来源等综合分析后，进行换填垫层的设计，并选择施工方法。

4.1.3 换填垫层的厚度应根据置换软弱土的深度以及下卧土层的承载力确定，厚度宜为 0.5 m~3.0 m。

4.2 设 计

4.2.1 垫层材料的选用应符合下列要求：

1 砂石：宜选用碎石、卵石、角砾、圆砾、砾砂、粗砂、中砂或石屑，并应级配良好，不含植物残体、垃圾等杂质，当使用粉细砂或石粉时，应掺入不少于总重量 30%的碎石或卵石，砂石的最大粒径不宜大于 50 mm，对湿陷性黄土或膨胀土地基，不应选用砂石等透水性材料；

2 粉质黏土：土料中有机质含量不应超过 5%，且不应含有冻土或膨胀土，当含有碎石时，其最大粒径不宜大于 50 mm，用于湿陷性黄土或膨胀土地基的粉质黏土垫层，土料中不应夹有砖、瓦或石块等；

3 灰土：体积配合比宜为 2:8 或 3:7，石灰宜选用新鲜的消石灰，其最大粒径不应大于 5 mm，土料宜选用粉质黏土，不宜使用块状黏

土，且不应含有松软杂质，土料应过筛且最大粒径不应大于 15 mm；

4 粉煤灰：选用的粉煤灰应满足相关标准对腐蚀性和放射性的要求，粉煤灰垫层上宜覆土 0.3 m~0.5 m，粉煤灰垫层中采用掺加剂时，应通过试验确定其性能及适用条件，粉煤灰垫层中的金属构件、管网应采取防腐措施，大量填筑粉煤灰时，应经场地地下水和土壤环境的不良影响评价合格后，方可使用；

5 矿渣：宜选用分级矿渣、混合矿渣及原状矿渣等高炉重矿渣，矿渣的松散重度不应小于 11 kN/m³，有机质及含泥总量不应超过 5%，垫层设计、施工前应对所选用的矿渣进行试验，确认性能稳定并满足腐蚀性和放射性安全的要求，对易受酸、碱影响的基础或地下管网不应采用矿渣垫层，大量填筑矿渣时，应经场地地下水和土壤环境的不良影响评价合格后，方可使用；

6 其它工业废渣：在有充分依据或成功经验时，可采用质地坚硬、性能稳定、透水性强、无腐蚀性和无放射性危害的其它工业废渣材料，但应经过现场试验证明其经济技术效果良好且施工措施完善后方可使用；

7 土工合成材料加筋垫层所选用土工合成材料的品种与性能及填料，应根据工程特性和地基土质条件，按 GB 50290 的要求计算并进行现场试验后确定。土工合成材料应采用抗拉强度较高、耐久性好、抗腐蚀的土工带、土工格栅、土工格室、土工垫或土工织物等土工合成材料，垫层填料不宜含氯化钙、碳酸钠、硫化物等化学物质，当工程要求垫层具有排水功能时，垫层填料应具有良好的透水性，在软土

地基上使用加筋垫层时，应保证建筑物稳定并满足允许变形的要求。

4.2.2 垫层厚度的确定应符合下列规定：

1 应根据需置换软弱土(层)的深度或下卧土层的承载力确定，并应符合下式要求：

$$p_z + p_{cz} \leq f_{az} \quad (4.2.2-1)$$

式中： p_z ——相应于作用的标准组合时，垫层底面或下卧层顶面处的附加压力值(kPa)；

p_{cz} ——垫层底面或下卧层顶面处土的自重压力值(kPa)；

f_{az} ——垫层底面或下卧层顶面处经深度修正后的地基承载力特征值(kPa)。

2 垫层底面处的附加压力值 p_z 可分别按式(4.2.2-2)和式(4.2.2-3)计算：

1) 条形基础

$$p_z = \frac{b(p_k - p_c)}{b + 2z \tan \theta} \quad (4.2.2-2)$$

2) 矩形基础

$$p_z = \frac{bl(p_k - p_c)}{(b + 2z \tan \theta)(l + 2z \tan \theta)} \quad (4.2.2-3)$$

式中： b ——矩形基础或条形基础底面的宽度(m)；

l ——矩形基础底面的长度(m)；

p_k ——相应于作用的标准组合时，基础底面处的平均压力值(kPa)；

p_c ——基础底面处土的自重压力值(kPa)；

z ——基础底面下垫层的厚度(m);

θ ——垫层(材料)的压力扩散角($^{\circ}$), 宜通过试验确定。无试验资料时, 可按表 4.2.2 采用。

表 4.2.2 土和砂石材料压力扩散角 $\theta(^{\circ})$

z/b	换填材料		
	中砂、粗砂、砾砂、圆砾、角砾、 石屑、卵石、碎石、矿渣	粉质黏土、粉煤灰	灰土
0.25	20	6	28
≥ 0.50	30	23	

注: 1 当 $z/b < 0.25$ 时, 除灰土取 $\theta = 28^{\circ}$ 外, 其它材料均取 $\theta = 0^{\circ}$, 必要时宜由试验确定;

2 当 $0.25 < z/b < 0.5$ 时, θ 值可以内插;

3 土工合成材料加筋垫层其压力扩散角宜由现场静载荷试验确定。

4.2.3 垫层底面的宽度应符合下列规定:

1 垫层底面宽度应满足基础底面应力扩散的要求, 可按下式确定

$$b' \geq b + 2z \tan \theta \quad (4.2.3)$$

式中: b' ——垫层底面宽度(m);

θ ——压力扩散角, 按本规程表 4.2.2 取值; 当 $z/b < 0.25$ 时, 按表 4.2.2 中 $z/b = 0.25$ 取值。

2 垫层顶面每边超出基础底边缘不应小于 300 mm, 且从垫层底面两侧向上, 按当地基坑开挖的经验及要求放坡。

3 整片垫层底面的宽度可根据施工的要求适当加宽。

4.2.4 垫层的压实标准可按表 4.2.4 选用, 矿渣垫层的压实系数可根据满足承载力设计要求的试验结果, 按最后两遍压实的压陷差确定。

表 4.2.4 各种垫层的压实标准

施工方法	换填材料类别	压实系数 λ_c
碾压 振密 或夯实	碎石、卵石	≥ 0.97
	砂夹石(其中碎石、卵石占全重的 30%~50%)	
	土夹石(其中碎石、卵石占全重的 30%~50%)	
	中砂、粗砂、砾砂、角砾、圆砾、石屑	
	粉质黏土	≥ 0.97
	灰土	≥ 0.95
	粉煤灰	≥ 0.95

注：表中压实系数 λ_c 系使用轻型击实试验测定土的最大干密度 $\rho_{d\max}$ 时给出的压实控制标准，采用重型击实试验时，对粉质黏土、灰土、粉煤灰及其它材料压实标准应为压实系数 $\lambda_c \geq 0.94$ 。

4.2.5 压实填土的最大干密度和最优含水量，宜采用击实试验确定，击实试验的操作应符合 GB/T 50123 的有关规定，对碎石、卵石或岩石碎屑等填料的最大干密度可取 $2.1 \text{ g/cm}^3 \sim 2.2 \text{ g/cm}^3$ ，对于粉质黏土或粉土填料，当无试验资料时，最大干密度可按下式计算：

$$\rho_{d\max} = \eta \frac{\rho_w d_s}{1 + 0.01 w_{op} d_s} \quad (4.2.5)$$

式中： $\rho_{d\max}$ 一分层压实填土的最大干密度 (g/cm^3)；

η —经验系数，粉质黏土取 0.96，粉土取 0.97；

ρ_w —水的密度 (g/cm^3)；

d_s —土粒比重；

w_{op} —填料的最优含水量 (%)。

4.2.6 换填垫层的承载力宜通过现场静载荷试验确定。

4.2.7 垫层下存在软弱下卧层的建筑，地基变形计算时应考虑邻近建

筑物基础荷载对软弱下卧层顶面附加应力叠加的影响，超出原地面标高的垫层或换填材料的重度高于天然土层重度时，应考虑其附加荷载的不利影响。

4.2.8 垫层地基的变形由垫层自身变形和下卧层变形组成，换填垫层在满足本规程第 4.2.2 条～4.2.4 条的条件下，垫层地基的变形可仅考虑其下卧层的变形，对地基沉降有严格限制的建筑，应计算垫层自身的变形，垫层下卧层的变形量可按 GB 50007 的有关规定进行计算。

4.2.9 加筋土垫层所选用的土工合成材料尚应进行材料强度验算：

$$T_p \leq T_a \quad (4.2.9)$$

式中： T_a ——土工合成材料在允许延伸率下的抗拉强度(kN/m)；

T_p ——相应于作用的标准组合时，单位宽度的土工合成材料的最大拉力(kN/m)。

4.2.10 加筋土垫层的加筋体设置宜符合下列规定：

- 1 一层加筋时，可设置在垫层的中部；
- 2 多层加筋时，首层筋材距垫层顶面的距离宜取 30%垫层厚度，筋材层间距宜取 30%～50%的垫层厚度，且不应小于 200 mm；
- 3 加筋线密度宜为 0.15～0.35，无经验时，单层加筋宜取高值，多层加筋宜取低值，垫层的边缘应有足够的锚固长度。

4.3 施 工

4.3.1 垫层施工应根据不同的换填材料选择施工机械，粉质黏土、灰土垫层宜采用平碾、振动碾、羊足碾，砂石垫层等宜用振动碾，粉煤

灰垫层宜采用平碾、振动碾、平板振动器，矿渣垫层宜采用平板振动器、平碾、振动碾。

4.3.2 垫层的施工方法、分层铺填厚度、每层压实遍数宜通过现场试验确定，除接触下卧软土层的垫层底部应根据施工机械设备及下卧层土质条件确定厚度外，其它垫层的分层铺填厚度宜为 200 mm~300 mm，为保证分层压实质量，应控制机械碾压速度。

4.3.3 粉质黏土和灰土垫层土料的施工含水量宜控制在 $w_{op} \pm 2\%$ 的范围内，粉煤灰垫层的施工含水量宜控制在 $w_{op} \pm 4\%$ 的范围内，最优含水量 w_{op} 可通过击实试验确定，也可按工程经验选取。

4.3.4 当垫层底部存在古井、古墓、洞穴、旧基础、暗塘时，应根据建筑物对不均匀沉降的控制要求予以处理，并经检验合格后，方可铺填垫层。

4.3.5 基坑开挖时应避免坑底土层受扰动，可保留 180 mm~220 mm 厚的土层暂不挖去，待铺填垫层前再由人工挖至设计标高，在碎石或卵石垫层底部宜设置厚度为 150 mm~300 mm 的砂垫层或铺一层土工织物，并应防止基坑边坡塌土混入垫层中。

4.3.6 换填垫层施工时，应采取基坑降排水措施，除砂垫层可采用水撼法施工外，其余垫层施工均不应在浸水条件下进行。

4.3.7 垫层底面宜设在同一标高上，深度不同时，坑底土层应挖成阶梯或斜坡搭接，并按先深后浅的顺序进行垫层施工，搭接处应夯压密实。

4.3.8 粉质黏土、灰土垫层及粉煤灰垫层施工，应符合下列规定：

1 粉质黏土及灰土垫层分段施工时，不应在柱基、墙角及承重窗间墙下接缝；

2 垫层上下两层的缝距不应小于 500 mm，且接缝处应夯压密实；

3 灰土拌合均匀后，应在当日铺填夯压，灰土夯压密实后 3 d 内不应受水浸泡；

4 粉煤灰垫层铺填后，宜当日压实，每层验收后应及时铺填上层或封层，并应禁止车辆碾压通行；

5 垫层施工竣工验收合格后，应及时进行基础施工与基坑回填。

4.3.9 土工合成材料施工，应符合下列规定：

1 下铺地基土层顶面应平整；

2 土工合成材料铺设顺序应先纵向后横向，且应把土工合成材料张拉平整、绷紧，严禁有皱折；

3 土工合成材料的连接宜采用搭接法、缝接法或胶接法，接缝强度不应低于原材料抗拉强度，端部应采用有效方法固定，防止筋材拉出；

4 应避免土工合成材料暴晒或裸露，阳光暴晒时间不应大于 8 h。

4.4 质量检验

4.4.1 换填垫层的施工质量检验应分层进行，并应在每层的压实系数符合设计要求后铺填上层，竣工验收应采用静载荷试验检验垫层承载力。

4.4.2 粉质黏土、灰土、砂石、粉煤灰垫层的施工质量可选用环刀取

样、静力触探、轻型动力触探或标准贯入试验等方法进行检验，碎石、卵石、圆砾、角砾、矿渣垫层的施工质量可采用重型动力触探试验等进行检验，压实系数可采用灌砂法、灌水法或其它方法进行检验。

4.4.3 垫层的施工质量检验点数量应符合下列规定：

1 采用环刀法检验垫层的施工质量时，取样点应选择位于每层垫层厚度的 $2/3$ 深度处，条形基础下垫层每 $10\text{ m}\sim 20\text{ m}$ 不应少于 1 个点，独立柱基、单个基础下垫层不应少于 1 个点，其它基础下垫层每 $50\text{ m}^2\sim 100\text{ m}^2$ 不应少于 1 个点；

2 采用标准贯入试验或动力触探法检验垫层的施工质量时，每分层平面上检验点的间距不应大于 4 m ；

3 地基承载力的检测数量每 300 m^2 不应少于 1 点，超过 3000 m^2 部分每 500 m^2 不应少于 1 点，每单位工程不应少于 3 点。

4.4.4 加筋垫层中土工合成材料的检验应符合下列规定：

1 土工合成材料质量应符合设计要求，外观无破损、无老化、无污染；

2 土工合成材料应可张拉、无皱折、紧贴下承层，锚固端应锚固牢靠；

3 上下层土工合成材料搭接缝应交替错开，搭接强度应满足设计要求。

4.4.5 对消除湿陷性的工程，除应检测上述内容外，尚应进行现场浸水静载荷试验，试验方法应符合 GB50025 的有关规定。

5 压 实 法

5.1 一般规定

5.1.1 压实法适用于处理大面积填土地基。

5.1.2 以压实填土作为建筑地基持力层时，应根据建筑结构类型、填料性能和现场条件等，对压实填土提出质量要求，未经检验或不符合质量要求的压实填土，不应作为建筑地基持力层。

5.2 设 计

5.2.1 压实法设计时应验算压实填土自身稳定性、填土下原地基的稳定性和承载力，考虑其对邻近建筑物及重要市政设施、地下管线等的影响，施工过程中，宜对压实填土和邻近建筑物、重要市政设施、地下管线等进行变形监测。

5.2.2 压实填土的填料可选用粉质黏土、灰土、粉煤灰、级配良好的砂土或碎石土，以及质地坚硬、性能稳定、无腐蚀性和无放射性危害的工业废料等，并符合下列规定：

- 1 以碎石土作填料时，其最大粒径不宜大于 100 mm；
- 2 以粉质黏土、粉土作填料时，其含水量宜为最优含水量；
- 3 不应使用淤泥、耕土、冻土、膨胀土以及有机质含量大于 5% 的土料；

5.2.3 地下水位以上填土，可采用碾压法和振动压实法，非黏性土或黏粒含量少、透水性较好的松散填土地基宜采用振动压实法，碾压法

和振动压实法施工时，应根据压实机械的压实性能，地基土性质、密实度、压实系数和施工含水量等，并结合现场试验确定碾压分层厚度、碾压遍数、碾压范围和有效加固深度等施工参数，初步设计可按表 5.2.3 选用。

表 5.2.3 填土每层铺填厚度及压实遍数

施工设备	每层铺填厚度 (mm)	每层压实遍数
平碾 (8 t~12 t)	200~300	6~8
羊足碾 (5 t~16 t)	200~350	8~16
振动碾 (8 t~15 t)	500~1200	6~8
冲击碾压 (冲击势能 15 kJ~25 kJ)	600~1500	20~40

5.2.4 对已经回填完成且回填厚度超过表 5.2.3 中的铺填厚度，或粒径超过 100 mm 的填料含量超过 50% 的填土地基，应采用较高性能的压实设备或采用夯实法进行加固。

5.2.5 压实填土的质量以压实系数 λ_c 控制，并应根据结构类型和压实填土所在部位按表 5.2.5 的要求确定。

表 5.2.5 压实填土的质量控制

结构类型			挖、填土部位	压实系数 λ_c	控制含水量 (%)
路 基	挖 方	砌体承重结构 和框架结构	在地基主要受力层范围以内	≥ 0.97	$w_{op} \pm 2\%$
			在地基主要受力层范围以下	≥ 0.95	
		排架结构	在地基主要受力层范围以内	≥ 0.96	
			在地基主要受力层范围以下	≥ 0.94	
		城市快速路 主干路	路床顶面以下 0~30 cm 范围	≥ 0.95	
			次干路	≥ 0.93	
		支路及 其它小路	路床顶面以下 0~30 cm 范围	≥ 0.90	

表 5.2.5 压实填土的质量控制（续）

结构类型			挖、填土部位	压实系数 λ_c	控制含水量（%）
路基	填方	城市快速路 主干路	路床顶面以下 0~80 cm 范围	≥ 0.95	$w_{op} \pm 2\%$
			路床顶面以下 80 cm~150 cm 范围	≥ 0.93	
			路床顶面以下 >150 cm 范围	≥ 0.90	
		次干路	路床顶面以下 0~80 cm 范围	≥ 0.93	
			路床顶面以下 80 cm~150 cm 范围	≥ 0.90	
			路床顶面以下 >150 cm 范围	≥ 0.90	
		支路及 其它小路	路床顶面以下 0~80 cm 范围	≥ 0.90	
			路床顶面以下 80 cm~150 cm 范围	≥ 0.90	
			路床顶面以下 >150 cm 范围	≥ 0.87	
		位于路基范围内涵洞	管道胸腔回填土	≥ 0.93	
			管顶以上 25 cm 范围	≥ 0.85	
			管顶以上 25 cm~50 cm 范围	≥ 0.87	

注：建筑工程地坪垫层以下及基础底面标高以上的压实填土，压实系数不应小于 0.94， w_{op} 为最优含水量；

5.2.6 压实填土的最大干密度和最优含水量，宜采用击实试验确定，当无试验资料时，最大干密度可按本规程式（4.2.5）计算。

5.2.7 设置在斜坡上的压实填土，应验算其稳定性，当天然地面坡度大于 20% 时，应采取防止压实填土沿坡面滑动的措施，并应避免雨水沿斜坡排泄。

5.2.8 压实填土应根据地形修筑雨水截水沟或设置其它排水设施，设置在压实填土区的上、下水管道，应采取严格防渗、防漏措施。

5.2.9 压实填土的边坡坡度允许值，应根据其厚度、填料性质等因素，按照填土自身稳定性、填土下原地基的稳定性的验算结果确定，初步设计时可按表 5.2.9 的数值选取。

表 5.2.9 压实填土的边坡坡度允许值

填土类型	边坡坡度允许值（高宽比）		压实系数（ λ_c ）
	坡高在 8 m 以内	坡高在 8 m~15 m	
碎石、卵石	1:1.50~1:1.25	1:1.75~1:1.50	0.94~0.97
砂夹石（碎石、卵石占全重 30%~50%）	1:1.50~1:1.25	1:1.75~1:1.50	
土夹石（碎石、卵石占全重 30%~50%）	1:1.50~1:1.25	1:2.00~1:1.50	
粉质黏土、黏粒含量 $\rho_c \geq 10\%$ 的粉土	1:1.75~1:1.50	1:2.25~1:1.75	

注：当压实填土厚度 H 大于 15 m 时，可设计成台阶或者采用土工格栅加筋等措施，验算满足稳定性要求后进行压实填土的施工。

5.2.10 压实填土地基承载力特征值，应根据现场静载荷试验确定，或可通过动力触探、静力触探等原位测试方法并结合静载荷试验确定，其下卧层顶面的承载力应满足本规程式（4.2.2-1）、式（4.2.2-2）和式（4.2.2-3）的要求。

5.2.11 在地基主要受力层范围以内压实填土地基的变形，可按 GB50007 的有关规定计算，压缩模量应通过处理后地基的原位测试或土工试验确定。

5.3 施 工

5.3.1 压实法填料前，应清除填土层底面以下的耕土、植被、软弱土

层等。

5.3.2 压实设备选定后，应通过现场试验确定分层填料的虚铺厚度和分层压实的遍数，再进行压实填土的施工。

5.3.3 冲击碾压法施工的冲击碾压宽度不宜小于 6 m，工作面较窄时，需设置转弯车道，冲压最短直线距离不宜小于 100 m，冲压边角及转弯区域应采取其它措施压实。

5.3.4 压实填土施工过程中，应采取防雨、防冻措施，施工时，地下水位应降低到碾压面以下 1.5 m，采用振动压实法时，宜降低地下水位到振实面下 0.6 m。

5.3.5 压实法施工时，按设计要求均衡分步施加，避免大量快速集中填土，基槽内压实时，应先压实基槽两边，再压实中间。

5.3.6 性质不同的填料，应采取水平分层、分段填筑，并分层压实，同一分层，应采取同一填料，不应混合填筑。

5.3.7 填方分段施工时，接头部位如不能交错填筑，宜按不大于 1:1 坡度分层留台阶，如能交错填筑，则应分层相互交错搭接，搭接长度不小于 2 m，压实填土的施工缝，各层应错开搭接。

5.3.8 在施工缝的搭接处，应适当增加压实遍数，边角及转弯区域应采取其它措施压实。

5.3.9 压实地基施工场地附近有对振动和噪声环境控制要求时，应合理安排施工工序和时间，采取挖减振沟等措施，并进行振动和噪声监测。

5.3.10 压实填土施工结束后，不能及时进行下一道工序施工时，应采

取必要的保护措施，防止压实填土表层直接日晒、雨水浸泡或冻结。

5.4 质量检验

5.4.1 压实地基的施工质量检验应分层进行，每完成一道工序，应按设计要求进行验收，未经验收或验收不合格时，不应进行下一道工序施工。

5.4.2 地基承载力验收检验，应通过静载荷试验结合动力触探、静力触探、标准贯入等试验结果综合判定。

5.4.3 冲击碾压法施工宜分层进行变形量、压实系数等土的物理力学指标监测和检测。

5.4.4 压实填土地基的质量检验应符合下列规定：

1 在施工过程中，应分层取样检验土的干密度和含水量，建筑工程每 $50\text{ m}^2\sim 100\text{ m}^2$ 面积内应设不少于 1 个检测点，每一个独立基础下，检测点不少于 1 个点，条形基础每 20 延米设检测点不少于 1 个点，市政工程每 1000 m^2 面积内应设不少于 1 组（3 点），压实系数不应低于本规程表 5.2.5 的规定，采用灌水法或灌砂法检测的碎石土干密度不应低于 2.0 g/cm^3 ；

2 地基承载力的检测数量每 300 m^2 不应少于 1 点，超过 3000 m^2 部分每 500 m^2 不应少于 1 点，每单位工程不应少于 3 点。

5.4.5 对消除湿陷性的工程，除应检测上述内容外，尚应进行现场浸水静载荷试验，试验方法应符合 GB50025 的有关规定。

6 预 压 法

6.1 一般规定

6.1.1 预压法适用于处理淤泥质土、淤泥、吹填土、素填土等软弱地基，预压法按处理工艺可分为堆载预压、真空预压和真空联合堆载预压。

6.1.2 应在现场选择试验区进行预压试验，在预压过程中应进行沉降、侧向位移、孔隙水压力监测，并进行原位十字板剪切试验和室内土工试验，分析处理效果，对原设计进行修正，并指导现场施工。

6.1.3 地基土经预压后符合下列要求时可卸载：

1 以承载力和抗滑稳定性控制为主的地基，预压后的强度满足地基承载力和稳定性要求；

2 以变形控制为主的地基，预压后的变形量和平均固结度符合设计要求。

6.1.4 预压法处理软土地基，应考虑施工对相邻建（构）筑物、地下设施等产生附加沉降的影响，真空预压及真空联合堆载预压法的地基加固区边线与相邻建（构）筑物、地下设施等距离不宜小于 20 m，施工时应加强变形观测，距离较近时应对相邻受影响的建（构）筑物、地下设施采取保护措施。

6.1.5 受预压时间限制，沉降或承载力不满足工程要求时，在保证地基稳定的条件下可采用超载预压。

6.2 设 计

I 堆载预压

6.2.1 堆载预压地基处理的设计应包括下列内容：

1 选择塑料排水板或砂井等竖向排水体，确定其断面尺寸、间距、深度及平面布置，确定水平向排水体的布置、厚度和材料；

2 确定预压区范围、预压荷载大小、荷载分级、加载速率、预压时间和卸载标准；

3 计算堆载荷载作用下地基土的固结度、强度增长、稳定性和变形；

4 提出监测要求和目的，确定监测项目、监测设备、监测方法、控制标准、测点布置和数量。

6.2.2 预压荷载的大小应根据地基使用要求确定，并应大于地基使用时的设计荷载值，预压荷载的加载范围应大于工程要求处理的地基范围。

6.2.3 加载速率应根据地基土的强度确定，当地基土的强度满足预压荷载下地基的稳定性要求时，可一次性加载，否则应分级逐渐加载，待前期预压荷载下地基土的强度增长满足下一级荷载下地基的稳定性要求时方可加载。

6.2.4 竖向排水体分普通砂井、袋装砂井和塑料排水板，普通砂井直径宜为 300 mm～500 mm，袋装砂井直径宜为 70 mm～120 mm，塑料排水板的当量换算直径可按下式计算：

$$d_p = \frac{2(b + \delta)}{\pi} \quad (6.2.4)$$

式中： d_p ——塑料排水板当量换算直径（mm）；

b ——塑料排水板宽度（mm）；

δ ——塑料排水板厚度（mm）。

6.2.5 竖向排水体可采用等边三角形或正方形排列的平面布置，并应符合下列规定：

1 当等边三角形排列时，

$$d_e = 1.05l \quad (6.2.5-1)$$

2 当正方形排列时，

$$d_e = 1.13l \quad (6.2.5-2)$$

式中： d_e ——排水体的有效排水直径（mm）；

l ——排水体的间距（mm）。

6.2.6 竖向排水体的间距可根据地基土的固结特性和预定时间内所要求达到的固结度确定，设计时，竖向排水体的间距可按井径比 n 选用（ $n = d_e / d_w$ ， d_w 为竖向排水体直径，对塑料排水板可取 $d_w = d_p$ ），塑料排水板或袋装砂井的间距可按 $n = 15 \sim 22$ 选用，普通砂井的间距可按 $n = 6 \sim 8$ 选用。

6.2.7 竖向排水体的深度应根据地基稳定性、变形要求和工期确定，并应符合下列规定：

1 以地基抗滑稳定性控制的工程，竖向排水体超过最危险滑动面的深度应大于 2 m；

2 以变形控制的工程，竖向排水体的深度应根据在限定的预压时间内需完成的变形量确定，宜穿透受压土层。

6.2.8 一级或多级等速加载条件下，当固结时间为 t 时，对应总荷载的地基平均固结度可按式计算：

$$\overline{U}_t = \sum_{i=1}^n \frac{q_i}{\sum \Delta p} \left[(T_i - T_{i-1}) - \frac{\alpha}{\beta} e^{-\beta t} (e^{\beta T_i} - e^{\beta T_{i-1}}) \right] \quad (6.2.8-1)$$

式中： $\overline{U}_t$ —— t 时间地基的平均固结度；

q_i ——第 i 级荷载的加载速率（kPa/d）；

$\sum \Delta p$ ——各级荷载的累加值（kPa）；

T_{i-1} ， T_i ——分别为第 i 级荷载加载的起始和终止时间（从零点起算）（d），当计算第 i 级荷载加载过程中某时间 t 的固结度时， T_i 改为 t ；

α 、 β ——参数，根据地基土排水固结条件按表 6.2.8 采用。

表 6.2.8 α 和 β 值

参 数		排水固结条件			说 明
		竖向排水固结 $\bar{U}_z > 30\%$	径向排水固结	竖向和径向排水固结（竖向排水体穿透受压土层）	
α		$8/\pi^2$	1	$8/\pi^2$	$F_n = \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2}; \quad F_s = \left(\frac{k_h}{k_s} - 1 \right) \ln(s); \quad F_r = \frac{\pi^2 k_h L^2}{4q_w}$ n——井径比, $n = d_e/d_w$; s——涂抹比, 涂抹区直径 d_s 与竖向排水体直径 d_w 的比值, 可取 $s=2.0 \sim 3.0$, 对中等灵敏度黏性土取低值, 对高等灵敏度黏性土取高值; c_h, c_v——地基土的径向、竖向排水固结系数 (cm^2/s); $\bar{U}_z$——双面排水土层或固结应力均匀分布的单面排水土层的平均固结度; H——土层竖向排水距离 (cm), 单面排水时, 取土层的厚度, 双面排水时, 取土层厚度的一半; L——竖井深度(m); k_s——涂抹区土的水平向渗透系数 (cm/s), 可取 $k_s = (1/5 \sim 1/3)k_h$; k_h——原状土的水平向渗透系数 (cm/s); q_w——竖向排水体的通水能力 (cm^3/s)。 $q_w = k_w \pi d_w^2/4$, k_w 为竖向排水体渗透系数。
β	理想井	$\frac{\pi^2 c_v}{4H^2}$	$\frac{8c_h}{F_h d_e^2}$	$\frac{\pi^2 c_v}{4H^2} + \frac{8c_h}{F_n d_e^2}$	
	非理想井		$\frac{8c_h}{(F_n + F_s + F_r) d_e^2}$	$\frac{\pi^2 c_v}{4H^2} + \frac{8c_h}{(F_n + F_s + F_r) d_e^2}$	

注：理想井为不考虑井阻和涂抹对固结影响的情况；非理想井为考虑井阻和涂抹作用的情况；

6.2.9 在正常固结饱和黏性土地基某点加载后历时 t 的抗剪强度,可按
下式计算:

$$\tau_{ft} = \tau_{f0} + \Delta\sigma_z \cdot U_t \cdot \tan\varphi_{cu} \quad (6.2.10)$$

式中: τ_{ft} ——加载后历时 t 地基中某点的抗剪强度 (kPa);

τ_{f0} ——加固前地基土的天然抗剪强度,可由现场十字板剪切
试验确定 (kPa);

$\Delta\sigma_z$ ——预压荷载引起的该点的竖向附加应力 (kPa);

U_t ——固结时间为 t 时的固结度;

φ_{cu} ——三轴固结不排水压缩试验确定的土的内摩擦角 ($^{\circ}$)。

6.2.10 预压荷载下地基最终竖向变形量的计算可取附加应力与土自重应力的比值为 0.1 的深度作为压缩层的计算深度,可按式 (6.2.11)
计算:

$$s_f = \xi \sum_{i=1}^n \frac{e_{0i} - e_{1i}}{1 + e_{0i}} h_i \quad (6.2.11)$$

式中: s_f ——最终竖向变形量 (m);

e_{0i} ——第 i 层中点土自重应力所对应的孔隙比,由室内固结试
验 $e \sim p$ 曲线查得;

e_{1i} ——第 i 层中点土自重应力与附加应力之和所对应的孔隙
比,由室内固结试验 $e \sim p$ 曲线查得;

h_i ——第 i 层土层厚度 (m);

ξ ——经验系数,可按地区经验确定。无经验时对正常固结饱

和黏性土地基可取 $\xi=1.1\sim 1.4$ ；荷载较大或地基软弱土层厚度大时应取较大值。

6.2.11 堆载预压法处理地基应在地表铺设与竖向排水体相连的水平排水砂垫层，砂垫层厚度不应小于 0.5 m，且应在预压区设置与砂垫层相连的排水盲沟，在预压区边缘应设置排水沟。

6.2.12 砂垫层砂料宜用中粗砂，黏粒含量不应大于 3%，砂料中可混有不超过总重量 10%粒径小于 50 mm 的砾石，砂垫层的干密度应大于 1.5 g/cm^3 ，其渗透系数宜大于 $1\times 10^{-2}\text{ cm/s}$ 。

6.2.13 砂井的砂料应选用中粗砂，其黏粒含量不应大于 3%，渗透系数宜大于 $1\times 10^{-2}\text{ cm/s}$ 。

6.2.14 堆载预压处理地基设计的平均固结度不宜低于 90%，且应在现场监测的变形速率明显变缓时方可卸载，实测地面沉降速率连续 10 d 平均沉降量不大于 1 mm/d~2 mm/d 可视为沉降稳定，沉降速率控制应根据超载预压、使用荷载、土体性质和土层厚度等因素进行修正。

II 真空预压

6.2.15 真空预压地基处理的设计应包括下列内容：

- 1 选择竖向排水体，确定其断面尺寸、间距、排列方式和深度；
- 2 确定真空预压范围、分区大小、真空预压工艺、预压时间；
- 3 确定水平排水垫层的厚度、真空排水管的布置和间距，抽真空设备的数量和布置；
- 4 计算地基的固结度和强度增长；
- 5 当处理区有透水、透气层时，应采取密封处理；

6 提出监测要求和目的，确定监测项目、监测设备、监测方法、控制标准、测点布置。

6.2.16 真空预压处理地基时，膜下真空度应稳定在 650 mm Hg 柱以上（相当于 86.7 kPa 以上的等效压力），对某些承载力要求高和沉降控制严的工程，可采用真空联合堆载预压法，堆载的大小应为工程设计要求的荷载减去稳定真空度相当的等效荷载，堆载材料可为土、砂、石或水。

6.2.17 竖向排水体、地表铺设砂垫层的设计应满足本规程堆载预压法设计的规定。

6.2.18 真空预压区域边缘应大于建（构）筑物基础轮廓线，每边向外延伸大于 3.0 m，宜采取分区加固，每块预压面积宜呈方形布置且相互连接，分区面积宜为 20000 m²~40000 m²。

6.2.19 真空联合堆载预压时，堆载体的坡肩线宜与真空预压边线重合，对于一般软黏土，上部堆载施工宜在真空预压膜下真空度稳定地达到 86.7 kPa（650 mmHg）且抽真空时间不少于 10 d 后进行，对于高含水率的淤泥类土，上部堆载施工宜在真空预压膜下真空度稳定地达到 86.7 kPa（650 mmHg）且抽真空时间不少于 20 d~30 d 后开始堆载。

6.2.20 真空预压地基和真空联合堆载预压最终竖向变形计算可按本规程第 6.2.11 条执行，无当地经验时， ξ 可取 1.0~1.3，真空联合堆载预压以真空预压为主时取小值。

6.2.21 真空预压固结度和地基强度增长的计算可按本规程第 6.2.8

条、第 6.2.9 条和第 6.2.10 条计算。

6.2.22 真空预压膜下真空度应稳定且分布均匀，并满足设计要求，预压时间不宜少于 90 d，卸载时，竖向排水体深度范围内地基土的平均固结度不宜小于 90%，沉降速率控制可按本规程第 6.2.15 条确定。

6.2.23 真空预压所需抽真空设备的数量，可按加固面积的大小和形状、土层结构特点，以一套设备可抽真空的面积为 $1000\text{ m}^2\sim 1500\text{ m}^2$ 确定，但每块预压区至少应设置两台真空泵。

6.3 施 工

I 堆载预压

6.3.1 堆载预压施工可按下列步骤进行：

- 1 场地清表平整；
- 2 铺设砂垫层；
- 3 竖向排水体施工；
- 4 观测设备埋设；
- 5 预压及卸载、施工监测。

6.3.2 塑料排水板作为竖向排水体时，塑料排水板的性能指标应符合设计要求，且应有足够的湿润抗拉强度和一定的抗弯能力，并应在现场进行妥善保管，防止阳光照射、破损或污染，已经破损或污染的塑料排水板不应在工程中使用。

6.3.3 塑料排水板应有良好的透水性、强度和纵向通水量，塑料排水

板施工所用套管应保证插入地基中的排水板不扭曲，塑料排水板需接长时，应采用滤膜内芯带平搭接的连接方法，搭接长度宜大于 200 mm。

6.3.4 砂井作为竖向排水体时，砂井的灌砂量，应按井孔的体积和砂在中密状态时的干密度计算，实际灌砂量不应小于计算值的 95%，砂井施工时，宜减少成孔对井周围土的扰动，灌入砂袋中的砂宜用干砂，并应灌制密实，袋装砂井的砂袋应采用透水性能好，且具有足够抗拉强度及一定抗老化和耐腐蚀性的纺织布，砂袋不应中断、缩颈、膨胀等。

6.3.5 袋装砂井施工所用套管内径应大于砂井直径。

6.3.6 塑料排水板和袋装砂井施工时，宜配置能检测其深度的检测设备。

6.3.7 塑料排水板和袋装砂井施工时，平面井距偏差不应大于井径，垂直度允许偏差应为 $\pm 1.5\%$ ，深度应满足设计要求，施工中应杜绝跟带现象。

6.3.8 塑料排水板和袋装砂井砂袋埋入地表水平排水砂垫层中的长度不应小于 500 mm。

6.3.9 堆载预压加载过程中应加强观测，满足地基承载力和稳定控制要求，并应进行竖向变形、水平位移及孔隙水压力的监测，且根据监测资料控制加载速率，竖向变形量每天不宜超过 10 mm~15 mm，水平位移每天不宜超过 4 mm~7 mm，最后根据所有观测资料综合分析、判断地基的承载力和稳定性。

II 真空预压

6.3.10 真空预压施工可按下列步骤进行：

- 1 场地清表平整；
- 2 铺设排水垫层；
- 3 设置竖向排水体；
- 4 观测设备埋设；
- 5 安装管道及真空泵；
- 6 铺设密封膜；
- 7 检验密封情况并进行试抽；
- 8 正式抽真空、施工监测。

6.3.11 施工前应对排水材料、密封膜和施工设备的质量与性能进行检验，合格后方能使用。

6.3.12 竖向排水体施工质量要求应满足本规程第 6.3.2 条～第 6.3.8 条的规定。

6.3.13 真空预压的抽气设备宜采用射流真空泵，真空泵空抽吸力不应低于 95 kPa，真空泵的设置数量应根据地基预压面积、形状、真空泵效率和工程经验确定，每块预压区设置的真空泵不应少于两台。

6.3.14 真空管路的连接应密封，真空管路中应设置止回阀和截门，水平向分布滤水管可采用条状、梳齿状及羽毛状等形式，滤水管布置宜形成回路，滤水管应设在砂垫层中，上覆砂层厚度宜为 100 mm～200 mm，滤水管可采用钢管或塑料管，应外包尼龙纱或土工织物等滤水材料。

6.3.15 密封膜应采用抗老化性能好、韧性好、抗穿刺性能强的不透气材料，密封膜热合时，宜采用双热合缝的平搭接，搭接宽度应大于 15 mm，密封膜宜铺设三层，膜周边可采用挖沟埋膜，平铺并用黏土覆盖压边、围埝沟内及膜上覆水等方法进行密封。

6.3.16 地基土渗透性强时，应设置黏土密封墙，黏土密封墙宜采用双排搅拌桩，搅拌桩直径不宜小于 700 mm，当搅拌桩深度小于 15 m 时，搭接宽度不宜小于 200 mm，当搅拌桩深度大于 15 m 时，搭接宽度不宜小于 300 mm，搅拌桩成桩搅拌应均匀，黏土密封墙的渗透系数应满足设计要求。

6.3.17 采用真空联合堆载预压时，应先抽真空，当真空压力达到设计要求并稳定后，再进行堆载，并继续抽真空，堆载前，应在膜上铺设编织布或无纺布等土工编织布保护层，堆载施工时可采用轻型运输工具，不应损坏密封膜，上部堆载施工时，应监测膜下真空度的变化，发现漏气应及时处理。

6.4 质量检验

6.4.1 施工过程中，质量检验应包括下列内容：

- 1** 应按设计要求检验预压区地面的标高和地表清理工作；
- 2** 对塑料排水板应进行纵向通水量、复合体抗拉强度、滤膜抗拉强度、滤膜渗透系数和等效孔径等性能指标现场随机抽样测试；
- 3** 对不同来源的砂井和砂垫层砂料，应取样进行颗粒分析和渗透性试验；

4 对有密实度要求的垫层，应按设计要求进行现场密实度检验；

5 对以地基抗滑稳定性控制的工程，应在预压区内预留孔位，在加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，加固前的地基土检测，应在打设塑料排水板之前进行。

6.4.2 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。

6.4.3 施工过程中，地基土应现场监测竖向变形、侧向位移和孔隙水压力，真空预压、真空联合堆载预压工程尚应进行膜下真空度和地下水位监测。

6.4.4 现场监测应根据工程地质条件复杂性，选择 1 个~3 个代表性断面设置监测项目和布置观测点，沉降观测点间距不宜大于 30 m，分层沉降观测点宜布置在地基土的分层面上，孔隙水压力观测点宜布置在压缩变形和剪切变形较大的部位。

6.4.5 监测频率应根据工程进度确定，加载过程应为 1 次/d，恒压期间宜为 1 次/2d，相关的监测项目应在同一时间观测，观测数据应及时整理与分析。

6.4.6 预压地基竣工验收检验应符合下列规定：

1 竖向排水体处理深度范围内和排水体底面以下受压土层，经预压所完成的竖向变形和平均固结度应满足设计要求；

2 应对预压的地基土进行原位试验和室内土工试验。

6.4.7 原位试验可采用十字板剪切试验或静力触探，检验深度不应小

于设计处理深度，原位试验和室内土工试验，应在卸载 3 d~5 d 后进行，检验数量按每个处理分区不少于 6 点进行检测，对于堆载斜坡处应增加检验数量。

6.4.8 预压竣工验收，必要时应进行现场载荷试验，确定预压处理后的地基承载力，检验数量按每个处理分区每 300 m² 不应少于 1 点，超过 3000 m² 部分每 500 m² 不应少于 1 点，每单位工程不应少于 3 点。

7 强 夯 法

7.1 一般规定

7.1.1 强夯法适用于处理碎石土、砂土、低饱和度的粉土与黏性土、湿陷性黄土、素填土和杂填土等地基，高饱和度的粉土与软塑～流塑的黏性土等地基上对变形控制要求不严的工程可采用强夯置换法。

7.1.2 强夯和强夯置换施工前，应在施工现场有代表性的场地上选取一个或几个试验区，进行试夯或试验性施工，确定其适用性、加固效果和施工工艺，每个试验区面积不宜小于 $20\text{ m} \times 20\text{ m}$ ，试验区数量应根据建筑场地复杂程度、建筑规模及建筑类型确定。

7.1.3 场地地下水位高，影响施工或夯实效果时，应采取降水、表面碾压结合排水沟排水或其它技术措施进行处理。

7.1.4 强夯法和强夯置换法可与其它地基处理方法联合使用。

7.1.5 强夯法和强夯置换法宜避免冬期施工。

7.2 设 计

I 强 夯 法

7.2.1 强夯法的有效加固深度应根据现场试夯或当地经验确定，在缺少试验资料或经验时可按表 7.2.1 预估。

表 7.2.1 强夯法的有效加固深度 (m)

单击夯击能 (kN·m)	碎石土、砂土等 粗颗粒土	粉土、黏性土、湿陷性黄土等 细颗粒土
1000	4.0~5.0	3.0~4.0
2000	5.0~6.0	4.0~5.0
3000	6.0~7.0	5.0~6.0
4000	7.0~8.0	6.0~7.0
5000	8.0~8.5	7.0~7.5
6000	8.5~9.0	7.5~8.0
8000	9.0~9.5	8.0~8.5
10000	9.5~10.0	8.5~9.0
12000	10.0~11.0	9.0~10.0

注：强夯法的有效加固深度应从最初起夯面算起；饱和粉细砂地基，单击夯击能 8000 kN·m 以内的有效加固深度可在此表基础上加深 0.5 m；单击夯击能 E 大于 12000 kN·m 时，强夯的有效深度应通过试验确定。

7.2.2 夯点的夯击次数，应根据现场试夯的夯击次数和夯沉量关系曲线确定，并应同时符合下列规定：

1 最后两击的平均夯沉量，宜满足表 7.2.2 的要求，当单击夯击能 E 大于 12000 kN·m 时，应通过现场试验确定；

表 7.2.2 强夯法最后两击平均夯沉量 (mm)

单击夯击能 E (kN·m)	最后两击平均夯沉量不大于 (mm)
$E < 4000$	50
$4000 \leq E < 6000$	100
$6000 \leq E < 8000$	150
$8000 \leq E < 12000$	200

2 夯坑周围地面不应发生过大的隆起；

3 不因夯坑过深而发生提锤困难。

7.2.3 夯击遍数应根据地基土的性质确定，可采用点夯 2~4 遍，对于渗透性弱的细颗粒土，必要时夯击遍数可适当增加，最后再以低能量满夯 2 遍，满夯可采用轻锤或低落距锤多次夯击，锤印搭接。

7.2.4 两遍夯击之间应有一定的时间间隔，间隔时间取决于土中超静孔隙水压力的消散时间，当缺少实测资料时，可根据地基土的渗透性确定，渗透性较差的黏性土地基的间隔时间不应少于（2~3）周，渗透性好的地基可连续夯击。

7.2.5 夯击点位置可根据基底平面形状，采用等边三角形、等腰三角形或正方形布置，夯击点间距可取夯锤直径的（1.5~2.5）倍，低能级时宜取小值，高能级及考虑能级组合时宜取大值，饱和砂土地基夯击点间距宜适当增大，当布点形式为等边三角形和正方形时，夯击点间距可按表 7.2.5 取值。

表 7.2.5 不同夯击能夯点间距经验值

单击夯击能 E ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	锤底面积 (m^2)	锤底直径 (m)	夯击点间距 (m)
1000	4~5	2.25~2.52	3.0
2000	5	2.52	3.5~4.0
3000	5	2.52	4.0~4.5
4000	5	2.52	4.5~5.0
5000	5	2.52	5.0~5.5
6000	5	2.52	5.5~6.0
8000	5	2.52	6.0~6.5

注：等边三角形布点时取大值，正方形布点时取小值。

7.2.6 强夯处理范围应大于建筑物基础范围，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，且不应小于 3 m，可液化地

基基础边缘的处理宽度不应小于 5 m，湿陷性黄土地基应符合 GB50025 的有关规定。

7.2.7 根据初步确定的强夯参数，提出强夯试验方案，进行现场试夯，应根据不同土质条件，待试夯结束一至数周后，对试夯场地进行测试，并与夯前测试数据进行对比，检验强夯效果，确定工程采用的各项强夯参数。

7.2.8 根据基础埋深和试夯时所测得的夯沉量，确定起夯面标高、夯坑回填方式和夯后标高。

7.2.9 人工填土地基回填前的场地处理应符合下列规定：

1 人工填土地基填筑前应先清除或处理场地填土层底面以下的耕植土和软弱土层；

2 回填前的场地软弱土层的处理可采用抛石挤淤、强夯和强夯置换、挖除换填、振冲桩等方法；

3 当高填方地基原地基需要加固，其天然坡度在 1:5~1:2.5 之间时，应将天然地面开挖成倒坡台阶形状，台阶宽度不应小于 2 m，当天然坡度大于 1:2.5 时，应验算地基整体稳定性。

7.2.10 人工填土强夯地基的填料选择应符合下列要求：

1 级配良好的粗粒料；

2 性能稳定的工业废料、建筑垃圾；

3 粉质黏土、粉土作为填料时，其最优含水量可采用重型击实试验确定；

4 大块石填土材料最大粒径不应大于 800 mm；

5 不应使用淤泥、耕土、冻土及有机质含量大于 5%的土。

7.2.11 人工填土强夯地基的回填应符合下列规定：

1 成分简单、粒径均匀的回填土可采用抛填；

2 成分复杂、粒径不均匀的块石和碎石土回填地基，除抛石填海和抛石挤淤外，应采用分层堆填，禁止抛填，分层堆填的亚层厚度可取 0.8 m~1.2 m；

3 强夯填土地基的填筑厚度应根据强夯的有效加固深度确定，对于填土高度较大的高填方地基，应将填土分层回填、分层强夯，填土地基的强夯分层厚度可按表 7.2.11 确定。

表 7.2.11 填土地基强夯的分层厚度

单击夯击能 E (kN·m)	控制填土厚度 (m)
3000	4
4000	6
6000	8

4 当填土区有地下径流、泉水、裂隙水出露时，应在填筑体中构筑排水盲沟网，排水盲沟网应设在两个强夯地基处理分层的中间，排水盲沟网可根据填土区的高度设一层或数层，排水盲沟应用土工布包裹。

7.2.12 强夯地基承载力特征值应通过现场载荷试验确定，当单击夯击能达到 8000 kN·m，宜采用静力触探、标准贯入试验等原位测试方法和室内土工试验结果结合静载试验结果综合确定承载力特征值。

7.2.13 强夯地基变形计算，应符合 DB21/T 907 有关规定，夯后有效加固深度内土的压缩模量，应通过原位测试或土工试验确定。

II 强夯置换法

7.2.14 强夯置换墩的深度应由土质条件决定，除厚层饱和粉土外，应穿透软土层，到达较硬土层，深度不宜超过 10 m，在缺少试验资料或经验时，强夯置换深度可参考表 7.2.14。

表 7.2.14 强夯置换深度

夯击能 (kN · m)	置换深度 (m)
3000	3~4
6000	5~6
8000	6~7
12000	8~9

7.2.15 强夯置换的单击夯击能应根据现场试验确定。

7.2.16 墩体材料可采用级配良好的块石、碎石、矿渣、建筑垃圾等坚硬粗颗粒材料，且粒径大于 300 mm 的颗粒含量不宜超过全重的 30%。

7.2.17 夯点的夯击次数应通过现场试夯确定，并符合下列规定：

- 1 墩底穿透软弱土层，且达到设计墩长；
- 2 累计夯沉量为设计墩长的（1.5~2.0）倍；
- 3 最后两击的平均夯沉量可执行表 7.2.2 的规定。

7.2.18 墩位布置宜采用等边三角形或正方形，独立基础或条形基础可根据基础形状与宽度相应布置。

7.2.19 墩间距应根据荷载大小和原土的承载力选定，满堂布置时可取夯锤直径的（2~3）倍，独立基础或条形基础可取夯锤直径的（1.5~2.0）倍，墩的计算直径可取夯锤直径的（1.1~1.2）倍。

7.2.20 强夯置换处理范围应符合本规程第 7.2.6 条的规定。

7.2.21 墩顶应铺设一层厚度不小于 500 mm 的压实垫层，垫层材料宜与墩体材料相同，粒径不宜大于 100 mm。

7.2.22 强夯置换设计时，应预估地面抬高值，并在试夯时校正。

7.2.23 强夯置换地基处理试验方案应按本规程第 7.2.7 条的规定确定，除应进行现场载荷试验和变形模量检测外，尚应采用超重型或重型动力触探等方法，检查置换墩着底情况及承载力与密实度随深度的变化。

7.2.24 强夯置换地基的承载力特征值应通过现场单墩载荷试验确定。

7.2.25 强夯置换地基的变形宜按单墩复合地基静载荷试验确定的变形模量计算加固区的地基变形，对墩下地基土的变形可按置换墩材料的压力扩散角计算传至墩下土层的附加应力，按 DB21/T 907 有关规定计算确定。

7.3 施 工

7.3.1 强夯施工前，应将测量基准点设在受施工影响范围以外，夯点定位允许偏差不大于 ± 50 mm，且夯点应有明显标记和编号。

7.3.2 强夯法施工机具设备，应符合下列规定：

1 夯锤质量宜为 10 t~60 t，常用 20 t~30 t，夯锤质量在 40 t 以上的，宜用铸钢锤；

2 锤底面形状宜采用圆形，直径宜取 2.0 m~3.0 m，常用 2.2 m~2.5 m；

3 锤体上宜对称设置若干个上下贯通的排气孔，孔径宜为 250 mm~

400 mm;

4 锤底静接地压力值宜为 25 kPa~80 kPa, 单击夯击能高时, 取高值, 单击夯击能低时, 取低值, 对于细颗粒土宜取低值。

7.3.3 强夯法施工应按下列步骤执行:

1 清理并平整施工场地;

2 标出第一遍夯点位置, 并测量场地高程;

3 起重机就位, 夯锤置于夯点位置;

4 测量夯前锤顶高程;

5 将夯锤起吊到预定高度, 开启脱钩装置, 夯锤脱钩自由下落后, 放下吊钩, 测量锤顶高程, 发现因坑底倾斜而造成夯锤歪斜时, 应及时将坑底整平后再进行夯击;

6 重复步骤 5, 按设计规定的夯击次数及控制标准完成一个夯点的夯击, 当夯坑过深而提锤困难, 但无明显隆起, 而尚未达到控制标准时, 宜将夯坑回填至与坑顶齐平后, 继续夯击;

7 换夯点, 重复步骤 3~6, 完成第一遍全部夯点的夯击;

8 每一遍夯击完成后, 将场地整平, 同时测量整平后的场地高程;

9 在规定的间隔时间后, 进行下一遍夯击, 按上述步骤逐次完成全部夯击遍数, 最后, 宜采用 1000 kN·m~3000 kN·m 夯击能进行满夯, 将场地表层松土夯实, 满夯的夯印搭接不应小于夯锤直径的 1/4, 并测量夯后场地高程;

10 当满夯完成后地坪高程低于竣工要求地坪高程时, 可铺设垫层, 并分层碾压密实。

7.3.4 强夯置换夯锤宜采用圆柱形铸钢锤，直径宜取 1.0 m~1.5 m，锤质量可取 20 t~30 t，夯锤底静接地压力值宜大于 80 kPa。

7.3.5 强夯置换施工应按下列步骤执行：

1 清理并平整施工场地，当表层土松软时，可铺设 1.0 m~2.0 m 厚的砂石垫层；

2 标出置换点位置，并测量场地高程；

3 起重机就位，夯锤置于置换点位置；

4 测量夯前锤顶高程；

5 夯击并逐击记录夯坑深度，当夯坑过深而提锤困难时，应停夯，向夯坑内填料直至与坑顶齐平，记录填料数量，工序重复，直至满足设计的夯击次数及质量控制标准，完成一个墩体的夯击，当夯点周围软土挤出，影响施工时，应随时清理，并宜在夯点周围铺垫碎石后，继续施工；

6 按照“由内而外、隔行跳打”的原则，完成全部夯点的施工；

7 将场地整平，宜采用 1000 kN·m~3000 kN·m 夯击能进行满夯，将场地表层松土夯实，满夯的夯印搭接不应小于夯锤直径的 1/4，并测量夯后场地高程；

8 铺设垫层，分层碾压密实。

7.3.6 施工机械宜采用带有自动脱钩装置的履带式起重机，夯锤的质量不应超过起重机械额定起重质量，履带式起重机应在臂杆端部设置辅助门架或采取其它安全措施。

7.3.7 场地表层土软弱或地下水位较高，宜采用人工降低地下水位或

铺填一定厚度的砂石材料的施工措施，施工前，宜将地下水位降低至坑底面以下 2 m，施工时，坑内或场地积水应及时排除，对细颗粒土，尚应采取晾晒等措施降低含水量，地基土的含水量低影响处理效果时，宜采取增湿措施。

7.3.8 施工前，应查明施工影响范围内地下构筑物 and 地下管线的位置，并应采取保护措施。

7.3.9 强夯施工所引起的振动和侧向挤压对邻近建构筑物产生不利影响时，应设置监测点，并采取挖隔振沟等隔振或防振措施。

7.3.10 在施工过程中，发现地质条件与设计要求不符时，应及时会同有关部门研究处理。

7.3.11 施工过程中的监测应符合下列规定：

- 1 开夯前，应按设计单击夯击能量检查夯锤质量和落距；
- 2 在第一遍夯击前，应对夯点放线进行复核，夯完后检查夯坑位置，发现偏差或漏夯应及时纠正；
- 3 按设计要求，检查每个夯点的夯击次数、每击的夯沉量、最后两击的平均夯沉量和总夯沉量、夯点施工起止时间，强夯置换施工尚应检查置换深度；
- 4 施工过程中，应对各项施工参数及施工情况进行详细记录。

7.3.12 施工结束待质量检验合格后，方可进行基础施工。

7.4 质量检验

7.4.1 检查施工过程中的各项测试数据和施工记录，不符合设计要求

时应补夯或采取其它有效措施。

7.4.2 强夯和强夯置换处理的地基竣工验收质量检测项目包括主控项目和一般项目，检验标准应符合相关规范、标准的规定。

7.4.3 强夯处理后的地基承载力检验，应在施工结束后间隔一定时间进行，碎石土和砂土地基间隔时间宜为（7~14）d，粉土和黏性土地基间隔时间宜为（14~28）d，强夯置换地基间隔时间宜为 28 d。

7.4.4 强夯处理后的地基竣工验收，承载力检验应根据静载荷试验、其它原位测试和室内土工试验等方法综合确定，强夯置换处理后的地基竣工验收，除应采用单墩静载荷试验进行承载力检验外，尚应采用动力触探等查明置换墩着底情况及密实度随深度的变化情况。

7.4.5 强夯地基均匀性检验，可采用动力触探试验、标准贯入试验、静力触探试验等原位测试、物探以及室内土工试验，检验点的数量，可根据场地复杂程度和建筑物的重要性确定，对于简单场地上的一般建筑物，按每 400 m² 不少于 1 个检测点，且不少于 3 点，对于复杂场地或重要建筑地基，每 300 m² 不少于 1 个检验点，且不少于 3 点，强夯置换地基，可采用超重型动力触探试验等方法，检查置换墩着底情况及密实度随深度的变化，检验数量不应少于墩点数的 3%，且不少于 3 点。

7.4.6 强夯地基承载力检验的数量，应根据场地复杂程度和建筑物的重要性确定，对于简单场地上的一般建筑，每个建筑地基载荷试验检验点不应少于 3 点，对于复杂场地或重要建筑地基增加检验点数，检测结果的评价，应考虑夯点和夯间位置的差异，强夯置换地基单墩载

荷试验数量不应少于墩点数的 1%，且不少于 3 点，对饱和粉土地基，当处理后墩间土能形成 2.0 m 以上厚度的硬层时，其地基承载力可通过现场单墩复合地基静载荷试验确定，检验数量不应少于墩点数的 1%，且每个建筑载荷试验检验点不应少于 3 点。

7.4.7 对消除湿陷性的工程，除应检测上述内容外，尚应进行现场浸水静载荷试验，试验方法应符合 GB50025 的有关规定。

8 碎（砂）石桩法

8.1 一般规定

8.1.1 碎（砂）石桩法适用于处理松散砂土、粉土、黏性土、素填土、杂填土等地基。变形控制不严格的饱和黏土地基可采用砂石桩置换处理，不加填料振冲挤密法适用于处理黏粒含量不大于 10%的中砂、粗砂地基。

8.1.2 大型的、重要的或场地地层复杂的工程，以及对于处理不排水抗剪强度不小于 20 kPa 的饱和黏性土和饱和黄土地基，应在施工前通过现场试验确定其适用性。

8.1.3 采用碎（砂）石桩法处理地基应具备下列资料：

- 1 黏性土不排水抗剪强度指标；
- 2 砂土和粉土的天然孔隙比、相对密度、标准贯入试验击数或动力触探击数；
- 3 填料特性，施工机具性能等资料。

8.2 设 计

8.2.1 碎（砂）石桩的设计内容应包括处理范围、桩位布置、桩径、桩距和处理地基的承载力、变形、稳定验算。

8.2.2 大面积满堂加固桩位宜采用正方形、矩形或等边三角形布置，条形基础可沿基础轴线采用单排或对称轴线多排布置，独立基础宜采

用正方形、矩形或等边三角形布置。

8.2.3 碎（砂）石桩法地基处理范围应根据建筑物的重要性和场地条件确定，宜在基础外缘扩大（1~3）排桩，可液化地基在基础外缘扩大宽度不应小于基底下可液化土层厚度的 1/2，且不应小于 5 m。

8.2.4 碎（砂）石桩直径与地基土质条件、施工设备等因素有关，应根据现场成桩试验确定，桩的平均直径可按每根桩所用的填料量计算，沉管法成桩直径与套管直径之比不宜大于 1.5，可采用 300 mm~800 mm，振冲法桩径宜为 800 mm~1200 mm。

8.2.5 碎（砂）石桩的桩间距应通过现场试验确定，并应符合下列规定：

1 采用振冲法施工的碎（砂）石桩桩间距应根据上部结构荷载大小和场地土层情况，并结合所采用的振冲器功率大小综合考虑，55 kW 振冲器布桩间距可采用 1.4 m~2.5 m，75 kW 振冲器布桩间距可采用 1.5 m~3.0 m，130 kW 振冲器布桩间距宜为 2.0 m~3.5 m，不加填料振冲挤密孔距可为 2 m~3 m；

2 采用沉管法施工的碎（砂）石桩桩间距，不宜大于砂石桩直径的 4.5 倍，初步设计时，对松散粉土和砂土地基，应根据挤密后要求达到的孔隙比确定，可按下列公式估算：

等边三角形布置

$$s = 0.95\xi d \sqrt{\frac{1+e_0}{e_0-e_1}} \quad (8.2.5-1)$$

正方形布置

$$s = 0.89\xi d \sqrt{\frac{1+e_0}{e_0-e_1}} \quad (8.2.5-2)$$

$$e_1 = e_{\max} - D_{r1}(e_{\max} - e_{\min}) \quad (8.2.5-3)$$

式中： s ——砂石桩间距（m）；

d ——砂石桩直径（m）；

ξ ——修正系数，当考虑振动下沉密实作用时，可取 1.1~1.2，

不考虑振动下沉密实作用时，可取 1.0；

e_0 ——地基处理前砂土的孔隙比，可按原状土样试验确定，也

可根据动力或静力触探等对比试验确定；

e_1 ——地基挤密后要求达到的孔隙比；

$e_{\max}$ 、 $e_{\min}$ ——砂土的最大、最小孔隙比，可按 GB/T 50123 的有

关规定确定；

D_{r1} ——地基挤密后要求砂土达到的相对密度，可取 0.70~

0.85。

8.2.6 碎（砂）石桩桩长可根据工程要求和工程地质条件，通过计算确定并应符合下列规定：

- 1 松散或软弱地基土层厚度不大时，碎（砂）石桩宜穿透该土层；
- 2 松散或软弱地基土层厚度较大时，按稳定性控制的工程，碎（砂）石桩长度应大于设计要求安全度相对应的最危险滑动面以下 2.0 m，按变形控制的工程，挤密砂石桩桩长应能满足处理后地基变形量不超过建（构）筑物的地基变形允许值，并应满足软弱下卧层承载力的要求；

3 对可液化的地基，桩长应按要求处理液化的深度确定；

4 桩长不宜小于 4 m。

8.2.7 碎（砂）石桩桩体材料应符合下列规定：

1 采用振冲法施工桩体材料可采用含泥量不大于 5%的碎石、卵石、矿渣或其它性能稳定的硬质材料，不宜使用风化易碎的石料，55 kW 振冲器填料粒径宜为 30 mm~100 mm，75 kW 振冲器填料粒径宜为 40 mm~150 mm，130 kW 振冲器填料粒径宜为 50 mm~200 mm；

2 采用沉管法施工桩体材料可采用含泥量不大于 5%的碎石、卵石、角砾、圆砾、砾砂、粗砂、中砂或石屑等硬质材料，最大粒径不宜大于 50 mm。

8.2.8 碎（砂）石桩桩顶和基础之间宜铺设厚度为 300 mm~500 mm 的垫层，垫层材料宜用中砂、粗砂、级配砂石和碎石等，最大粒径不宜大于 30 mm，其夯实后的垫层厚度与虚铺厚度的比值，即夯实度不应大于 0.9。

8.2.9 碎（砂）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，也可按下式进行估算：

$$f_{\text{spk}} = [1 + m(n-1)] f_{\text{sk}} \quad (8.2.9)$$

式中： f_{spk} ——复合地基承载力特征值（kPa）；

f_{sk} ——处理后桩间土承载力特征值（kPa）；

n ——复合地基桩土应力比，宜采用实测值确定，无实测资料时，对于黏性土可取 2.0~4.0，对于砂土、粉土可取 1.5~3.0；

m ——桩土面积置换率, $m=d^2/d_e^2$; d 为桩身平均直径 (m),
 d_e 为一根桩分担的处理地基面积的等效圆直径 (m); 等
边三角形布置时, $d_e=1.05s$; 正方形布置时, $d_e=1.13s$;
矩形布置时, $d_e=1.13\sqrt{s_1s_2}$, s 、 s_1 、 s_2 分别为桩间距、
纵向桩间距和横向桩间距。

8.2.10 碎(砂)石桩复合地基变形应按 DB21/T 907 第 5 章的有关规定进行计算。

8.3 施 工

8.3.1 施工前应进行成桩工艺和成桩质量试验, 成桩质量不能满足设计要求时, 应在调整设计与施工有关参数后, 重新进行试验或改变设计。

8.3.2 粉细砂、中砂、粗砂地基的施工顺序宜从外围或两侧向中间进行, 也可采用“一边向另一边”的顺序逐排成桩, 对黏性土地基宜从中间向外围或间隔跳打进行, 当加固区附近已建有建筑物时, 应从邻近建筑物一边开始, 逐步向外施工。

I 振 冲 法

8.3.3 升降振冲器的机械可用起重机、自行井架式施工平车或其它合适的设备, 施工设备应配有电流、电压和留振时间自动信号仪表。

8.3.4 振冲施工可按下列步骤执行:

- 1 清理平整施工场地, 布置桩位;
- 2 施工机具就位, 使振冲器对准桩位, 振冲器喷水中心偏差不应

大于 50 mm;

3 启动供水泵和振冲器, 水压宜为 200 kPa~600 kPa, 水量宜为 200 L/min~400 L/min, 将振冲器徐徐沉入土中, 造孔速度宜为 0.5 m/min~2.0 m/min, 直到达到设计深度, 记录振冲器经各深度的水压、电流;

4 造孔后边提升振冲器, 边冲水直至孔口, 再放至孔底, 重复(2~3)次扩大孔径并使孔内泥浆变稀, 开始填料制桩;

5 大功率振冲器投料可不提出孔口, 小功率振冲器下料困难时, 可将振冲器提出孔口填料, 每次填料厚度不宜大于 500 mm, 将振冲器沉入填料中进行振密制桩, 当电流达到规定的密实电流值和规定的留振时间后, 将振冲器提升 300 mm~500 mm;

6 重复以上步骤, 自下而上逐段制作桩体直至孔口, 记录各段深度的填料量、最终电流值和留振时间;

7 关闭振冲器和水泵。

8.3.5 施工现场应事先开设泥水排放系统, 或组织好运浆车辆将泥浆运至预先安排好的存放地点, 应设置沉砂池, 重复使用上部清水。

8.3.6 桩体施工完毕后, 应将顶部预留的松散桩体挖除, 铺设垫层并压实。

8.3.7 不加填料振冲加密宜采用大功率振冲器, 造孔速度宜为 8 m/min~10 m/min, 到达设计深度后, 宜将射水量减至最小, 留振至密实电流达到规定时, 上提 0.5 m, 逐段振密直至孔口, 每米振密时间约 1 min, 施工遇下沉困难时, 可在振冲器两侧增焊辅助水管, 加

大造孔水量，降低造孔水压。

II 沉管法

8.3.8 碎（砂）石桩施工可采用振动沉管成桩法或锤击沉管成桩法，当用于消除粉细砂及粉土液化时，宜用振动沉管成桩法。

8.3.9 振动沉管成桩法施工，应根据沉管和挤密情况，控制填砂石量、提升高度和速度、挤压次数和时间、电机的工作电流等。

8.3.10 施工中应选用能顺利出料和有效挤压桩孔内砂石料的桩尖结构，当采用活瓣桩靴时，砂土和粉土地基宜选用尖锥形，一次性桩尖可采用混凝土锥形桩尖。

8.3.11 锤击沉管成桩法施工可采用单管法和双管法，锤击法挤密应根据锤击能量，控制分段的填料量和成桩的长度。

8.3.12 碎（砂）石桩桩孔内材料填料量，应通过现场试验确定，估算时，可按设计桩孔体积乘以充盈系数确定，充盈系数可取 1.2~1.4。

8.3.13 施工时桩位偏差不应大于套管外径的 30%，套管垂直度允许偏差应为 1%。

8.3.14 碎（砂）石桩施工后，应将表层的松散层挖除或夯压密实，随后铺设并压实砂石垫层。

8.4 质量检验

8.4.1 检查各项施工记录，有遗漏或不符合要求的桩，应补桩或采取其它有效的补救措施。

8.4.2 施工后，应间隔一定时间方可进行质量检验，粉质黏土地基不

宜少于 21 d，粉土地基不宜少于 14 d，砂土和杂填土地基不宜少于 7 d。

8.4.3 施工质量的检验，桩体可采用重型动力触探试验，桩间土可采用标准贯入、静力触探、动力触探或其它原位测试等方法，消除液化的地基检验应采用标准贯入试验，桩间土质量的检测位置应在等边三角形或正方形的中心，检验深度不应小于处理地基深度，检测数量不应少于桩孔总数的 2%。

8.4.4 竣工验收时，地基承载力检验应采用复合地基载荷试验，可选择多桩复合地基载荷试验或单桩复合地基载荷试验，单体工程检测数量不应少于总桩数的 1%，且不应少于 3 点。

9 灰土挤密桩法

9.1 一般规定

9.1.1 灰土挤密桩法适用于处理地下水位以上的填土、粉土、黏性土、黄土以及其它可进行挤密处理的地基，一般处理地基厚度 3 m~15 m。

9.1.2 采用灰土挤密桩处理地基时，应使地基土的含水量达到或接近最优含水量，当地基土的含水量大于 24%，饱和度大于 65%时，或地基土的含水量小于 12%时，应通过现场试验确定其适用性，当含有不可穿越的砂砾夹层时，不宜采用。

9.1.3 采用灰土挤密桩时，对甲、乙类建筑或缺乏灰土挤密法地基处理经验的地区，应在工程现场选择有代表性的地段进行试验或试验性施工，试验结果满足设计对地基的要求，并应取得必要的设计参数后，再进行地基处理设计和施工，试验或试验性施工，数量不宜少于 3 组，三角形布桩每组桩数不宜少于 7 根，方型布桩每组桩数不宜少于 9 根。

9.1.4 成孔挤密施工，可采用沉管、冲击、爆扩等方法，当采用预钻孔夯扩挤密时，应加强施工控制，并确保夯扩直径达到设计要求。

9.1.5 孔内填料宜采用素土、灰土或水泥土，必要时可采用混凝土或水泥粉煤灰碎石拌制料等强度高的填料，对非湿陷性地基，也可采用建筑垃圾、砂砾等作为填料，当防（隔）水或消除湿陷性预处理时，宜用素土，当提高承载力或减小处理宽度时，宜采用灰土或水泥土等。

9.2 设 计

9.2.1 挤密桩孔宜按正三角形布置，孔距可取桩径的（2.0~2.5）倍，也可按下式计算：

$$s = 0.95 \sqrt{\frac{\bar{\eta}_c \rho_{d \max} D^2 - \rho_{d0} d^2}{\bar{\eta}_c \rho_{d \max} - \rho_{d0}}} \quad (9.2.1)$$

式中： s ——孔心距(m)；

D ——成桩直径(m)；

d ——预钻孔直径(m)，无预钻孔时取 0；

ρ_{d0} ——地基挤密前孔深范围内各土层的平均干密度(g/cm³)；

$\rho_{d \max}$ ——桩间土最大干密度(g/cm³)；

$\bar{\eta}_c$ ——挤密填孔(达到 D)后，3 个孔之间土的平均挤密系数，不宜小于 0.93。

9.2.2 桩孔间距超过 3 倍的桩孔直径时，设计不宜计入桩间土的挤密影响，宜按置换率设计，或进行单桩复合地基载荷试验。

9.2.3 桩间土的平均挤密系数 $\bar{\eta}_c$ ，应按下式计算：

$$\bar{\eta}_c = \frac{\bar{\rho}_{d1}}{\rho_{d \max}} \quad (9.2.2)$$

式中： $\bar{\rho}_{d1}$ ——在成孔挤密深度内，桩间土的平均干密度 (g/cm³)，平均试样数不应少于 6 组。

9.2.4 灰土挤密桩桩间土最小挤密系数（ $\eta_{d \min}$ ）应满足承载力及变形的要求，对湿陷性土还应满足消除湿陷性的要求，可经试验确定，也可按下式计算：

$$\eta_{d\min} = \frac{\rho_{dc}}{\rho_{d\max}} \quad (9.2.3)$$

式中： $\eta_{d\min}$ ——桩间土的最小挤密系数；

ρ_{dc} ——挤密填孔后，相邻 3 个孔之间形心点部位土的干密度 (g/cm³)。

9.2.5 处理湿陷性黄土地基，挤密孔直径宜为 0.35 m~0.45 m，当处理深度较深，采用挤土成孔有困难，或需要较大面积置换率时，可采用预钻孔方法，预钻孔直径宜为 0.30 m~0.60 m，挤密后成桩直径宜为 0.40 m~0.80 m。

9.2.6 桩孔的数量可按下式估算：

$$n = \frac{A}{A_e} \quad (9.2.4-1)$$

式中： n ——桩孔的数量；

A ——拟处理地基的面积(m²)；

A_e ——单根土或灰土挤密桩所承担的处理地基面积(m²)，即：

$$A_e = \frac{\pi d_e^2}{4} \quad (9.2.4-2)$$

式中： d_e ——单根桩分担的处理地基面积的等效圆直径(m)，等边三

角形布桩： $d_e = 1.05s$ ，正方形布桩： $d_e = 1.13s$ ，矩形布

桩： $d_e = 1.13\sqrt{s_1 s_2}$ ， s 、 s_1 、 s_2 分别为桩间距，纵向桩

间距和横向桩间距。

9.2.7 挤密孔的深度根据建筑场地的土质情况、工程要求和成孔及夯实设备等综合因素确定，应大于压缩层厚度，且不应小于 4 m，对湿陷性黄土地基应符合 GB50025 的有关规定。

9.2.8 地基处理的范围符合下列规定：

1 非自重湿陷性黄土地基可采用整片处理或局部处理，自重湿陷性黄土地基宜采用整片处理。当采用整片处理时，应大于基础或建筑物底层平面的面积，超出建筑物外墙基础底面外缘的宽度，每边不宜小于处理土层厚度的 $1/2$ ，且不应小于 2 m ；

2 当采用局部处理时，对非自重湿陷性黄土、素填土和杂填土等地基，每边不应小于基础底面宽度的 25% ，且不应小于 0.5 m ；对自重湿陷性黄土地基，每边不应小于基础底面宽度的 75% ，且不应小于 1.0 m 。

9.2.9 灰土挤密桩复合地基承载力应通过复合地基竖向抗压载荷试验确定，初步设计时，复合地基承载力特征值也可按本规程式(8.2.9)估算，桩土应力比应按试验或地区经验确定，灰土挤密桩复合地基承载力特征值，不宜大于处理前天然地基承载力特征值的 2.0 倍，且不宜大于 250 kPa ；对土挤密桩复合地基承载力特征值，不宜大于处理前天然地基承载力特征值的 1.4 倍，且不宜大于 180 kPa 。

9.2.10 桩顶标高以上应设置 $300\text{ mm}\sim 600\text{ mm}$ 厚的褥垫层，垫层材料可根据工程要求采用 $2:8$ 或 $3:7$ （体积比）灰土、水泥土等，湿陷性土不宜采用透水材料作垫层，其压实系数均不应低于 0.95 。

9.2.11 灰土挤密桩复合地基处理范围以下存在软弱下卧层时，应按 DB21/T 907 的有关规定进行软弱下卧层承载力验算。

9.2.12 灰土挤密桩复合地基沉降，应按 DB21/T 907 的有关规定进行沉降计算。

9.2.13 桩孔内的灰土填料，其消石灰与土的体积配合比，宜为 2:8 或 3:7，石灰应选用新鲜的消石灰，粒径不应大于 5 mm。土料宜选用粉质黏土，土料中的有机质含量不应超过 5%，且不应含有冻土、渣土和生活垃圾，粒径不应超过 15 mm，混合料含水量应满足最优含水量要求，允许偏差应为±2%。

9.2.14 当地基承载力特征值以及变形不满足要求时，应在灰土桩中加入强度较高的材料，不宜用缩小桩孔间距的方法提高承载力。

9.3 施 工

9.3.1 成孔和孔内回填夯实的施工顺序：当整片处理地基时，宜从里向外间隔（1~2）孔依次进行，对大型工程，可采取分段施工，当局部处理地基时，宜从外向里间隔（1~2）孔依次进行。

9.3.2 成孔时，地基土宜接近最优含水量或塑限，当土的含水量低于 12% 时，宜对拟处理范围内的土层进行增湿，应在地基处理前（4~6）d，将需增湿的水通过一定数量和一定深度的渗水孔，均匀地浸入拟处理范围内的土层中，增湿土的加水量可按下式估算：

$$Q = v\bar{\rho}_d(w_{op} - \bar{w})k \quad (9.3.2)$$

式中：Q——计算加水量（g）；

v ——拟加固土的总体积（cm³）；

$\bar{\rho}_d$ ——地基处理前土的平均干密度（g/cm³）；

w_{op} ——土的最优含水量（%），通过室内击实试验求得；

$\bar{w}$ ——地基处理前土的平均含水量（%）；

k ——损耗系数，可取 1.05~1.10。

9.3.3 向孔内填料前，孔底应夯实，并应检查桩孔的直径、深度和垂直度；桩孔的垂直度允许偏差应为 1%，孔中心距允许偏差应为桩距的 $\pm 5\%$ ，经检验合格后，应按设计要求，向孔内分层填入筛好的素土、灰土或其它填料，并应分层夯实至设计标高。

9.3.4 孔内填料应分层回填夯实，填料的平均压实系数 λ_c 不应低于 0.97，其中压实系数最小值不应低于 0.93。

9.3.5 桩顶设计标高以上的预留松动土层厚度，沉管成孔不宜小于 0.5 m，冲击成孔或钻孔夯扩法成孔不宜小于 1.2 m，在零度以下施工时，宜增大预留松动土层的厚度。

9.3.6 铺设灰土垫层前，应按设计要求将桩顶标高以上的预留松动土层挖除或夯（压）密实。

9.3.7 雨期或冬期施工，应采取防雨或防冻措施。

9.4 质量检验

9.4.1 桩孔质量检验应在成孔后及时进行，所有桩孔均需检验并作出记录，检验合格或经处理后方可进行夯填施工。

9.4.2 承载力检验宜采用单桩复合地基静载荷试验或多桩复合地基静载荷试验，对桩距超过 3 m 采用上述试验确有困难时，也可采用单桩和桩间土静载荷试验相结合的方法，静载荷试验检验应在成桩后 14 d~28 d 后进行，检测数量不应少于总桩数的 1%，且每项单体工程复合地基静载荷试验不应少于 3 点。

9.4.3 应随机抽样检测夯后桩长范围内灰土或土填料的平均压实系数 λ_c ，抽检的数量不应少于桩总数的 1%，且不应少于 9 根。

9.4.4 应抽样检验处理深度内桩间土的平均挤密系数 $\overline{\eta_c}$ 和湿陷性系数，检测探井数不应少于总桩数的 0.3%，且每项单体工程不应少于 3 个。

9.4.5 对消除湿陷性的工程，除应检测上述内容外，尚应进行现场浸水静载荷试验，试验方法应符合 GB50025 的有关规定。

10 注浆法

10.1 一般规定

10.1.1 注浆法按注浆机理包括充填注浆、渗入注浆、劈裂注浆和压密注浆，适用于风化岩体、碎石土、砂土、粉土、黏性土和人工填土，也可用于处理含有土洞或溶洞的地层，有大量涌水的工程，不宜采用。

10.1.2 注浆法可应用于地基处理、孔洞封填、防渗堵漏等。

10.1.3 注浆加固材料可选用水泥浆液、水玻璃和碱液等，根据工程需求和施工机械情况，可采用单液单系统法、双液单系统法和双液双系统法注浆。

10.1.4 注浆加固地基应满足强度、变形及稳定性的要求，地基承载力和变形计算应符合 DB21/T 907 的有关规定。

10.1.5 注浆用于既有建筑地基加固时，应符合 JGJ 123 的有关规定。

10.1.6 对地基承载力和变形有特殊要求的建筑地基，注浆加固宜与其它地基处理方法联合使用。

10.2 设 计

10.2.1 注浆加固设计前应明确下列主要内容：

- 1 注浆加固的目的及预期达到的效果；
- 2 工程特点、地形和工程地质、水文地质条件等；
- 3 周边环境（邻近建（构）筑物、地下管线等）及待处理建筑物基础情况；

10.2.2 注浆加固设计应包括下列主要内容：

- 1 确定注浆范围和深度；**
- 2 注浆方法和注浆材料的类型、配比和浆液初凝时间；**
- 3 注浆工艺参数，包括注浆压力、浆液有效扩散半径、注浆量和注浆历时等；**
- 4 注浆孔布置形式、孔距、排距、孔数和排数等；**
- 5 注浆结束标准；**
- 6 注浆质量检查和注浆效果检测。**

10.2.3 注浆范围不应小于基础底面应力扩散范围，地基压力扩散角可按 DB21/T 907 的有关规定，注浆深度应满足建筑物承载力和变形要求。

10.2.4 注浆方法和注浆材料应根据注浆目的、地质条件、工程性质等因素进行选择：

1 处理岩层、断层碎裂带、卵砾石和粗砂可采用渗透注浆法，处理中砂、粉细砂和黏性土可采用劈裂注浆法，处理黏性土可采用压密注浆法，处理采空区、溶洞、洞穴、土洞和裂缝，可采用充填注浆法；

2 对软弱土的处理，可选用以水泥为主剂的浆液及水泥和水玻璃的双液型混合浆液，对有地下水流动的软弱地基，不应采用单液水泥浆液；

3 对于渗透系数为（0.1~2.0） m/d 的地下水位以上的湿陷性黄土，可采用无压或压力单液硅化注浆，也可采用碱液注浆，自重湿陷性黄土宜采用无压单液硅化注浆，应通过试验确定是否可采用碱液注

浆；

4 根据工程的不同需求，可在水泥浆液中加入速凝剂、缓凝剂、流动剂、加气剂、膨胀剂、防析水剂等，外加剂的掺入量应根据试验而定，且不宜大于水泥量的 5%。

10.2.5 在缺少地区经验情况下，注浆工艺参数应通过注浆试验确定，也可按下列规定进行水泥为主剂的注浆加固初步设计：

1 劈裂注浆的注浆压力，在砂土中，宜为 0.2 MPa~0.5 MPa，在黏性土中，宜为 0.2 MPa~0.3 MPa，压密注浆，当采用水泥砂浆浆液时，坍落度宜为 25 mm~75 mm，注浆压力宜为 1.0 MPa~7.0 MPa；

2 注浆孔宜采用矩形或三角形布孔形式，注浆孔间距宜取 1.0 m~2.0 m，多排布孔时，排距宜小于或等于孔间距；

3 在黏性土地基中，浆液注入率宜为 15%~20%，注浆点上覆土层厚度应大于 2 m；

4 在没有地区经验的情况下，注浆量可按下列公式估算：

$$\text{岩体灌浆} \quad Q = \alpha\beta\pi r^2 \ln / m \quad (10.2.5-1)$$

$$\text{土体灌浆} \quad Q = \alpha\beta\pi r^2 \ln \quad (10.2.5-2)$$

式中：Q——每孔注浆量（m³）；

α ——浆液充填系数，岩体取 0.80~0.90，土体可按表 10.2.5-1 取值；

β ——浆液损耗系数，岩体取 1.20~1.50，土体取 1.15~1.3；

r ——浆液有效扩散半径（m），土体可按 10.2.5-2 取值，岩体可按 10.2.5-3 取值；

l ——注浆孔（段）深度（m）；

n ——孔隙率；

m ——浆液结石率，取 0.50~0.95，水灰比大时取小值，水灰比小时取大值。

表 10.2.5-1 浆液充填系数

注浆材料	注浆地层	浆液充填系数
化学浆液	细砂	0.40~0.65
	中粗砂	0.50~0.85
	砾砂	0.70~0.95
	碎石类土	0.30~1.00
	湿陷性黄土	0.50~0.80
悬浊液浆液	可采用悬浊浆液的土层	0.40~0.90

表 10.2.5-2 不同土层的化学浆液有效扩散半径

土的种类	有效扩散半径(mm)	土的种类	有效扩散半径(mm)
碎石类土	1.5~3.0	细砂	0.4~0.7
砾砂	1.3~2.5	粉砂	0.3~0.5
粗砂	1.1~1.6	黄土	0.3~0.8
中砂	0.7~1.1	——	——

表 10.2.5-3 岩体灌浆浆液有效扩散半径

序号	裂隙宽度(mm)	有效扩散半径(mm)
1	0.3~2.0	2.0~4.0
2	2.0~5.0	4.0~6.0
3	5.0~10.0	6.0~10.0
4	>10.0	10.0~25.0

5 在砂土地基中，浆液的初凝时间宜为 5 min~20 min，在黏性土地基中，浆液的初凝时间宜为（1~2）h，对人工填土地基，应采用多次注浆，间隔时间应按浆液的初凝试验确定，且不应大于 4 h。

10.2.6 注浆结束标准应根据工程地质及水文地质条件、浆液性能、注浆压力、浆液注入量和注浆段长度等综合确定。

10.2.7 硅化浆液注浆加固和碱液注浆加固设计应符合 JGJ 79 有关规定。

10.3 施 工

10.3.1 注浆施工前，应进行清理、平整施工场地，沿钻孔位置开挖必要的沟槽和集水坑。

10.3.2 确定注浆孔孔位并统一编号，明确注浆顺序，注浆顺序应根据地基土质条件、现场环境、周边排水条件及注浆目的等确定，并应符合下列规定：

1 注浆应采用先外围后内部的跳孔间隔的注浆施工，不应采用单向推进的压注方式；

2 对有地下水流动的土层注浆，应自水头高的一端开始注浆；

3 注浆范围以外有边界约束条件时，可采用从边界约束远侧往近侧推进的注浆的方式，深度方向宜由下向上进行注浆；

4 注浆深度大或者注浆土层不均匀时，应按下列规定进行分段注浆：

a) 当土层渗透系数相近时，宜采用下行式分段注浆；

b) 当土层渗透系数随深度增大时，宜采用上行式分段注浆；

c) 当土层土性变化大、渗透系数相差大时，宜采用混合式分段注浆，在土层界面应加强注浆。

10.3.3 注浆施工时，宜采用自动流量和压力记录仪，并应及时进行数据整理分析。

10.3.4 花管注浆施工可按下列步骤执行：

- 1 钻机和注浆设备就位；
- 2 调整钻杆位置和垂直度后即开始钻孔，必要时进行泥浆护壁钻孔，对于松散土层，可利用振动法将注浆花管压入土层中；
- 3 钻孔完成后，应从钻杆内注入封闭泥浆，插入金属花管；
- 4 待封闭泥浆凝固后，移动花管自下而上或自上而下进行注浆。

10.3.5 塑料袖阀管注浆施工可按下列步骤执行：

- 1 钻机与注浆设备就位；
- 2 钻孔时，对于易塌孔土层，可用优质泥浆进行护壁；
- 3 钻孔至设计深度，钻杆不拔出，利用钻杆浇注套壳料，边注套壳料，边上提钻杆，直至孔口；
- 4 在注满套壳料的钻孔中插入塑料单向阀管，袖阀管插入至孔底设计深度，并确保袖阀管位于钻孔的中心，注浆孔较深时，阀管中应加入水，以减小阀管插入土层时的弯曲；
- 5 待套壳料具有一定强度后，在袖阀管内将双层双栓塞注浆芯管插入设计位置进行注浆，注浆时，应在设计注浆深度范围内自下而上（或自上而下）移动注浆芯管，每次上拔高度应与阀管开孔间距一致；
- 6 当使用同一塑料阀管进行反复注浆时，每次注浆完毕后，应用清水冲洗塑料阀管中的残留浆液，不宜采用清水冲洗的场地，宜用陶土浆灌满阀管。

10.3.6 压密注浆施工可按下列步骤执行：

- 1 钻机与注浆设备就位；
- 2 钻孔或采用振动法将金属注浆管压入土层；
- 3 当采用钻孔法时，应从钻孔内灌入封闭泥浆，然后插入注浆管；
- 4 待封闭泥浆凝固后，自下而上移动注浆管进行注浆。

10.3.7 注浆孔可采用冲击钻、回转钻及冲击回转钻等，孔位偏差不应大于 50 mm，钻孔垂直偏差应控制在 1%以内，注浆孔设计有角度要求时应预先调节钻杆角度，倾角偏差不大于 2°。

10.3.8 注浆用水泥宜采用普通硅酸盐水泥，且强度等级不宜小于 42.5 级，注浆时可部分掺用粉煤灰，掺入量可为水泥重量的 20%~50%，根据工程需要，拌制浆液时可加入外加剂：

1 速凝剂：加速浆体凝固的水玻璃，其模数应为 3.0~3.3，水玻璃掺量应通过试验确定，宜为水泥用量的 0.5%~3%；

2 减水剂：提高浆液扩散能力和可泵性，可掺加表面活性剂，其掺加量应通过试验确定；

3 防析水剂：为提高浆液均匀性和稳定性，防止固体颗粒离析和沉淀，可掺加膨润土，膨润土掺加量不宜大于水泥用量的 5%。

10.3.9 水泥浆的水灰比可取 0.6~2.0，常用水灰比为 1.0。

10.3.10 注浆用水不应采用 PH 值小于 4 的酸性水或工业废水。

10.3.11 劈裂注浆的流量宜为 7 L/min~15 L/min，充填灌浆的流量不宜大于 20 L/min，压密注浆的流量宜为 10 L/min~40 L/min。

10.3.12 封闭泥浆的 7 d 后边长为 70.7 mm 立方体试块的抗压强度应

为 0.3 MPa~0.5 MPa，浆液黏度应为 80 s~90 s。

10.3.13 浆体应经过搅拌机充分搅拌均匀后，方可开始压注，注浆过程中，应不停缓慢搅拌，搅拌时间不应大于浆液初凝时间，浆液在泵送前，应经过筛网过滤。

10.3.14 季节施工应符合下列规定：

1 夏季施工，水温不应超过 35℃，且不应将盛浆桶和注浆管路在注浆体静止状态暴露于阳光下，防止浆液凝固；

2 冬期施工，在日平均温度低于 5℃或最低温度低于-3℃的条件下注浆时，应在施工现场采取保温措施，确保浆液不冻结。

10.3.15 硅化浆液注浆加固和碱液注浆加固施工应符合 JGJ 79 有关规定。

10.4 质量检验

10.4.1 加固注浆应检验加固地基均匀性、加固体强度及范围，注浆检测时间应在注浆结束 28 d 后进行，检测方法可用钻芯取样法、标准贯入试验、静力触探试验、轻型动力触探试验或物探等方法。

10.4.2 注浆检验孔布置应符合下列规定：

- 1 检验部位应选择有代表性的地段；
- 2 设在钻孔偏斜大、注浆异常部位或对注浆质量有影响的部位；
- 3 检验孔间距应根据地基基础受力情况布置；
- 4 检验孔数量不应少于注浆孔总数的 2%~5%。

10.4.3 检验孔取样位置宜选在浆液有效扩散半径中点或沿扩散半径

均匀布置,同一地层取样数量不应少于 3 组,每组试件不应少于 6 个。

10.4.4 水泥为主剂的注浆加固,注浆检验点应设在注浆孔之间,检测数量应为注浆孔数的 2%~5%,当检验点合格率小于或等于 80%,或虽大于 80%但检验点的平均值达不到强度或防渗的设计要求时,应对不合格的注浆区实施重复注浆。

10.4.5 注浆加固处理后地基的承载力应进行静载荷试验检验,每个单体建筑的检验数量不应少于 3 点。

10.4.6 注浆加固效果应结合变形监测结果进行评价,变形监测时间不少于 12 个月。

10.4.7 硅化浆液注浆加固和碱液注浆加固质量检验应符合 JGJ 79 有关规定。

11 水泥土搅拌桩法

11.1 一般规定

11.1.1 水泥土搅拌桩适用于处理正常固结的淤泥与淤泥质土、素填土、软塑或可塑黏性土、稍密或中密粉土、松散~中密粉细砂、松散或稍密中粗砂和饱和黄土等地基，冬期施工时，应考虑低温对处理效果的影响。

11.1.2 水泥土搅拌桩不宜处理欠固结的淤泥和淤泥质土、硬塑或坚硬的黏性土、密实的砂类土、泥炭土、有机质土、pH 值小于 4 的酸性土、塑性指数大于 25 的黏土，在腐蚀环境中以及无工程经验的地区使用时，应通过现场和室内试验确定其适用性，有大量涌水的工程，不宜采用。

11.1.3 水泥土搅拌桩形成水泥土加固体，可用于复合地基、围护挡墙、基坑底地基加固、洞口加固、止水帷幕等，水泥土搅拌桩法可与堆载预压法、真空预压法及刚性桩联合应用。

11.2 设 计

11.2.1 设计前应搜集详尽的岩土工程地质资料，宜对处理地基土进行室内试配试验。

11.2.2 水泥土搅拌桩固化剂宜选用强度等级为 32.5 级及以上的水泥，水泥掺量和水灰比应按设计要求由室内配比试验确定，可根据工程需求和土质条件选用早强、速凝、减水等外加剂材料，应避免污染环境。

11.2.3 竖向承载时，水泥搅拌桩桩长应根据上部结构对承载力和变形要求确定，并应穿透软弱土层达到承载力相对较高的土层，当用于提高地基整体滑动稳定性时，桩长应超过危险滑动面以下 2 m，设计桩长应根据施工机械能力确定，水泥土搅拌桩的桩径不宜小于 500 mm。

11.2.4 竖向承载的水泥土搅拌桩复合地基应在桩顶设置褥垫层，褥垫层厚度可取 150 mm~300 mm，其材料可选用中砂、粗砂、级配砂石等，最大粒径不宜大于 20 mm，褥垫层的夯填度不应大于 0.9。

11.2.5 竖向承载水泥土搅拌桩复合地基中，当桩长超过 10 m 时，可采用变掺量设计，在全长桩身水泥总掺量不变的前提下，桩身上部 1/3 桩长范围内可适当增加水泥掺量及搅拌次数，桩身下部 1/3 桩长范围内可适当减少水泥掺量。

11.2.6 水泥土搅拌桩单桩竖向承载力特征值应通过现场单桩静载荷试验确定，当无试验资料时可按下列公式估算，并应取其中较小值：

$$R_a = u_p \sum_{i=1}^n q_{si} l_i + \alpha q_p A_p \quad (11.2.6-1)$$

$$R_a = \eta f_{cu} A_p \quad (11.2.6-2)$$

式中： R_a —单桩竖向承载力特征值(kPa)；

u_p —桩的周长(m)；

q_{si} —第 i 层土的桩周侧阻力特征值(kPa)；

α —桩端天然地基土的承载力折减系数，可取 0.4~0.6，承载力高时取低值；

q_p —桩端阻力特征值，取地基土未经修正的承载力特征值

(kPa);

A_p —桩的截面积(m²);

η —桩身水泥土强度折减系数, 可取 0.25;

f_{cu} —与搅拌桩桩身水泥土配比相同的室内加固土试块, 边长为 70.7 mm 的立方体在标准养护条件下 90 d 龄期的立方体抗压强度平均值 (kPa)。

11.2.7 水泥土搅拌桩复合地基承载力特征值应通过现场复合地基静载荷试验确定, 并应考虑压板尺寸和龄期等因素影响, 或采用单桩静载荷试验和天然地基的承载力特征值确定。当无试验资料时可按下式估算:

$$f_{spk} = m \frac{R_a}{A_p} + \beta(1-m)f_{sk} \quad (11.2.7)$$

式中: f_{spk} —复合地基承载力特征值(kPa);

m —面积置换率, 桩的截面积除以设计要求每一根桩所承担的处理面积;

β —桩间土承载力发挥系数, 淤泥、淤泥质土和流塑状软土等处理土层可取 0.1~0.4, 其它土层可取 0.5~0.8;

f_{sk} —处理后桩间土的地基承载力特征值, 可取天然地基承载力特征值 (kPa)。

11.2.8 当水泥土搅拌桩复合地基处理范围以下存在软弱下卧层时, 应进行软弱下卧层承载力验算, 可按 DB21/T 907 第 5 章的有关规定进行验算。

11.2.9 水泥土搅拌桩复合地基的变形计算可按 DB21/T 907 第 5 章的

有关规定进行。

11.3 施 工

11.3.1 水泥土搅拌桩施工应事先平整场地、并清除地上和地下的障碍物，遇有明沟、池塘及洼地时应抽水和清淤，并分层压实回填黏性土料，不应回填杂填土和生活垃圾。

11.3.2 水泥土搅拌桩施工前应根据设计要求进行工艺试桩，数量不应少于 2 根，多轴搅拌桩不应少于 3 组，确定施工参数应对工艺试桩的质量进行检验，软弱土层宜增加搅拌次数或增加水泥掺量。

11.3.3 搅拌头翼片的枚数、宽度、与搅拌轴的垂直夹角、搅拌头的回转数、提升速度应相互匹配。

11.3.4 搅拌桩施工时，停浆面应高于桩顶设计标高 300 mm～500 mm，在开挖基坑时，应将桩顶以上土层及桩顶施工质量较差的桩段，采用人工挖除，严禁采用机械直接开挖至桩顶标高。

11.3.5 施工中，应保持搅拌桩机底盘的水平和导向架的竖直，搅拌桩的垂直度允许偏差不应超过 1%，桩位偏差不应大于 50 mm，成桩直径和桩长不应小于设计值。

11.3.6 水泥土搅拌桩施工应按下列步骤执行：

- 1 搅拌机械就位、调平；
- 2 预搅下沉至设计加固深度；
- 3 边喷浆，边搅拌提升直至预定的停浆面；
- 4 根据设计要求，重复搅拌下沉至设计加固深度，喷浆搅拌或仅

搅拌提升直至预定的停浆面。

11.3.7 水泥土搅拌桩施工应符合下列规定：

1 施工前，应确定灰浆泵输浆量、灰浆经输浆管到达搅拌机喷浆口的时间和起吊设备提升速度等施工参数，同时根据设计要求，通过工艺性成桩试验确定施工工艺；

2 施工中所使用的水泥应过筛，制备好的浆液不应离析，泵送浆应连续，拌制水泥浆液的罐数、水泥和外掺剂用量以及泵送浆液的时间应进行记录；

3 搅拌机喷浆提升的速度和次数应符合施工工艺要求，并设专人进行记录；

4 当水泥浆液到达出浆口后，应喷浆搅拌 30 s，在水泥浆与桩端土充分搅拌后，再开始提升搅拌头；

5 搅拌机预搅下沉时不宜冲水，当遇到硬土层下沉太慢时方可适量冲水，但应考虑冲水对桩身强度的影响；

6 施工时因故停浆，应将搅拌头下沉至停浆点以下 0.5 m 处，待恢复供浆时，再喷浆搅拌提升，停机超过 3 h，宜先拆卸输浆管路，并妥善清洗。

11.4 质量检验

11.4.1 水泥土搅拌桩施工质量控制应贯穿施工全过程，施工过程中应随时检查施工记录和计量记录。

11.4.2 水泥土搅拌桩的施工质量检验方法符合下列规定：

1 成桩后 3 d 内, 可采用轻型动力触探 (N_{10}) 检查桩身均匀性, 检测数量宜为施工总桩数的 1%, 且不小于 3 根;

2 成桩 7 d 后, 采用浅部开挖桩头至设计桩顶标高处, 目测检查搅拌的均匀性, 量测成桩直径, 检查数量为施工总桩数的 5%;

3 对相邻桩搭接要求严格的工程, 应在成桩 15 d 后, 开挖检查搭接质量情况, 检查数量宜为施工总桩数的 2%, 开挖深度不宜小于 2 m。

11.4.3 桩间土检验可采用轻型动力触探 (N_{10}) 或平板载荷试验或室内土工试验。

11.4.4 水泥土搅拌桩复合地基竣工验收时应采用复合地基静载荷试验和单桩竖向抗压静载荷试验进行承载力检测, 静载荷试验宜在成桩 28 d 后进行, 单桩竖向抗压静载荷试验和复合地基静载荷试验检测数量各不少于施工总桩数的 0.5%, 且每单体工程试验数量分别不少于 3 根和 3 点。

11.4.5 对桩身质量有怀疑的工程或对变形有严格要求的工程, 应在成桩 28 d 后, 可采用双管单动取样器钻取芯样做水泥土强度抗压试验, 检测数量为施工总桩数的 0.5%, 且不少于 6 根。

11.4.6 基槽开挖后应检验桩位、桩数与桩顶质量, 不符合要求时, 应采取补桩或有效的补强措施。

12 高压旋喷桩法

12.1 一般规定

12.1.1 高压旋喷桩法适用于淤泥、淤泥质土、软塑～可塑的黏性土、粉土、砂土、碎石土、黄土、素填土等地层，对粒径大于 50 mm 的颗粒含量大于 30%的卵（碎）石地层、腐殖土地层及地下水流速较大的地层，应通过现场试验结果确定其适应性，有大量涌水的工程，不宜采用。

12.1.2 高压旋喷桩法可应用于地基处理、土体加固及防渗隔水处理工程。

12.1.3 根据工程需要和场地地质条件，高压旋喷桩施工可采用单管法、双管法和三管法。

12.2 设 计

12.2.1 对地基处理设计，高压旋喷桩桩体强度及平均直径，应通过现场试验或试验性施工确定，对地基加固或防渗处理设计，当无现场高压旋喷注浆试验资料时，可参考相似土质条件的工程经验进行初步设计。

12.2.2 高压旋喷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，初步设计时可按式（12.2.2）估算：

$$f_{spk} = \lambda m \frac{R_a}{A_p} + \beta(1-m)f_{sk} \quad (12.2.2)$$

式中 f_{spk} ——复合地基承载力特征值 (kPa);

λ ——旋喷桩单桩承载力发挥系数, 可根据试验或类似土质条件工程经验确定, 当无试验资料或经验时, 桩顶上为刚性基础时可取 0.70~0.95, 为土层时可取 0.20~0.70, 置换率高时取高值;

m ——面积置换率;

R_a ——单桩竖向承载力特征值 (kPa);

A_p ——桩截面积 (m^2);

β ——桩间土承载力折减系数 根据试验或类似土质条件工程经验确定, 无试验资料或经验时可取 0.20~0.80, 置换率高时取低值, 天然地基承载力低时取低值;

f_{sk} ——处理后桩间土承载力特征值 (kPa) 根据试验或类似土质条件工程经验确定。

12.2.3 旋喷桩体承载力特征值应通过现场载荷试验确定。初步设计时也可按式 (12.2.3-1) 及 (12.2.3-2) 估算, 并取两者小值:

$$R_a = u_p \sum_{i=1}^n q_{si} l_i + q_p A_p \quad (12.2.3-1)$$

$$R_a = \eta f_{cu} A_p \quad (12.2.3-2)$$

其中 u_p ——桩平均周长 (m);

n ——桩长范围内所划分的土层数;

q_{si} ——桩周第 i 层土的侧阻力特征值(kPa);

A_p ——桩的平均截面积 (m^2);

l_i ——桩长范围内第*i*层土的厚度 (m);

q_p ——桩端土端阻力特征值 (kPa), 取未经修正的桩端地基土承载力特征值;

η ——桩身水泥土强度折减系数, 桩长范围内主要为淤泥质土、黏土、粉质黏土的取 0.20~0.30, 主要为粉土、砂土、碎石土的取 0.30~0.40;

f_{cu} ——与旋喷桩桩身水泥土配比相同的室内加固土试块 (边长为 150 mm 的立方体) 在标准养护条件下 28 d 龄期的立方体抗压强度平均值(kPa)。

12.2.4 旋喷桩桩身强度应满足式 (12.2.4-1) 的要求, 当复合地基承载力进行基础埋深的深度修正时, 桩身强度应满足式 (12.2.4-2) 的要求:

$$f_{cu} \geq 4 \frac{\lambda R_a}{A_p} \quad (12.2.4-1)$$

$$f_{cu} \geq 4 \frac{\lambda R_a}{A_p} \left[1 + \frac{\gamma_m (d - 0.5)}{f_{spa}} \right] \quad (12.2.4-2)$$

式中 f_{cu} ——与旋喷桩桩身水泥土配比相同的室内加固土试块 (边长为 150 mm 的立方体) 在标准养护条件下 28 d 龄期的立方体抗压强度平均值(kPa);

γ_m ——基础底面以上土的加权平均重度 (kN/m³), 地下水位以下取有效重度;

d ——基础埋置深度 (m);

f_{spa} ——深度修正后的复合地基承载力特征值 (kPa)

12.2.5 旋喷桩复合地基的地基变形计算应符合 DB21/T907 有关规定，复合地基压缩模量可按下式计算：

$$E_{sp} = \zeta E_s \tag{12.2.5-1}$$

$$\zeta = \frac{f_{spk}}{f_{ak}} \tag{12.2.5-2}$$

其中 f_{spk} ——复合地基承载力特征值 (kPa)；
 f_{ak} ——基础底面下或加固体上部天然地基承载力特征值 (kPa)。

12.2.6 旋喷处理地基范围以下存在软弱下卧层时，应按 DB21/T907 的有关规定进行软弱下卧层地基承载力验算。

12.2.7 旋喷桩的注浆压力、流（风）量、提升速度、旋转速度等施工参数应根据土质条件、加固要求，通过试验或类似场地工程经验确定，编制现场试验方案时，可按表 12.2.7 中参数选用。

表 12.2.7 高压旋喷桩施工参数

介质	施工参数	单管	双管	三管
浆液	压力 (MPa)	25~35	25~35	1~5 (30~40)
	流量 (L/min)	60~120	80~140	100~160
水	压力 (MPa)	/	/	25~40
	流量 (L/min)	/	/	80~120
空气	压力 (MPa)	/	0.5~0.8	0.5~1.0
	流量 (L/min)	/	1.0~2.0	0.9~3.0
喷浆管	提升速度 (cm/min)	15~20	10~20	5~20
	旋转速度 (r/min)	15~20	10~20	10~20

注：表中括号内数据为水及浆液双高压喷射工艺。

12.2.8 旋喷桩复合地基宜在基础和桩顶之间设置褥垫层，褥垫层厚度宜为 150 mm~300 mm，褥垫层材料可选中砂、粗砂和级配砂石，褥

垫层最大粒径不宜大于 20 mm，褥垫层夯填度不应大于 0.9。

12.2.9 旋喷桩地基处理的平面布置应根据上部结构和基础特点确定，独立基础下的桩数不应少于 4 根，旋喷桩用于防渗隔水处理时相邻桩搭接不宜小于 200 mm，并应符合国家现行的有关标准的规定。

12.3 施 工

12.3.1 高压旋喷桩法施工应配备主要设备及机具为：钻机、高压喷射平台或钻喷一体平台、高压注浆泵、注浆泵、空压机、浆液搅拌机、排污泵及高压胶管等，施工过程中还应配备监测施工技术的流量计、压力表、比重计及秒表等测试仪器、仪表。

12.3.2 高压旋喷桩主要材料为水泥，宜用 42.5 级普通硅酸盐水泥，根据设计需要可适当添加粉煤灰、膨润土等掺合料及三乙醇胺、氯化钙等外加剂，外加剂和掺合料的用量应通过试验确定。

12.3.3 水泥浆液的水灰比应结合工程要求确定，宜取 0.8~1.5，常用为 1.0，水泥在使用前应作质量检验，搅拌水泥浆用水应符合混凝土拌合用水的要求。

12.3.4 旋喷桩的施工工序为：机具就位、成孔、插入喷射管、喷射注浆、拔管和冲洗等，或直接用喷射管成孔和喷射注浆。

12.3.5 钻孔位置的允许偏差应为 ± 50 mm，垂直度允许偏差应小于 1%，钻孔直径不应小于 75 mm。

12.3.6 当成孔出现掉块时，应采取下管护壁措施，当采用喷射管成孔时，应保证喷嘴不被堵塞，冲洗液流量不应小于 60 L/min。

12.3.7 高压注浆前应检查注浆设备和管路系统，注浆管应在地面试水试压，设备压力和排量符合设计要求，管道系统密封应良好，高压管道和喷嘴内不应有杂物，高压管路长度不宜大于 60 m。

12.3.8 当喷射注浆管插管时，应带压下沉，压力宜 0.3 MPa ~0.6 MPa。喷嘴下沉至设计标高时，即可喷射注浆，在喷射参数达到规定值后，随即按旋喷的工艺要求，提升喷射管，由下而上旋转喷射注浆，喷射管分段提升的搭接长度不应小于 300 mm。

12.3.9 需要局部扩大加固范围、提高强度的部位、出现质量问题需要进行修补加固的部位，可采用复喷措施。

12.3.10 在旋喷注浆过程中出现完全不返浆或返浆超过 20%注浆量时，应查明原因并及时采取措施。

12.3.11 旋喷注浆完毕，应迅速拔出喷射管并及时冲洗管路，为防止浆液凝固收缩影响桩顶高程，可在原孔位采用提高喷射高度至设计桩顶高度以上 0.5 m~1.0 m 或返浆回灌等措施。

12.3.12 旋喷作业过程中意外中断，恢复施工后，注浆管应下沉至停喷位置以下 0.5 m 处，继续喷射注浆，当停喷超过 1.5 h 后，应及时清洗设备及管路。

12.3.13 拌制浆液时，应采取降尘措施，夜间施工时，应采取降低噪声措施。

12.3.15 当采用高压旋喷施工隔水帷幕时，不应在旋喷施工结束 2 周内抽水作业。

12.3.16 当处理既有建筑地基时，应采取措施防止高压注浆过程中对

既有建筑地基基础产生附加变形的影响。

12.4 质量检验

12.4.1 旋喷桩可根据工程要求和当地经验采用开挖检查、钻孔取芯、标准贯入试验、动力触探、静载荷试验、注水试验、压水试验和围井试验等方法进行检验。

12.4.2 检验点布置应符合下列规定：

- 1 有代表性的桩位；
- 2 施工过程中出现异常情况的部位；
- 3 地基情况复杂，可能对旋喷桩质量产生影响的部位。

12.4.3 成桩质量检验点的数量不少于施工孔数的 2%，并不应少于 6 点。

12.4.4 承载力检验宜在成桩 28 d 后进行。

12.4.5 竣工验收时，旋喷桩复合地基承载力检验应采用复合地基静载荷试验和单桩静载荷试验，检验数量各不应少于总桩数的 0.5%，且每个单体工程单桩和复合地基静载荷试验的数量各不应少于 3 点。

13 刚性桩法

13.1 一般规定

13.1.1 刚性桩法适用于处理黏性土、粉土、砂土和经过处理的素填土等土层，对淤泥、淤泥质土、未完成固结的填土、膨胀土地基应按现场试验确定其适用性。

13.1.2 刚性桩复合地基中的桩体可采用素混凝土桩、钢筋混凝土桩、预制桩、水泥粉煤灰碎石桩（CFG 桩）和钢桩等刚性桩。

13.1.3 刚性桩复合地基中的刚性桩宜采用摩擦型桩。

13.2 设 计

13.2.1 刚性桩可只在基础范围内布置，桩的中心与基础边缘的距离不宜小于桩径的 1 倍，桩的边缘与基础边缘的距离，条形基础不宜小于 75 mm，其它基础形式不宜小于 150 mm，用于填土路堤和柔性面层堆场中时，布桩范围尚应考虑稳定性要求。

13.2.2 选择桩长时宜使桩端穿过压缩性较高的土层，进入压缩性相对较低的土层。

13.2.3 桩间距应根据基础形式、复合地基承载力、土性、施工工艺、周边环境条件等确定。

13.2.4 刚性桩复合地基与基础之间应设置褥垫层，厚度宜取 100 mm~300 mm，桩竖向抗压承载力高、桩径或桩距大时应取高值，褥垫层材料宜用中砂、粗砂、级配良好的砂石或碎石、灰土等，最大砂

石粒径不宜大于 30 mm。

13.2.5 复合地基承载力特征值应通过复合地基竖向抗压载荷试验或综合单桩竖向抗压载荷试验和桩间土地基竖向抗压载荷试验确定。初步设计时可按本规范式（12.2.2）进行估算，其中单桩承载力发挥系数 λ 和桩间土承载力发挥系数 β 应按地区经验取值，无经验时 λ 可取 0.8~0.9， β 可取 0.9~1.0，处理后的桩间土承载力特征值 f_{sk} ，非挤土成桩工艺和挤土成桩工艺一般黏性土可取天然地基承载力特征值，挤土成桩工艺松散砂土、粉土可取天然地基承载力特征值的（1.2~1.5）倍，原土强度低的取大值。

13.2.6 单桩竖向抗压承载力特征值(R_a)应通过现场载荷试验确定。对于钢筋混凝土桩、预应力桩和钢管桩等，初步设计时，可按 JGJ 94 的相关规定计算。对于素混凝土桩和水泥粉煤灰碎石桩（CFG 桩），初步设计时，可按本规程式（12.2.3-1）进行估算，同时桩身强度应符合本规程式（12.2.4-1）要求，复合地基承载力进行基础埋深的深度修正时，桩身强度应符合本规程式（12.2.4-2）的要求。

13.2.7 刚性桩法处理后的地基变形计算应符合本规程第 12.2.5 条的规定。

13.2.8 刚性桩法处理后的地基范围以下存在软弱下卧层应符合本规范第 12.2.6 条的规定。

13.2.9 对于刚性桩施工作业面附近有堆土、深坑或在基坑内施工时，应验算堆土、深坑或基坑边坡的滑动稳定性，避免对造成刚性桩断桩、上浮或者偏位等不利影响。

13.3 施 工

13.3.1 刚性桩复合地基中刚性桩的施工,可根据现场条件及工程特点选用长螺旋钻孔压灌桩工艺成桩、振动沉管灌注混凝土工艺成桩、泥浆护壁钻孔水下灌注混凝土工艺成桩、锤击或静压预制桩,当软土较厚且布桩较密,或周边环境有严格要求时,不宜选用振动沉管灌注成桩法,对同一单体建筑范围内不宜使用不同工艺施工刚性桩。

13.3.2 各种成桩工艺除应符合 JGJ94 的有关规定外,尚应符合下列规定:

1 施工前应按设计要求在室内进行配合比试验,施工时应按配合比配置混合料;

2 在基坑内施工刚性桩时如遇地下水,应先采取降排水措施,避免刚性桩施工、桩间土开挖、褥垫层铺设时带水作业;

3 施工时应注意承压水对成桩质量的影响,必要时应采取减压措施;

4 沉管灌注成桩施工拔管速度应匀速,宜控制在 $1.5\text{ m/min}\sim 2\text{ m/min}$,遇淤泥或淤泥质土时,拔管速度应取低值;

5 灌注桩顶超灌高度不应小于 0.5 m ;

6 对于刚性桩顶存在标高不同时,应采取必要保证措施,保证桩顶标高和有效桩长。

7 当刚性桩采用钢管桩时,应对钢管桩内外壁采取必要防腐措施,且应符合 JGJ/T 251 中规定要求,钢管桩应填充微膨胀水泥砂浆。

13.3.3 当采用长螺旋钻孔压灌桩工艺施工刚性桩时应符合下列规定：

1 长螺旋钻孔至设计深度后，应控制提拔钻杆时间，混凝土或者混合料泵送量应与拔管速度相配合，不应在饱和砂土或饱和粉土层内停泵待料；

2 当遇有松散饱和粉土、粉细砂或淤泥质土时，桩间距较小应采取隔桩跳打；

3 长螺旋提拔钻杆时应及时清理螺旋钻杆上的土块；

4 在地基较软的作业面施工时，长螺旋钻机液压支腿或履带不应挤压已完成的桩头。

13.3.4 挖土和截桩时应注意对桩体及桩间土的保护，不应造成桩体开裂、桩间土扰动等，刚性桩施工残土、桩间土开挖应与清槽工作同步进行，施工机械不应在已完成刚性桩顶部反复开挖、行走。

13.3.5 褥垫层铺设宜采用静力压实法，当基础底面下桩间土的含水量较小时，也可采用动力夯实法，夯填度不应大于 0.9，铺设褥垫层时不应扰动桩间土。

13.3.6 施工桩体垂直度允许偏差为 1%，满堂布桩基础桩位允许偏差为桩径的 0.4 倍，条形基础桩位允许偏差为桩径的 0.25 倍，单排布桩桩位允许偏差应符合 GB 50202 的有关规定。

13.3.7 周边环境对变形有严格要求时，成桩过程应采取减少对周边环境的影响的措施。

13.3.8 刚性桩复合地基在冬期施工和检测时，应对混凝土泵车、泵管、已完成的桩头和桩间土等采取的保温防冻措施，并符合 JGJ/T 104 的

有关规定。

13.4 质量检验

13.4.1 刚性桩施工过程中应随时检查施工记录，并应对照规定的施工工艺对每根桩进行质量评定。检查内容应为混合料坍落度、桩数、桩位偏差、褥垫层厚度、夯填度和桩体试块抗压强度。

13.4.2 桩体完整性应采用低应变动力测试检测，检验数量应由设计单位根据工程情况提出具体要求，同时不宜小于总桩数的 20%。

13.4.3 刚性桩复合地基工程验收时，灌注桩承载力检验宜在施工结束 28 d 后进行，其他桩型满足其休止期要求后进行，检验数量应符合设计要求，同时复合地基静载荷试验和单桩静载荷试验的数量不应小于总桩数的 1%，且每个单体工程的复合地基静载荷试验的数量不应小于 3 点。

14 组合桩法

14.1 一般规定

14.1.1 组合桩法适用于处理存在浅层欠固结土、湿陷性土、液化土等特殊土，或场地土层具有不同深度持力层以及存在软弱下卧层，地基承载力和变形要求较高时的地基处理。

14.1.2 长短桩复合地基的长桩宜采用刚性桩，短桩宜采用柔性桩或散体材料桩。

14.1.3 长短桩复合地基中长桩宜支承在较好的土层上，短桩宜穿过浅层软弱土层。

14.2 设计

14.2.1 桩型及施工工艺的确定，应考虑土层情况、承载力与变形控制要求、经济性和环境要求等综合因素。

14.2.2 组合桩复合地基的设计应符合下列规定：

1 长桩刚性桩的桩距应根据土质条件、设计要求的复合地基承载力、沉降以及施工工艺确定，宜取（4~6）倍桩径，短桩的平面布置根据上部结构特点、地基承载力和沉降的要求确定；

2 浅部存在软土或欠固结土宜先采用预压、压实、夯实、挤密方法或低强度桩复合地基等处理浅层地基，再采用桩身强度相对较高的长桩进行地基处理；

3 膨胀土地基采用组合桩复合地基方案时，应采用灰土桩等处理

膨胀性，长桩宜穿越膨胀土层及大气影响层以下进入稳定土层，且不应采用桩身透水性较强的桩；

4 可液化地基，可采用碎石桩等方法处理液化土层，再采用桩身强度相对较高的长桩进行地基处理；

5 对湿陷性黄土应按 GB50025 的规定，采用压实、夯实或土桩、灰土桩等处理湿陷性，再采用桩身强度相对较高的长桩进行地基处理。

14.2.3 组合桩复合地基的布桩符合下列规定：

1 组合桩复合地基的布桩宜采用正方形或三角形间隔布置；

2 刚性桩可仅在基础范围内布置，柔性桩布置要求应符合 GB50011、GB50025、GB50112 对不同性质土处理的规定。

14.2.4 组合桩复合地基承载力特征值应采用多桩复合地基承载力载荷试验确定，初步设计时可下列规定估算：

1 对具有粘结强度的两种桩组合形成的组合桩复合地基承载力特征值：

$$f_{spk} = m_1 \frac{\lambda_1 R_{a1}}{A_{p1}} + m_2 \frac{\lambda_2 R_{a2}}{A_{p2}} + \beta(1 - m_1 - m_2)f_{sk} \quad (14.2.4-1)$$

式中： m_1 、 m_2 ——分别为桩 1、桩 2 的面积置换率；

λ_1 、 λ_2 ——分别为桩 1（长桩）、桩 2（短桩）的单桩承载力发挥系数；应由单桩复合地基试验按等变形准则或多桩复合地基静载荷试验确定，有地区经验时也可按地区经验确定，无经验时 λ_1 可取 0.8~1.0，褥垫层

较厚时取小值， λ_2 可取 0.7~0.9，褥垫层较厚时取大值；

R_{a1} 、 R_{a2} ——分别为桩 1（长桩）、桩 2（短桩）的单桩承载力特征值（kN）；

A_{p1} 、 A_{p2} ——分别为桩 1（长桩）、桩 2（短桩）的截面面积（m²）；

β ——桩间土承载力发挥系数，无经验时可取 0.8~1.0，褥垫层较厚时取大值；

f_{sk} ——处理后桩间土的承载力特征值（kPa）；

2 对具有粘结强度的桩与散体材料桩组合而成的组合桩复合地基承载力特征值：

$$f_{spk} = m_1 \frac{\lambda_1 R_{a1}}{A_{p1}} + \beta[1 - m_1 + m_2(n-1)]f_{sk} \quad (14.2.4-2)$$

式中： β ——仅由散体材料桩加固处理形成的复合地基承载力发挥系数；

n ——仅由散体材料桩加固处理形成复合地基的桩土应力比；

f_{sk} ——仅由散体材料桩加固处理后桩间土承载力特征值（kPa）。

14.2.5 组合桩复合地基与基础间应设置褥垫层，并符合下列规定：

1 褥垫层厚度可根据桩底持力层、桩间土性质、场地荷载情况综合确定，垫层厚度宜取长桩直径的 1/2，宜为 150 mm~300 mm，对未完全消除湿陷性的黄土及膨胀土，宜采用灰土垫层，其厚度宜为 300 mm，褥垫层设置范围宜大于基础范围，每边超出基础外边缘的

宽度宜为 200 mm~300 mm;

2 褥垫层材料宜采用中砂、粗砂、级配良好的砂石等, 最大粒径不宜大于 20 mm, 夯填度不应大于 0.9。

14.2.6 组合桩复合地基面积置换率, 应根据基础面积与该面积范围内实际的布桩数量计算, 当基础面积较大或条形基础较长时, 可用单元面积置换率替代。

当按图 14.2.6 (a) 矩形布桩时, $m_1 = \frac{A_{p1}}{2s_1s_2}$, $m_2 = \frac{A_{p2}}{2s_1s_2}$;

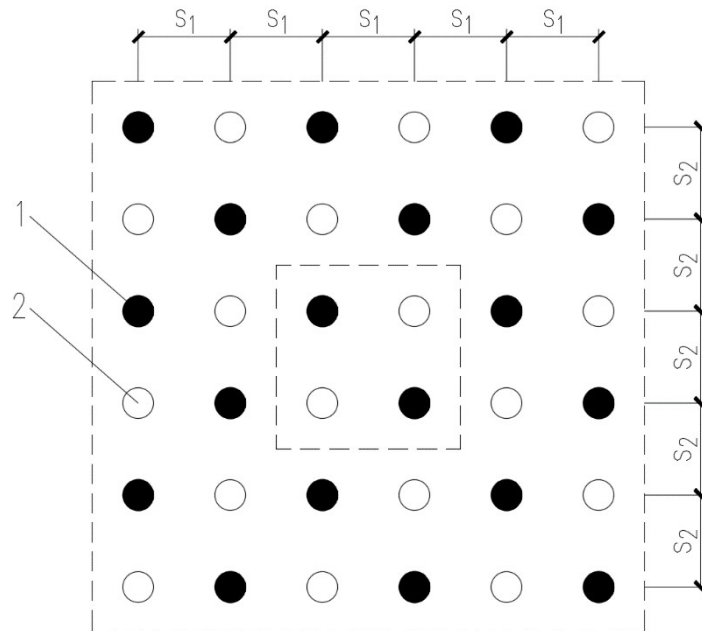


图 14.2.6 (a) 组合桩复合地基矩形布桩单元面积计算模型

1—桩 1; 2—桩 2

当按图 14.2.6 (b) 三角形布桩且 $s_1 = s_2$ 时, $m_1 = \frac{A_{p1}}{s_1^2}$, $m_2 = \frac{A_{p2}}{s_1^2}$;

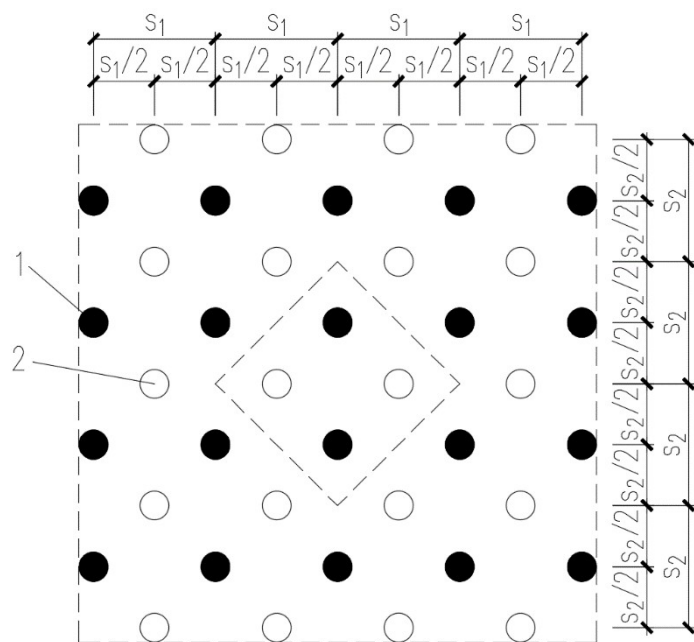


图 14.2.6 (b) 组合桩复合地基三角形布桩单元面积计算模型

1—桩 1；2—桩 2

14.2.7 组合桩复合地基的沉降由褥垫层压缩量、加固区压缩量和加固区下卧土层压缩量 s_3 组成，加固区压缩量分为短桩范围内复合土层压缩量 s_1 和短桩以下只有长桩部分复合土层压缩量 s_2 ，褥垫层压缩量小，且在施工期已基本完成，可不考虑，长短桩范围复合地基的沉降 $s = s_1 + s_2 + s_3$ ，各土层压缩量采用分层总和法计算，复合土层的压缩模量可按下列公式计算：

1 有粘结强度增强体的长短桩复合加固区、仅长桩加固区土层压缩模量提高系数分别按下列公式计算：

$$\zeta_1 = \frac{f_{spk}}{f_{ak}} \quad (14.2.7-1)$$

$$\zeta_2 = \frac{f_{spk1}}{f_{ak}} \quad (14.2.7-2)$$

式中： f_{spk1} 、 f_{spk} ——分别为仅由长桩处理形成复合地基承载力特征值

和长短桩复合地基承载力特征值 (kPa);

ζ_1 、 ζ_2 ——分别为组合桩复合地基加固土层压缩模量提高系数
和仅由长桩处理形成复合地基加固土层压缩模量
提高系数;

2 对由有粘结强度的桩与散体材料桩组合形成的复合地基加固
区土层压缩模量提高系数可式 14.2.7-3 或式 14.2.7-4 计算:

$$\zeta_1 = \frac{f_{spk}}{f_{spk2}} [1 + m(n-1)] \alpha \quad (14.2.7-3)$$

$$\zeta_1 = \frac{f_{spk}}{f_{ak}} \quad (14.2.7-4)$$

式中: f_{spk2} ——仅由散体材料桩加固处理后复合地基承载力特征值
(kPa);

α ——处理后桩间土地基承载力的调整系数, $\alpha = f_{sk} / f_{ak}$;

m ——散体材料桩的面积置换率。

14.2.8 组合桩复合地基的变形计算深度应大于复合地基土层的厚度,
且应符合 GB50007 的有关规定。

14.3 施 工

14.3.1 长、短桩的施工顺序应根据所采用桩型的施工工艺、加固机理、
挤土效应等确定, 组合桩复合地基的施工应符合下列规定:

- 1 后施工桩不应对先施工桩产生使其降低或丧失承载力的扰动;
- 2 处理液化土层的组合桩复合地基, 先施工处理液化的增强体;
- 3 消除或部分消除湿陷性黄土地基, 先施工处理湿陷性的增强

体；

14.3.2 桩施工垂直度允许偏差为 1%。桩位允许偏差应符合 GB50202 有关规定。

14.3.3 褥垫层施工不应在浸水条件下进行，当地下水位较高影响施工时，应采取降低地下水位的措施，将水位降至桩顶标高以下至少 500 mm。

14.3.4 铺设垫层前应保证预留约 200 mm 的土层，并应待铺设垫层时再人工开挖到设计标高，垫层底面应在同一标高上，深度不同时，应挖成阶梯或斜坡搭接，并按先深后浅的顺序施工，搭接处应压实，垫层竣工验收合格后，应及时进行基础施工与回填。

14.4 质量检验

14.4.1 竣工验收时，组合桩复合地基承载力检测，应采用多桩复合地基静载荷试验和单桩静载荷试验，刚性桩检验数量不应少于总桩数的 1%，柔性桩或散体材料桩检验数量不应少于总桩数的 1%，分别不应小于 3 点。

14.4.2 组合桩复合地基载荷板静载荷试验，对每个单体工程检验数量不应少于 3 点。

14.4.4 增强体施工质量检验，对散体材料增强体的检验数量不应少于其总桩数的 2%，对具有粘结强度的增强体，完整性检验数量不应少于总桩数的 20%。

14.4.5 对单桩、桩间土分别进行载荷试验后，组合桩复合地基承载力

特征值可按本规程第 14.2.4 条设计公式进行验算。

15 树根桩法

15.1 一般规定

15.1.1 树根桩适用于淤泥、淤泥质土、黏性土、粉土、砂土、碎石土及人工填土等地基处理。

15.1.2 树根桩法可应用于地基处理、边坡加固、既有建筑改造加固等工程。

15.1.3 采用树根桩对既有建筑物地基基础加固补强，应符合 JGJ 123 的有关规定。

15.2 设 计

15.2.1 树根桩的直径宜为 150 mm~300 mm，桩长不宜超过 30 m。

15.2.2 桩身混凝土强度等级不应小于 C25，灌注材料可用水泥浆、水泥砂浆、细石混凝土或其它灌浆料，也可用碎石或细石充填再灌注水泥浆或水泥砂浆，混凝土细石骨料粒径宜为 10 mm~25 mm，直径小于 200 mm 树根桩，宜注水泥砂浆，砂砾粒径不宜大于 0.5 mm。

15.2.3 树根桩主筋不应少于 3 根，钢筋直径不应小于 12 mm，不宜大于 18 mm，且宜通长配筋，箍筋直径宜为 6 mm~8 mm，间距宜为 150 mm~250 mm，钢筋笼外径宜小于设计桩径的 40 mm~60 mm。

15.2.4 有经验地区，可用钢管桩代替树根桩中的钢筋笼，并采用压力注浆提高承载力。

15.2.5 树根桩的单桩竖向承载力应通过单桩静载荷试验确定，当无试

验资料时，可按 DB21/T907 的有关规定估算，当采用水泥浆二次注浆工艺时，桩侧阻力可乘 1.2~1.4 的系数。

15.2.6 采用树根桩加固地基，桩与地基土形成复合地基时，树根桩复合地基承载力通过现场试验确定。

15.3 施 工

15.3.1 桩位允许偏差 20 mm，桩身轴线允许偏差 1%。

15.3.2 树根桩钢筋笼宜整根吊放，施工时，应缩短吊放和焊接时间，钢筋笼应采用悬挂或支撑的方式，确保灌浆或浇注混凝土时的位置和高度，在斜桩中组装钢筋笼时，应采用可靠的支撑和定位方法，注浆管应直插到孔底，需二次注浆的树根桩应插两根注浆管。

15.3.3 灌注施工时，防止相邻桩孔位位移和窜孔，应采用间隔施工、间歇施工或添加速凝剂等措施。

15.3.4 当地下水流速较大可能导致水泥浆、砂浆或混凝土流失影响灌注质量时，应采用永久套管、护筒或其它保护措施。

15.3.5 在风化或有裂隙发育的岩层中灌注水泥浆时，应进行桩孔测试和预灌浆。

15.3.6 水下浇注混凝土或水泥砂浆时，水下浇注管或带孔钻杆的末端应埋入泥浆中，浇注过程应连续进行，直到顶端溢出浆体的黏稠度与注入浆体一致时为止。

15.3.7 通过临时套管灌注水泥浆时，钢筋的放置应在临时套管拔出之前完成，套管拔出过程中应每隔 2 m 施加灌浆压力，采用管材作为承

重构件时，可通过其底部进行灌浆。

15.3.8 采用碎石或细石填充再注浆工艺时，填料应经清洗，投入量不应小于计算桩孔体积的 0.9 倍，填灌时应同时用注浆管注水清孔。

15.3.9 采用一次注浆时，泵的最大工作压力不应低于 1.5 MPa，待浆液逐渐上升，直至浆液溢出孔口再停止注浆。

15.3.10 采用二次注浆时，第一次注浆浆液初凝时，方可进行二次及多次注浆，二次注浆水泥浆压力宜为 2 MPa~4 Mpa，灌浆过程结束后，灌浆管中应充满水泥浆并维持灌浆压力一定时间，拔出注浆管后应立即在桩顶填充碎石，并在 1 m~2 m 范围内补充注浆。

15.3.11 树根桩采用的灌注材料应符合下列规定：

1 水下浇注混凝土配合比，水泥含量不应小于 375 kg/m³，水灰比宜小于 0.6；

2 水泥浆的配制，宜采用 42.5 级普通硅酸盐水泥，水灰比不宜大于 0.55。

15.4 质量检验

15.4.1 每 3 根~6 根桩，应留一组试块，并测定试块抗压强度。

15.4.2 桩身完整性检验宜采用低应变动力试验进行检测，检测桩数不应少于总桩数的 20%，且不应少于 10 根，每个柱下承台的抽检桩数不应少于 1 根。

15.4.3 树根桩承载力检验应采用静载荷试验，可参照混凝土灌注桩试验方法进行，检验桩数不应少于总桩数的 1%，且不应少于 3 根。

16 锚杆静压桩法

16.1 一般规定

16.1.1 锚杆静压桩适用于处理淤泥质土、黏性土、人工填土、粉土黄土等地基。

16.1.2 下列工程宜采用锚杆静压桩：

1 在密集建筑群中或施工高度受限制的新建或改建的建（构）筑物的处理工程；

2 既有建（构）筑物基础的不均匀沉降引起上部结构开裂或基础倾斜的基础托换纠偏等工程；

3 建筑物加层、工业厂房扩大、建（构）筑物改造的基础补桩加固工程；

4 地下工程的抗浮加固工程；

5 桩基工程事故处理；

6 其它设计桩基逆作法的工程。

16.1.3 设计前应具备场地的岩土工程勘察资料，宜采用静力触探查明土层的厚度以及土的力学性能，选择压桩设备、预估桩的入土深度和单桩承载力。

16.1.4 用于加固因不均匀沉降引起上部结构开裂的建（构）筑物的基础托换工程时，除应有上部荷重资料和基础结构图外，还应具备建（构）筑物的沉降观测和裂缝开展、地下管网、地下障碍物和周围环

境等有关资料。

16.2 设 计

16.2.1 单桩竖向承载力特征值 R_a 应由静荷载试验确定，初步设计时，也可按下式估算：

$$R_a = u_p \sum q_{si} l_i + q_p A_p \quad (16.2.1)$$

式中 u_p —桩身周长 (m)；

q_{si} ， q_p —桩侧第 i 层土的桩侧阻力特征值 (kPa) 和桩端阻力特征值 (kPa)，可按 DB21/T 907 有关规定确定；

l_i —第 i 层土的厚度 (m)；

A_p —桩端横截面面积 (m²)。

16.2.2 压桩施工时最大压桩力可根据静力触探资料预估并合理选择压桩设备：

1 压桩力与比贯入阻力 P_s 的关系按下式计算：

$$P_{p(z)} = K_s \cdot p_{s(z)} \quad (16.2.2-1)$$

式中 $P_{p(z)}$ —桩入土深度为 z 时的压桩力 (kN)；

$p_{s(z)}$ —桩入土深度为 z 时的比贯入阻力 (kPa)；

K_s —换算系数，可根据经验确定，无经验时可取 $K_s = 0.06 \text{ m}^2 \sim 0.07 \text{ m}^2$ 。

2 最终压桩力由试验确定，设计时最终压桩力可按下式估算：

$$P_{p(l)} = K_p \cdot R_a \quad (16.2.2-2)$$

式中 $P_{p(l)}$ —设计最终压桩力 (kN)；

K_p —压桩力系数，对黏性土、粉土和黄土 $K_p=1.3\sim1.5$ ，对填土和砂土， $K_p=2.0$ ；

R_a —单桩竖向承载力特征值（kN）。

16.2.3 压桩孔应布置在墙体的内外两侧或柱子四周，桩位孔布置宜靠近墙体或柱子（图 16.2.3-1）：

1 用于新建工程时，应适当加强压桩边缘和转角压桩孔周围基础的配筋数量，防止基础混凝土拉裂，压桩孔的形状可做成上小下大的截头锥形，压桩孔洞口的底板、板面应设保护附加钢筋，压桩孔边缘离基础边缘的距离不应小于 300 mm（图 16.2.3-2）；

2 用于地下抗浮桩工程时，抗拔锚杆桩压桩孔构造见图 16.2.3-3；

3 用于既有建（构）筑物原有基础时，压桩孔可由人工或机械开凿，孔形要求略呈上小下大形状。

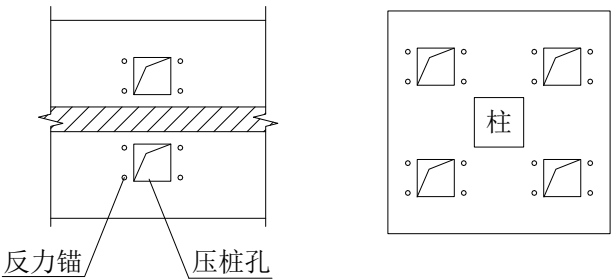


图 16.2.3-1 桩位孔布置图

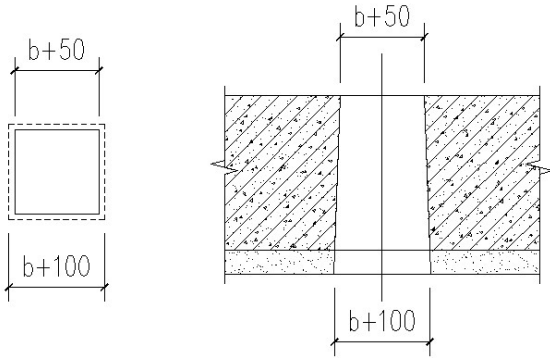


图 16.2.3-2 抗压锚杆桩预留压桩孔构造图

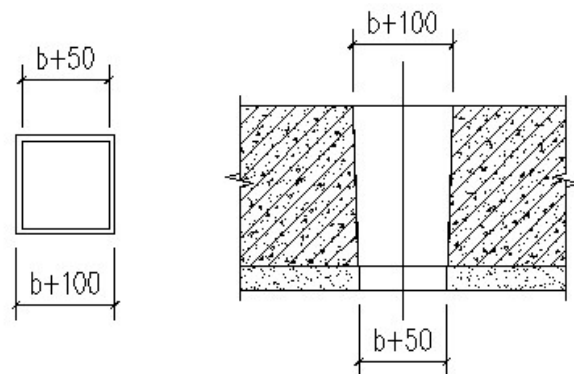


图 16.2.3-3 抗拔锚杆桩预留压桩孔构造图

16.2.4 桩段构造设计符合下列规定：

- 1 锚杆静压桩可采用钢筋混凝土桩和钢管桩；
- 2 钢筋混凝土桩的截面形状宜为方形和圆形二种，常用方形，其边长宜为 200 mm～350 mm，常用的边长为 250 mm，钢管桩直径宜为 100 mm～600 mm；
- 3 桩段长度应考虑施工净空高度和施工机具情况；
- 4 钢筋混凝土桩的受力钢筋应按计算确定，主筋不应少于 4 根，对于边长为 200 mm 的方桩，钢筋直径不应小于 10 mm，边长为 250 mm 的方桩，钢筋直径不应小于 12 mm，边长为 300 mm 的方桩，钢筋直径不应小于 14 mm，边长为 350 mm 的方桩，钢筋直径不应小于 16 mm，抗拔桩主筋由计算确定；
- 5 单桩承载力设计值大于 1500 kN 时，宜选用直径大于 400 mm 的钢管桩；
- 6 桩身混凝土强度等级不应小于 C30。

16.2.5 桩基承台构造设计应符合下列规定：

- 1 新建桩基承台厚度应由设计确定，承台厚度不宜小于 400 mm，

其边缘距边桩边缘的距离不应小于 200 mm，桩头进入桩基承台为 50 mm~100 mm；

2 采用锚杆静压桩进行基础托换时，应对原有基础进行抗冲切、抗剪切、抗弯能力和局部抗压的验算，不能满足要求时，应采取必要的植筋和加厚加大压桩承台等加固措施；

3 当原有基础底板厚度小于 400 mm 时，应在桩孔上设置桩帽梁（图 16.2.5）。

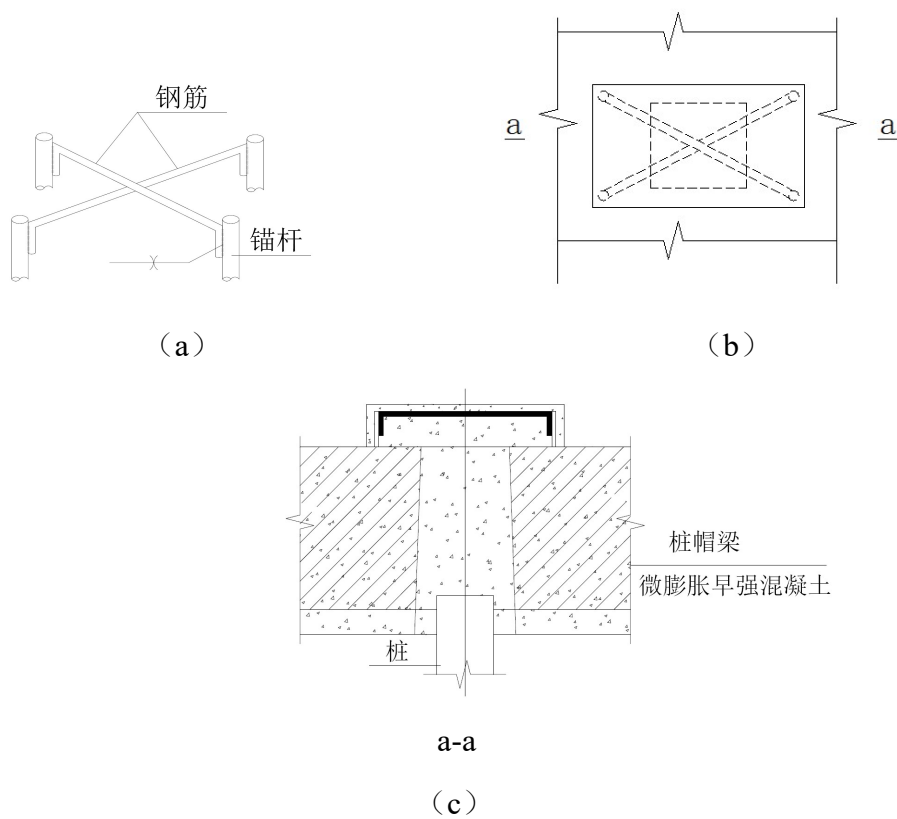


图 16.2.6 桩与基础联结构造

a—交叉钢筋与锚杆的连接；b—平面图；c—a-a 剖面图

16.2.6 锚杆可采用预先埋设和后成孔埋设两种施工方法，可选择带螺纹锚杆、端头带镦粗锚杆或带爪肢锚杆，锚杆螺栓的锚固深度为 12 倍~15 倍螺栓直径，锚杆直径、锚杆数量、间距和埋入深度应通过

计算确定。

16.2.7 压桩孔内封桩应采用 C30 或 C35 级微膨胀早强混凝土，浇捣密实。

16.2.8 锚杆与压桩孔的间距、锚杆与周围结构的间距以及锚杆或压桩孔边缘至基础承台边缘的间距不应小于 200 mm。

16.3 施 工

16.3.1 锚杆静压桩施工前应对施工场地进行整平，清除桩位孔内的障碍物，查明地下管网，做好施工防雨、施工降水及锚杆和桩段的加工制作，已有建（构）筑物加固的施工期间应全面检查和观测沉降、倾斜和裂缝，并做出标记，埋设观测点。

16.3.2 压桩施工应符合下列规定：

- 1** 压桩架安装时应保持垂直，拧紧螺帽，防止压桩架晃动；
- 2** 桩尖就位时应保持垂直，桩段就位后应加以校正，保持与上节桩在同一轴线上，可用吊锤法和水准靠尺法检查桩的垂直度；
- 3** 压桩时不应偏心加压，桩顶应垫钢板或麻袋，防止压坏桩顶混凝土；
- 4** 二台或二台以上压桩机在同一基础上压桩时，应保持对称压桩，同时应验算压桩力的总和不应大于该基础以上荷载的总重量，严防基础上抬；
- 5** 用于新建建（构）筑物桩基逆作法时，当上部结构的自重荷载

满足压桩反力要求且天然地基承载力满足这一阶段上部结构荷载时，方可允许压桩施工；

6 压桩施工宜一次到位，中途停顿时，桩尖可停留在软土中，停留时间不应超过 24 h；

7 用硫磺胶泥接桩时，硫磺胶泥的操作施工应按 GB50202 的要求进行，熬制时应严格控制温度在 140℃~150℃，浇注温度不应低于 140℃；

8 压桩施工过程中，遇到砂层或障碍时，应采取高压射水引孔、钻机引孔等措施；

9 做好现场压桩的施工记录。

16.3.3 严格控制截桩、清孔、焊接锚固筋和交叉钢筋、浇灌微膨胀混凝土等封桩工序。

16.3.4 采用钢管桩时，可通过底部一次或多次灌浆，也可将钢管加工成花管进行多次灌浆，注浆过程中出现下列情况之一时，应停止注浆：

- 1** 地面出现明显隆起；
- 2** 地面冒浆严重；
- 3** 注浆压力大于 3 MPa。

16.3.5 锚杆静压桩施工质量应符合下列规定：

- 1** 压桩孔与设计位置的平面偏差不应大于 20 mm；
- 2** 压桩时桩段的垂直偏差不应超过 1.5%的桩段长；
- 3** 钢管桩平整度高差不应大于 2 mm，接桩处的坡口应为 45°，焊缝要求饱满、无气孔、无杂质，焊缝高度应为 $(t+1)$ mm，(t 为

壁厚);

4 桩与基础连接前,应对压桩孔进行认真检查,验收合格后方可浇捣混凝土。

16.4 质量检验

16.4.1 锚杆静压桩沉桩应以设计桩长或设计压桩力作为检验标准。

16.4.2 静载荷试验数量不宜少于总桩数的 1%,每个单体建筑的静载荷试验检验数量不应少于 3 根,黏性土宜在压桩 28 d 后进行,粉性土地基宜在压桩 14 d 后进行,砂土地基宜在 7 d 后进行。

附录 A 地基处理工程勘察要点

A.0.1 勘察前应搜集附近场地的地质资料及地基处理经验，并结合工程特点和设计要求，明确勘察任务和重点。

A.0.2 控制性勘探孔的深度应满足复合地基沉降计算的要求，需验算地基稳定性时，勘探孔布置和深度应满足稳定性验算的需要。

A.0.3 地基处理的岩土工程勘察应包括下列内容：

- 1 查明场地地形、地貌和周边环境，并评价地基处理对附近建（构）筑物、管线等的影响；
- 2 查明勘探深度内土的种类、成因类型、沉积时代及土层空间分布；
- 3 对填土地基，应查明填土的填筑时间、堆填方式、分布范围、物质组成、颗粒级配、均匀性、密实度、压缩性和湿陷性；
- 4 对软弱土地基，应查明土体的基本物理力学指标、先期固结压力、压缩性参数、固结特性参数和抗剪强度指标、渗透系数等；
- 5 对湿陷性土地基，应查明场地湿陷类型、地基湿陷等级、湿陷性土层的分布范围、非湿陷性土层的埋深及性质，提供地基土的湿陷系数、自重湿陷系数、干密度、含水量等指标；
- 6 对可液化的砂土、粉土地基，应查明建筑物场地的液化等级，提供地基土层的标准贯入试验锤击数、密实度和液化土层的层位及厚度；
- 7 对膨胀土地基，应查明地基土的分布及物理力学性质，测试自

由膨胀率、膨胀率、收缩系数以及膨胀力，确定其胀缩等级；

8 评价基桩成桩可行性。

A.0.4 根据地基处理方法，应重点查明的岩土工程参数见表 A.0.4。

表 A.0.4 岩土工程参数

地基处理方法	岩土工程参数
换填垫层法 压实法	土层的厚度、分布范围，物理力学性质指标，地下水位
预压法	土层在水平和竖直方向的分布、层理变化，透水层的位置，地下水类型及水源补给情况，土层的含水量，天然孔隙比，渗透系数，三轴试验抗剪强度、固结试验 $e \sim p$ 曲线，软土或以黏性土为主要成分的填土尚应提供先期固结压力、十字板抗剪强度、提供孔隙比与固结压力的关系、固结系数等指标
强夯法 强夯置换法	土层的分布范围、地下水位、标准贯入或动力触探击数，粗颗粒土的成分组成、颗粒级配、大颗粒的最大粒径及含量、密实度，黏性土含水量、液塑限、稠度，饱和砂土和饱和粉土的液化评价，湿陷性黄土及填土的湿陷性
碎（砂）石桩法	砂土及粉土的黏粒含量，液化评价，天然孔隙比，最大孔隙比、最小孔隙比、相对密度，饱和黏性土和饱和黄土的不排水抗剪强度，标准贯入试验击数或动力触探击数
灰土挤密桩法	土层的含水量、饱和度、干密度、最大干密度，不可穿越粗粒土夹层的分布，地下水位，湿陷性土的（自重）湿陷系数、湿陷起始压力及场地湿陷性
注浆法	土层的级配、孔隙比或岩石的裂隙宽度和分布规律、岩土渗透性，地下水埋深、流向和流速、岩土的化学成分和有机质含量，土洞、溶洞、采空区巷道、裂缝的分布及连通性，大量涌水的可能性，湿陷性土的（自重）湿陷系数、湿陷起始压力及场地湿陷性

表 A.0.4 岩土工程参数（续）

地基处理方法	岩土工程参数
水泥土搅拌桩法	土层含水量，有机质含量，地下水和土的腐蚀性，黏性土的液塑限、稠度，软土的先期固结压力，岩土渗透性，地下水埋深、流向和流速、大量涌水的可能性，土层及地下水 pH 值
高压旋喷桩法	土层含水量，有机质含量，地下水和土的腐蚀性，黏性土的塑性指数和超固结度，碎石土的最大粒径及大颗粒含量，岩土渗透性，地下水埋深、流向和流速、大量涌水的可能性，土层及地下水 pH 值
刚性桩法 组合桩法	土层的物理力学指标，桩基设计参数，地下水和土的腐蚀性，对填土、软土、膨胀土、湿陷性土等特殊土按 A.0.3 执行
树根桩法 锚杆静压桩法	土层的物理力学指标，桩基设计参数，地下水和土的腐蚀性，静力触探试验指标

A.0.5 地基处理的岩土工程勘察除执行本规程外，尚应符合 GB55017 等国家和辽宁省现行有关规范、标准的规定。

附录 B 地基处理工程监测要点

B.0.1 地基处理工程监测应编制监测方案，监测方案应包括下列内容：

- 1 监测目的、监测依据；
- 2 监测项目、监测点布置；
- 3 监测方法、监测仪器设备与精度；
- 4 监测周期、频率和预警值；
- 5 监测工作量、监测实施细则与信息反馈制度等。

B.0.2 地基处理工程可能对周边环境产生影响时，应对受影响对象进行监测。

B.0.3 监测基准点应设置在稳定区域内、易于长期保存的地方，基准点应每期检测、定期复测。

B.0.4 监测点布设应符合下列规定：

- 1 监测点应根据监测对象、工程规模、特点和具体情况，按照监测方案进行针对性的布设，监测点应能全面反映监测对象的整体状态；

- 2 监测点应设置标志，并应便于观测和保护；

- 3 当监测点被破坏或不能被观测时，应重新布设。

B.0.5 监测元件和仪器应满足量程和测量精度要求，并符合稳定性和耐久性使用的要求，传感器件在埋设前应进行标定，观测仪器使用前应校验或校准，计量器具应在检定有效期内使用。

B.0.6 监测周期和频率应根据工程特点、施工进度确定，并应符合下列规定：

- 1 监测时间间隔宜先短后长；
- 2 发现监测数据变化较大时，应加密观测频次；
- 3 监测过程应保证监测数据的连续性、有效性和完整性；
- 4 相互关联的监测项目，宜在同一时间段进行观测。

B.0.7 监测工作应由专人或专门机构负责，随时检查施工记录和监测记录，监测数据应按照规定格式记录、整理、汇总，监测结果应及时反馈，出现异常情况时，应及时会同有关部门妥善解决。

B.0.8 利用多期监测成果进行趋势预测时，应建立经检验有效的数学模型，并给出预测结果的误差范围及适用条件。

附录 C 处理后地基静载荷试验要点

C.0.1 本试验要点适用于确定换填、预压、压实、挤密、夯实和注浆加固等处理后地基的承压板下应力主要影响范围内土层的承载力和变形参数。

C.0.2 平板静载荷试验采用的压板面积应按需检验土层的厚度确定，且不应小于 1.0 m^2 ，对夯实地基，不宜小于 2.0 m^2 。

C.0.3 试验基坑宽度不应小于承压板宽度或直径的 3 倍，应保持试验土层的原状结构和天然湿度，基准梁及加荷平台支点(或锚桩)宜设在试坑以外，且与承压板边的净距不应小于 2 m。

C.0.4 承压板应有足够的强度和刚度，宜在拟试压表面和承压板之间用粗砂或中砂层找平，其厚度不应超过 20 mm。

C.0.5 加载反力宜选择压重平台反力装置，且应符合下列规定：

- 1 加载反力装置能提供的反力不应小于最大加载量的 1.2 倍；
- 2 应对加载反力装置的主要受力构件进行强度和变形验算；
- 3 压重应在试验前一次加足，并应均匀稳固的放置于平台上；
- 4 压重平台支墩施加于地基的压应力不宜大于地基承载力特征值的 1.5 倍。

C.0.6 沉降测量宜采用位移传感器或大量程百分表，安装应符合下列规定：

- 1 应在两个方向对称安置 4 个位移测量仪表；
- 2 位移测量仪表应安装在承压板上，各位移测量点距承压板边缘

的距离应一致，宜为 25 mm~50 mm，对于方形板，位移测量点应位于承压板的每边中点；

3 应牢固设置基准桩，基准桩和基准梁应具有一定的刚度，基准梁的一端应固定在基准桩上，另一端应简支于基准桩上；

4 固定和支撑位移测量仪表的夹具及基准梁应避免太阳照射、振动和其它外界因素的影响。

C.0.7 试验仪器设备性能指标应符合下列规定：

1 压力传感器的测量误差不应大于 1%，压力表精度应优于或等于 0.4 级；

2 试验用千斤顶、油泵、油管在最大试验荷载时的压力不应超过规定工作压力的 80%；

3 荷载传感器、千斤顶、压力表或压力传感器的量程不应大于最大加载量的 3.0 倍，且不应小于最大加载量的 1.2 倍；

4 位移测量仪表的测量误差不应大于 0.1%FS，分辨率应优于或等于 0.01 mm。

C.0.8 开始试验的时间除符合本规程相关规定外，尚应符合 GB 50007 的有关规定。

C.0.9 平板载荷试验应采用慢速维持荷载法，试验方法应符合下列规定：

1 加荷分级不应少于 8 级，最大加载量不应小于设计要求的 2 倍。

2 每级加载后，按间隔 10 min、10 min、10 min、15 min、15 min 测读承压板的沉降量，以后为每隔 0.5 h 测读一次；

3 承压板沉降相对稳定标准：在连续两个小时内，每小时的沉降量小于 0.1 mm 时；

4 卸载时，每级荷载维持 1 h，应按间隔 10 min，15 min，30 min 读记承压板回弹量；卸载至零后，应读记承压板回弹量，维持时间为 3 h，测读时间应为第 10 min，30 min，60 min，120 min，180 min。

C.0.10 当出现下列情况之一时，即可终止加载，当满足前三种情况之一时，取其对应的前一级荷载为极限荷载：

- 1** 承压板周围的土明显地侧向挤出，周边土体出现明显隆起；
- 2** 沉降 s 急骤增大，压力-沉降曲线出现陡降段；
- 3** 在某一级荷载下，24 h 内沉降速率不能达到相对稳定标准；
- 4** 承压板的累计沉降量已大于其宽度或直径的 6%或累计沉降量大于等于 150 mm；

5 加载至要求的最大试验荷载且承压板沉降达到相对稳定标准。

C.0.11 处理后的地基承载力特征值确定应符合下列规定：

- 1** 当压力-沉降曲线上有比例界限时，取该比例界限所对应的荷载值；
- 2** 当极限荷载小于对应比例界限的荷载值的 2 倍时，取极限荷载值的一半；
- 3** 当不能按上述两款要求确定时，可取 $s/b=0.01$ 所对应的荷载，但其值不应大于最大加载量的一半，承压板的宽度或直径大于 2 m 时，按 2 m 计算。

注： s 为静载荷试验承压板的沉算量； b 为承压板宽度。

C.0.12 同一土层参加统计的试验点不应少于 3 点，各试验实测值的极差不超过其平均值的 30%时，取该平均值作为处理地基的承载力特征值，当极差超过平均值的 30%时，应分析极差过大的原因，需要时应增加试验数量并结合工程具体情况确定处理后地基的承载力特征值。

附录 D 复合地基静载荷试验要点

D.0.1 本试验要点适用于单桩复合地基静载荷试验和多桩复合地基静载荷试验。

D.0.2 复合地基静载荷试验用于测定承压板下应力主要影响范围内复合土层的承载力，复合地基静载荷试验承压板应具有足够刚度，单桩复合地基静载荷试验的承压板可用圆形或方形，面积为一根桩承担的处理面积，多桩复合地基静载荷试验的承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，单桩复合地基静载荷试验桩的中心(或形心)应与承压板中心保持一致，并与荷载作用点相重合。

D.0.3 试验应在桩顶设计标高进行，承压板底面以下宜铺设粗砂或中砂垫层，垫层厚度可取 100 mm~150 mm，采用设计的垫层厚度进行试验时，独立基础和条形基础试验承压板的宽度应采用基础的设计宽度，对大型基础试验有困难时应考虑承压板尺寸和垫层厚度对试验结果的影响，垫层施工的夯填度应满足设计要求。

D.0.4 试验标高处的试坑宽度和长度不应小于承压板尺寸的 3 倍，基准梁及加荷平台支点(或锚桩)宜设在试坑以外，且与承压板边的净距不应小于 2 m。

D.0.5 试验前应采取防水和排水措施，防止试验场地地基土含水量变化或地基土扰动，影响试验结果。

D.0.6 开始试验的时间除符合本规程相关规定外，尚应符合 GB 50007 的有关规定。

D.0.7 复合地基静载荷试验应采用慢速维持荷载法，试验方法应符合下列规定：

1 加载等级可分为（8~12）级，测试前为校核试验系统整体工作性能，预压荷载不应大于总加载量的 5%。最大加载压力不应小于设计要求承载力特征值的 2 倍；

2 每加一级荷载前后均应各读记承压板沉降量一次，以后每 0.5 h 读记一次，当 1 h 内沉降量小于 0.1 mm 时，即可加下一级荷载；

3 卸载级数可为加载级数的一半，等量进行，每卸一级，间隔 0.5 h，读记回弹量，待卸完全部荷载后间隔 3 h 读记总回弹量。

D.0.8 当出现下列现象之一时可终止试验：

1 沉降急剧增大，土被挤出或承压板周围出现明显的隆起；

2 承压板的累计沉降量已大于其边长（直径）的 6%或大于等于 150 mm；

3 当达不到极限荷载，而最大加载压力已大于设计要求压力值的 2 倍。

D.0.9 复合地基承载力特征值的确定应符合下列规定：

1 当压力-沉降（ $p-s$ ）曲线上极限荷载能确定，且其值不小于对应比例界限的 2 倍时，可取比例界限，当其值小于对应比例界限的 2 倍时，可取极限荷载的一半；

2 当压力-沉降（ $p-s$ ）曲线是平缓的光滑曲线时，可按相对变形值确定，并应符合下列规定：

1) 对沉管砂石桩、振冲碎石桩和强夯置换墩复合地基，可取

s/b 或 s/d 等于 0.01 所对应的压力；

2) 对灰土挤密桩复合地基，可取 s/b 或 s/d 等于 0.008 所对应的压力；

3) 对刚性桩和树根桩复合地基，对以卵石、圆砾、密实粗中砂为主的地基，可取 s/b 或 s/d 等于 0.008 所对应的压力，对以黏性土、粉土为主的地基，可取 s/b 或 s/d 等于 0.01 所对应的压力；

4) 对水泥土搅拌桩或旋喷桩复合地基，可取 s/b 或 s/d 等于 0.006~0.008 所对应的压力，桩身强度大于 1.0 MPa 且桩身质量均匀时可取高值；

5) 复合地基荷载试验，当采用边长或直径大于 2 m 的承压板进行试验时， b 或 d 按 2 m 计；

6) 按相对变形值确定的承载力特征值不应大于最大加载压力的一半。

注： s 为静载荷试验承压板的沉降量； b 和 d 分别为承压板宽度和直径。

D.0.10 试验点的数量不应少于 3 点，当满足其极差不超过平均值的 30% 时，可取其平均值为复合地基承载力特征值，当极差超过平均值的 30% 时，应分析极差过大的原因，需要时应增加试验数量，并结合工程具体情况确定复合地基承载力特征值，工程验收时应视建筑物结构、基础形式综合评价，对于桩数少于 5 根的独立基础或桩数少于 3 排的条形基础，复合地基承载力特征值应取最低值。

附录 E 复合地基增强体单桩静载荷试验要点

E.0.1 本试验要点适用于复合地基增强体单桩竖向抗压静载荷试验。

E.0.2 试验提供的反力装置可采用锚桩法或压重平台法。当采用压重平台法加载时应符合下列规定：

1 压重平台支墩施加于地基的压应力不宜大于地基承载力特征值的 1.5 倍。

2 压重平台支墩位置以不对试桩和基准桩的测试产生较大影响确定，无法避开时应采取有效措施；

3 堆载量大时，可利用工程桩作为压重平台支点；

4 试验反力装置的承重能力应满足试验加载要求。

E.0.3 试验增强体、压重平台支墩边和基准桩之间的中心距离应符合表 E.0.3 的规定。

表 E.0.3 增强体、压重平台支墩边和基准桩之间的中心距离

增强体中心与压重平台支墩边	增强体中心与基准桩中心	基准桩中心与压重平台支墩边
$\geq 4D$ 且 $> 2.0\text{ m}$	$\geq 3D$ 且 $> 2.0\text{ m}$	$\geq 4D$ 且 $> 2.0\text{ m}$

注：1 D 为增强体直径(m)；

E.0.4 试压前应对桩头进行加固处理，水泥粉煤灰碎石桩等强度高的桩，桩顶宜设置带水平钢筋网片的混凝土桩帽或采用钢护筒桩帽，其混凝土宜提高强度等级和采用早强剂，桩帽高度不宜小于 1 倍桩的直径，桩帽下复合地基增强体单桩的桩顶标高及地基土标高应与设计标高一致，加固桩头前应凿成平面。

E.0.5 百分表架设位置宜在桩顶标高位置。

E.0.6 开始试验的时间除符合本规程相关规定外,尚应符合 GB 50007 的有关规定。

E.0.7 试验应采用慢速维持荷载法,试验方法应符合下列规定:

1 加载分级不应小于 8 级,每级加载量宜为预估极限荷载的 $1/8 \sim 1/10$,测读桩沉降量的间隔时间:每级加载后,每第 5 min、10 min、15 min 时各测读一次,以后每隔 15 min 读一次,累计每隔半小时读一次。

2 稳定标准:每级荷载作用下,桩的沉降量连续两次在每小时内小于 0.1 mm 时可视为稳定。

3 每级卸载值为加载值的两倍,卸载后隔 15 min 读记一次回弹量,读两次后,隔半小时再读下一次回弹量,即可卸下一级荷载,全部卸载后,每隔 3 h 再读记一次回弹量。

E.0.8 当出现下列条件之一时可终止加载:

1 当荷载-沉降($Q-s$) 曲线上有可判定极限承载力的陡降段,且桩顶总沉降量超过 40 mm;

2 某级荷载作用下,桩顶沉降量大于前一级荷载作用下沉降量的 2 倍,且经 24 h 沉降尚未稳定;

3 增强体破坏,桩顶变形急剧增大;

4 当桩长超过 25 m, $Q-s$ 曲线呈缓变型时,桩顶总沉降量大于 60 mm~80 mm;

5 验收检验时,最大加载量不应小于设计单桩承载力特征值的 2 倍。

E.0.9 单桩竖向抗压极限承载力的确定应符合下列规定：

1 应绘制荷载-沉降($Q-s$)、沉降-时间对数($s-\lg t$)曲线，也可绘制其它辅助分析曲线；

2 $Q-s$ 曲线陡降段明显时，取相应于陡降段起点的荷载值；

3 当出现本规程第 E.0.8 条第 2 款的情况时，取前一级荷载值；

4 $Q-s$ 曲线呈缓变型时，水泥土桩、桩径大于等于 800 mm 时取桩顶总沉降量 s 为 40 mm~50 mm 所对应的荷载值，混凝土桩、桩径小于 800 mm 时取桩顶总沉降量 s 等于 40 mm 所对应的荷载值；

5 当判定竖向增强体的承载力未达到极限时，取最大试验荷载值；

6 按上述方法判断有困难时，可结合其它辅助分析方法综合判定；

7 参加统计的试桩，当满足其极差不超过平均值的 30% 时，设计可取其平均值为单桩极限承载力，极差超过平均值的 30% 时，应分析极差过大的原因，结合工程具体情况确定单桩极限承载力，需要时应增加试桩数量，工程验收时应视建筑物结构、基础形式综合评价，对于桩数少于 5 根的独立基础或桩数少于 3 排的条形基础，应取最低值。

E.0.14 将单桩极限承载力除以安全系数 2，为单桩承载力特征值。

用语和用词说明

1 为便于在执行本规程条文时区别对待，对要求严格程度的不同用词说明如下：

(1) 表示严格，在正常情况下均应这样做的：

正面词用“应”；反面词用“不应”；

(2) 表示允许稍有选择，在条件许可时首先应这样做的：

正面词用“宜”；反面词用“不宜”；

(3) 表示有选择，在一定条件下可以这样做，采用“可”。

2 条文中指定应按其它有关标准、规范执行时，写法为：“应符合……的规定”或“应按……执行”。

引用标准名录

- [1] GB 50007 建筑地基基础设计规范
- [2] GB 50010 混凝土结构设计规范
- [3] GB 50011 建筑抗震设计规范
- [4] GB 50025 湿陷性黄土地区建筑规范
- [5] GB 50112 膨胀土地区建筑技术规范
- [6] GB/T 50123 土工试验方法标准
- [7] GB 50202 建筑地基基础工程施工质量验收标准
- [8] GB 50204 混凝土结构工程施工质量验收规范
- [9] GB 50290 土工合成材料应用技术规范
- [10] GB 55017 工程勘察通用规范
- [11] JGJ/T 104 建筑工程冬季施工规程
- [12] JGJ 123 既有建筑物地基基础加固技术规范
- [13] JGJ/T 251 建筑钢结构腐蚀技术规程
- [14] JGJ 79 建筑地基处理技术规范
- [15] JGJ 94 建筑桩基技术规范
- [16] DB21/ 907 建筑地基基础技术规范

辽宁省地方标准

建筑地基处理技术规程

Technical code of practice for ground treatment of buildings

DB21/T-xxx-2022

Jxxxx-2022

条文说明

目 次

1 总则.....	130
3 基本规定.....	132
4 换填垫层.....	133
4.1 一般规定	133
4.2 设 计	133
4.3 施 工	135
4.4 质量检验	136
5 压 实 法	137
5.1 一般规定	137
5.2 设 计	137
5.3 施 工	139
5.4 质量检验	141
6 预压法.....	143
6.1 一般规定	143
6.2 设 计	143
6.3 施 工	148
6.4 质量检验	150
7 强 夯 法	152
7.1 一般规定	152
7.2 设 计	153
7.3 施 工	160
7.4 质量检验	162
8 碎(砂)石桩法.....	164
8.1 一般规定	164
8.2 设 计	166
8.3 施 工	168
8.4 质量检验	173
9 灰土挤密桩法.....	175
9.1 一般规定	175
9.2 设 计	177
9.3 施 工	180
9.4 质量检验	182
10 注浆法.....	184
10.1 一般规定	184
10.2 设 计	186
10.3 施 工	188
10.4 质量检验	192
11 水泥土搅拌桩法.....	194

11.1	一般规定	194
11.2	设计	195
11.3	施工	198
11.4	质量检验	200
12	高压旋喷桩法	201
12.1	一般规定	201
12.2	设计	202
12.3	施工	205
12.4	质量检验	207
13	刚性桩复合地基	208
13.1	一般规定	208
13.2	设计	208
13.3	施工	209
13.4	质量检验	209
14	组合桩法	211
14.1	一般规定	211
14.2	设计	211
14.3	施工	213
15	树根桩法	215
15.1	一般规定	215
15.2	设计	216
15.4	质量检验	217
16	锚杆静压桩	218
16.1	一般规定	218
16.2	设计	219
16.3	施工	222
16.4	质量检验	225

1 总则

1.0.1 地基处理技术在我国得到飞速发展，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不断更新，地基处理的范围进一步扩大，需要地基处理的工程项目越来越多。我省不同地区地质条件差异巨大，岩土工程特性指标也有较大差异，各地区应用地基处理的方法、工艺和技术水平的不同，要求建筑地基处理设计和施工，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、确保质量和保护环境，同时充分发挥地方特色。

1.0.2 本规范适用于建筑与市政工程地基处理的设计、施工和质量检验，水利、电力、石化和交通等行业的建（构）筑物地基可根据工程特点酌情参照使用。

1.0.3 地基处理方法繁多，每一种地基处理的方法都有严格的适用条件和应用范围。因此，建筑地基处理设计，应强调方法合理，精心设计，做到因地制宜、就地取材、环境保护、节约资源。

1.0.4 本规范根据现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007、《复合地基技术规范》GB/T 50783、《岩土工程勘察规范》GB 50021、行业标准《建筑地基处理技术规范》JGJ 79 及辽宁省地方标准《建筑地基基础设计规范》DB21/T 907，结合辽宁地区的地质条件、工程特点及施工工法等而制定。

本规范列入的地基处理方法，是辽宁地区广泛应用，并积累丰富工程经验的地基处理方法，或者虽然目前应用还不是很广泛，但应用

前景良好的方法。

本规范中承载力和变形计算等方面都需执行辽宁省地方标准《建筑地基基础技术规范》DB21/T 907 的有关规定和配套使用，以保持地区性规范的一致性。

3 基本规定

3.0.1 本条规定在地基处理前应收集的基础性资料，强调施工现场的岩土工程勘察资料、当地工程经验、施工条件、场地周边环境条件等对选择地基处理方法有重要影响。

3.0.3 本条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，确定可行的地基处理方案。

3.0.5 刚度差异较大的整体大面积基础其地基反力分布不均匀，且结构对地基变形有较高要求，所以其地基处理设计，宜根据结构、基础和地基共同作用结果进行地基承载力和变形验算。

4 换填垫层

4.1 一般规定

4.1.3 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 3 m 以内较为经济合理。

4.2 设 计

4.2.1 换填垫层的所选材料除应充分考虑粒径、颗粒级配、透水性、稳定性、腐蚀性等满足设计要求外，同时要考虑对环境及地下管网、构件等的影响。

4.2.2 垫层设计应满足建筑地基的承载力和变形要求。

合理确定垫层厚度是垫层设计的主要内容。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，设置垫层的厚度，经本规范式(4.2.2-1)复核，最后确定垫层厚度。

下卧层顶面的附加压力值采用的是扩散角法，压力扩散角的取值沿用了《建筑地基处理技术规范》JGJ 79 的规定。

4.2.4 压实系数 λ_c 为土的控制干密度 ρ_d 与最大干密度 $\rho_{d\max}$ 的比值；

压实系数是换填垫层的重要指标，应按建筑物的结构形式、换填部位及对变形的要求确定。

矿渣垫层的施工控制标准按目前的经验,在采用 8 t 以上的平碾或振动碾施工时可按最后两遍压实的压陷差小于 2 mm 控制。

4.2.6 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。对于按 GB50007 设计等级为丙级的建筑物及一般的小型、轻型或对沉降要求不高的工程，在无试验资料或经验时，当施工达到本规程要求的压实标准后，初步设计时可以参考表 1 所列的承载力特征值取用。

表 1 垫层的承载力

换填材料	承载力特征值 fak(kPa)
碎石、卵石	200~300
砂卵石（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
粉质黏土	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。

4.2.7 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。

4.2.9 加筋线密度为加筋带宽度与加筋带水平间距的比值。

4.3 施 工

4.3.1 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，以求获得最佳密实效果。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，又能防止扰动下卧软弱上的结构。

4.3.3 为获得最佳密实效果，宜采用垫层材料的最优含水量 w 作为施工控制含水量。对于粉质黏土和灰土，现场可控制在最优含水量 $\pm 2\%$ 的范围内；当使用振动碾压时，可控制在最优含水量 w_{op} 的 $-6\% \sim +2\%$ 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 $15\% \sim 20\%$ ；当用平碾时可取 $8\% \sim 12\%$ 。对于碎石及卵石应充分浇水湿透后夯压。

4.4 质量检验

4.4.3 本条按照 JGJ 340 和 GB 50202 对静载荷试验点的数量做出了具体规定，检测数量应按照地基处理面积来计算。

5 压 实 法

5.1 一般规定

5.1.1 本条对压实地基的适用范围做出规定。浅层软弱地基以及局部不均匀地基的换填处理应按照本规程换填法有关规定执行。

5.1.3 压实填土地基包括压实填土及其下天然土层两部分，压实填土地基的变形也包括压实填土及其下天然土层的变形。压实填土需通过设计，按照设计进行分层压实，对其填料性质和施工质量有严格控制，其承载力和变形满足地基设计要求。

5.2 设 计

5.2.1 近年来，大面积填土工程越来越多，填土边坡最大高度已经达到 100 多米，大面积压实地基的工程案例很多，但工程事故也不少，应引起足够的重视。包括填方下的原天然地基的承载力、变形和稳定性要经过验算满足设计要求后才可以进行填土的填筑和压实。

5.2.2 填料应符合因地制宜、就地取材和保护环境、节约资源的建设原则。

5.2.3 压实机械包括静力碾压，冲击碾压，振动碾压等。静力碾压压实机械是利用碾轮的重力作用；振动式压路机是通过振动作用使被压土层产生永久变形而密实。碾压和冲击作用的冲击式压路机其碾轮分为：光碾、槽碾、羊足碾和轮胎碾等。光碾压路机压实的表面平整光滑，使用最广，适用于各种路面、垫层、飞机场道面和广场等广场的

压实。槽碾、羊足碾单位压力较大，压实层厚，适用于路面、堤坝的压实。轮胎式压路机轮胎气可调节，可增减压重，单位压力可变，压实过程有揉搓作用，使压实土层均匀密实，且不伤路面，适用于道路、广场等垫层的压实。

对于一般的黏性土，可用 8 t~10 t 的平碾或 12 t 的羊足碾，每层铺土厚度 300 mm 左右，碾压 8 遍~12 遍。对饱和黏土进行表面压实，可考虑适当的排水措施以加快土体固结。对于淤泥及淤泥质土，一般应予挖除或者结合碾压进行挤淤充填，先堆土、块石和片石等，然后用机械压入置换和挤出淤泥，堆积碾压分层进行，直到把淤泥挤出、置换完毕为止。

采用粉质黏土和黏粒含量 $\rho_c \geq 10\%$ 的粉土作填料时，填料的含水量至关重要。在一定的压实功下，填料在最优含水量时，干密度可达最大值，压实效果最好。填料的含水量太大，容易压成“橡皮土”，应将其适当晾干后再分层夯实；填料的含水量太小，土颗粒之间的阻力大，则不易压实。当填料含水量小于 12% 时，应将其适当增湿。压实填土施工前，应在现场选取有代表性的填料进行击实试验，测定其最优含水量，用以指导施工。

粗颗粒的砂、石等材料具透水性，而湿陷性黄土和膨胀土遇水反应敏感，前者引起湿陷，后者引起膨胀，二者对建筑物都会产生有害变形。为此，在湿陷性黄土场地和膨胀土场地进行压实填土的施工，不得使用粗颗粒的透水性材料作填料。对主要由炉渣、碎砖、瓦块组成的建筑垃圾，每层的压实遍数一般不少于 8 遍。对含炉灰等细颗粒

的填土，每层的压实遍数一般不少于 10 遍。

5.2.4 填土粗骨料含量高时，如果其不均匀系数小（例如小于 5）时，压实效果较差，应选用压实功大的压实设备。

5.2.5 压实填土的质量以压实系数 λ_c 控制，并应根据结构类型和压实填土所在部位要求确定。

5.2.7 压实填土边坡设计应控制坡高和坡比，而边坡的坡比与其高度密切相关，如土性指标相同，边坡越高，坡角越大，坡体的滑动势就越大。为了提高其稳定性，通常将坡比放缓，但坡比太缓，压实的土方量则大，不一定经济合理。因此，坡比不宜太缓，也不宜太陡，坡高和坡比应有一合适的关系。

5.2.8 压实填土由于其填料性质及其厚度不同，它们的边坡坡度允许值也有所不同。以碎石等为填料的压实填土，在抗剪强度和变形方面要好于以粉质黏土为填料的压实填土，前者，颗粒表面粗糙，阻力较大，变形稳定快，且不易产生滑移，边坡坡度允许值相对较大；后者，阻力较小，变形稳定慢，边坡坡度允许值相对较小。

5.2.9 压实填土的承载力是设计的重要参数，也是检验压实填土质量的主要指标之一。在现场通常采用静载荷试验或其它原位测试进行评价。

5.2.10 压实填土的变形包括压实填土层变形和下卧土层变形。

5.3 施 工

5.3.1 压实填土层底面下卧层的土质，对压实填土地基的变形有直接

影响，为消除隐患，铺填料前，首先应查明并清除场地内填土层底面以下耕土和软弱土层。

5.3.2 压实设备施工对下卧层的饱和土体易产生扰动时可在填土底部设置碎石盲沟。

5.3.4 在建设期间，压实填土场地阻碍原地表水的畅通排泄往往很难避免，但遇到此种情况时，应根据当地地形及时修筑雨水截水沟、排水盲沟等，疏通排水系统，使雨水或地下水顺利排走。对填土高度较大的边坡应重视排水对边坡稳定性的影响。

设置在压实填土地上的上、下水管道，由于材料及施工等原因，管道渗漏的可能性很大，应采取必要的防渗漏措施。

5.3.6~5.3.7 大面积压实填土的施工，在有条件的场地或工程，应首先考虑采用一次施工，即将基础底面以下和以上的压实填土一次施工完毕后，再开挖基坑及基槽。对无条件一次施工的场地或工程，当基础超出 ± 0.00 标高后，也宜将基础底面以上的压实填土施工完毕，避免在主体工程完工后，再施工基础底面以上的压实填土；

压实填土的施工缝各层应错开搭接，不宜在相同部位留施工缝。在施工缝处应适当增加压实遍数。此外，还应避免在工程的主要部位或主要承重部位留施工缝。

在斜坡上进行压实填土，应考虑压实填土沿斜坡滑动的可能，并应根据天然地面的实际坡度验算其稳定性。当天然地面坡度大于 20% 时，填料前，宜将斜坡的坡面挖出若干台阶，使压实填土与斜坡坡面紧密接触，形成整体，防止压实填土向下滑动。此外，还应将斜坡顶

面以上的雨水有组织地引向远处，防止雨水流向压实的填土内。

5.3.9 冲击碾压施工应考虑对居民、建（构）筑物等周围环境可能带来的影响。可采取以下两种减振隔振措施：①开挖宽 0.5 m、深 1.5 m 左右的隔振沟进行隔振；②降低冲击压路机的行驶速度，增加冲压遍数。

振动监测：当场地周围有对振动敏感的精密仪器、设备、建筑物等或有其它需要时宜进行振动监测。测点布置应根据监测目的和现场情况确定，一般可在振动强度较大区域内的建筑物基础或地面上布设观测点，并对其振动速度峰值和主振频率进行监测，具体控制标准及监测方法可参照现行国家标准《爆破安全规程》GB 6722 执行。对于居民区、工业集中区等受振动可能影响人居环境时可参照现行国家标准《城市区域环境振动标准》GB 10070 和《城市区域环境振动测量方法》GB/T 10071 要求执行。

噪声监测：在噪声保护要求较高区域内可进行噪声监测。噪声的控制标准和监测方法可按现行国家标准《建筑施工场界环境噪声排放标准》GB 12523 执行。

5.4 质量检验

5.4.1 压实填土的施工必须在上道工序满足设计要求后再进行下道工序施工。

5.4.2 压实填土地基竣工验收应采用静载荷试验检验填土地基承载力，静载荷试验点宜选择通过静力触探试验或轻便触探等原位试验确

定的薄弱点。当采用静载荷试验检验压实填土的承载力时，应考虑承压板尺寸与压实填土厚度的关系。压实填土厚度大，承压板尺寸也要相应增大，或采取分层检验。否则，检验结果只能反映上层或某一深度范围内压实填土的承载力。为保证静载荷试验的有效性，静载荷试验承压板的边长或直径不应小于压实地基检验厚度的 $1/3$ ，且不应小于 1.0 m 。当需要检验压实填土的湿陷性时，应采用现场浸水载荷试验。

6 预压法

6.1 一般规定

6.1.1 预压法是地基处理中造价低廉、易于实施、在时间及地质条件许可下可作为首选的方法之一。预压法可用于油罐地基、堆场、道路、机场、港区陆域、大面积填土等工程。为加速预压过程，通常要在地基中打设塑料排水板(或砂井)作为竖向排水通道。对真空预压工程，必须在地基内设置竖向排水体。除堆载预压、真空预压，工程上广泛使用的，行之有效的增加固结压力的方法还有，此外还有降水预压法、动力排水固结法、电渗法、真空联合电渗预压法及真空联合堆载预压法等。

预压法可以解决以下问题：1、沉降问题。地基的沉降在加载预压期间大部分或基本完成，使建筑物在使用期间不致产生有害的沉降和沉降差；2、稳定问题。加速地基土的抗剪强度的增长，从而提高地基的承载力和稳定性。

6.2 设 计

I 堆载预压

6.2.1 对深厚软黏土地基，应设置塑料排水板或砂井等竖向排水体。当软土层厚度较小或软土层中含较多薄粉砂夹层，且固结速率能满足工期要求时，可不设置竖向排水体。竖向排水体设计工作包括类型的选择，确定断面尺寸、间距、深度及平面布置，然后进行地基固结度

的计算，通常竖向排水体直径、间距、深度的选择应满足在预压过程中，在不太长的时间内，地基能达到 80%以上的平均固结度。

6.2.4 排水板由芯板和滤膜组成，常用的排水板有传统分离式和整体式两种类型。传统排水板滤膜表面具有单面排水的凹凸结构，芯板和滤膜分离。新型整体式排水板的滤膜与板芯是热熔融合成一体的，滤膜渗透系数提高 60%，排水板通水能力提高 2 倍，抗弯折性能提高 20%。由于排水板通水、抗弯折性能、滤膜孔径等指标对排水固结影响较大。对于含水率较高的吹填淤泥，真空预压加固效果不佳的原因：①芯板抗弯折性能差，真空预压中会发生大幅度变形，影响真空压力的传递效率；②排水板滤膜发生淤堵，导致排水通道失效。

塑料排水板型号及性能指标应符合表 2 的规定。

表 2 常用塑料排水板型号及性能指标表

项目		型号				
		A 型	B 型	C 型	D 型	条 件
打设深度 (m)		≤15	≤25	≤35	≤50	
纵向通水量 (cm ³ /s)		≥15	≥25	≥40	≥55	侧压力 350 kPa
滤膜渗透系数 (cm/s)		≥15×10 ⁻⁴				试件在水中浸泡 24 h
滤膜等效孔径 (mm)		0.05~0.12				以 O ₉₅ 计
塑料排水板抗拉强度 (kN/10 cm)		≥1.0	≥1.3	≥1.5	≥1.8	延伸率 10%时
滤膜抗拉 强度 (N/cm)	干	≥15	≥25	≥30	≥37	延伸率 10%时
	湿	≥10	≥20	≥25	≥32	延伸率 15%时，试件 在水中浸泡 24 h

注：O₉₅ 为滤孔占 95%的平均孔径。

6.2.8 现有的固结度理论计算公式都是假设荷载是一次瞬间施加的。

实际工程中，荷载总是分级逐渐施加的，因此，对逐渐加荷条件下地基的固结度计算则需要经过修正。修正的方法有多种，我国通常采用改进的高木俊介法，其理由是该公式理论上是精确解，而且无需先计算瞬时加荷条件下的固结度，再根据逐渐加荷条件进行修正，而是两者合并计算出修正后的平均固结度，而且公式适合于多种排水条件，具有通用性。实际工程中软土层较厚时，可略去竖向排水固结部分而仅计算地基的径向排水平均固结度。但在进行地基稳定性分析时，由于地基不同深度点的固结度和应力是不同的，特别是浅层土的强度值对稳定分析尤为重要。此时，浅层土由于距地表排水垫层较近，其竖向排水引起的固结度不可忽略、且应计算不同深度的固结度。

饱和软黏土层固结渗流水流向竖向排水体，再通过竖向排水体流向砂垫层而排出预压区。由于井对渗流的阻力，这将影响土层的固结速率，这一现象称为井阻效应。此外，竖井施工时对周围土产生涂抹和扰动作用，扰动区土的渗透系数将减小，这一现象称为涂抹作用。竖向排水体的效率还取决于井本身的特性及施工有关因素。

竖向排水体的井阻大小反映在井阻因子 F_r 上，分析表明，当 $F_r > 0.07$ ，考虑和不考虑井阻作用得到的平均径向固结度相差10%以上。另一方面，因 F_r 的大小取决于竖向排水体的长度及比值 k_h/q_w 的大小，因此竖向排水体长度一旦确定，土的渗透系数 k_h 一定，则井阻大小就取决于竖向排水体的通水量 q_w ，分析表明，为了减小井阻影响，应使塑料排水板的设计容许通水量 q_w 与土的水平向渗透系数 k_h 之比大于 500 m^2 ，当比值较小，且长度较长时，应考虑井阻影响。

当竖向排水体采用挤土方式施工时,应考虑涂抹对土体固结的影响。涂抹影响将增加达到该固结度的时间,其影响程度与涂抹区大小及原状土与涂抹区土渗透系数的比值大小有关。具体计算时可假定涂抹区直径为竖向排水体成孔直径的(2~3)倍即 $d_s=(2\sim3) d_w$, 涂抹区土的渗透系数 k_s 介于原状土与重塑土之间,若采用重塑土的试验结果,由此得到的计算值则偏于保守。

瞬时加载条件下,考虑涂抹和井阻影响时,地基径向排水平均固结度可按下式计算:

$$\bar{U}_r = 1 - e^{-\frac{8c_h}{(F_n+F_s+F_r)d_e^2}t} \quad (1)$$

6.2.10 排水垫层应具有良好的透水性和足够厚度,以使排水畅通,砂垫层渗透系数达到 $1 \times 10^{-2} \text{ cm/s}$,足以发挥其自由排水通道的功能。为了发挥砂垫层自由排水的功能,其渗透系数不宜小于 $1 \times 10^{-2} \text{ cm/s}$,厚度不宜小于 0.5 m ,材料选用中粗砂或级配良好的砂砾石。当排水量大和水流渗径长时,需增加垫层厚度,垫层内设置排水盲沟或排水管道,以减小水头损失,在预压区边缘设置纵向排水沟或集水管沟。

6.2.11 地基土的沉降变形包括瞬时沉降变形、主固结沉降变形及次固结沉降变形。瞬时变形是由土的侧向变形引起的体积不变的变形。次固结变形大小和土的性质有关,泥炭土、有机质土或高塑性黏土土层,次固结沉降占很可观的部分,而其它土则所占比例不大。规范中沉降公式忽略了土的次固结变形,采用经验系数 ξ 综合考虑了瞬时地基剪切变形及其它影响因素得到最终竖向沉降变形。经验系数还与地基土

的变形特性、荷载条件、加荷速率等因素有关，对于正常固结或稍超固结土，通常取 $\xi=1.1\sim1.4$ 。

II 真空预压

6.2.14 真空联合堆载预压法，真空是负压，堆载是正压，通过某些实际工程测出的沉降量、承载力、变形模量和十字板强度的变化分析，二者的效果可以叠加。采用真空联合堆载预压法，施加堆载时应注意以下事宜：（1）对真空密封膜上下应进行保护，防止堆载过程刺破；（2）当真空预压地基固结度达 30%~50%后开始堆载效果较好；（3）施加每级荷载前，均应进行固结度、强度增长和稳定性验算，满足要求后方可施加下一级荷载。

6.2.19 根据行业标准《建筑地基处理技术规范》JGJ 79 及《真空预压加固软土地基技术规程》JTS 147-2 规定，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，考虑到其对变形的减小作用，将堆载预压的经验系数 ξ 适当减小，推荐 ξ 可取 1.0~1.3。

另外，根据《地基处理手册》（第三版，龚晓南主编）（P117）及上海市地方标准《地基处理技术规范》DG/TJ08-40-2010（P34）研究，对真空预压工程，负压源的压力使土体向着预压区移动，即使加上堆载，当孔隙水压力仍小于初始值，土体仍然向着预压区移动。因此，在计算真空预压下的地基变形量时，按单向压缩分层总和法计算所得的固结沉降应乘上一个小于 1 的经验系数方可得到最终的沉降值，经验系数取值为 0.6~0.9 及 0.8~0.9 不等。

实际工程中，土体的沉降影响因素非常复杂，简化经验公式也无法考虑土体非线性、土体侧向变形、预压荷载速率及大小、土体应力历史等诸多因素，使得计算结果在一定程度上与实测值有较大差距。各地方积累的经验不尽相同，但在设计层面分层总和法具有不可替代的优势，可以从总体把握一定范围的沉降量。辽宁省对于经验系数尚缺少足够的统计资料，故仍按《建筑地基处理技术规范》JGJ 79 的参数推算。

6.3 施 工

I 堆载预压

6.3.2 塑料排水板应有足够抗拉强度，以免施工时被拉断，同时应满足排水能力要求，有关指标应进行检验。

6.3.3 塑料排水板施工所用套管应保证插入地基中的带子平直、不扭曲。塑料排水板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。

6.3.5 袋装砂井和塑料排水板施工时，由于套管截面往往比排水体截面大，因此会对地基土产生施工扰动，引起较大的地基强度降低和附加沉降。其影响程度与施工机具及地基土的结构性有关，因此为了减小施工过程中对地基土的扰动，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。

6.3.9 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控制。最大竖向变形控制每天不超过 10 mm~15 mm，对竖向排水体地基取高值，天然地基取低值。

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，要注意突发性的破坏。

II 真空预压

6.3.14 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 24 h 时，则应关闭截门。所用止回阀及截门都应符合密封要求。

6.3.15 为保证真空度，必须采用抗老化性能好、韧性好、抗穿刺能力强的密封膜。密封膜的焊接或粘接，其粘缝强度不能低于膜本身抗拉强度的 60%。密封膜铺三层的理由是，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，以膜上全面覆水最好。

6.3.17 真空联合堆载预压法应用较为普遍，缩短了工期，并减小了工后沉降。根据实际工程经验，控制真空联合堆载预压的因素有密封质量与真空度、排水体质量与深度、抽真空时间与联合作用时间等，并且施工因素对真空联合堆载预压加固效果起着关键性影响，预压工程效果不好往往是上述因素未控制好造成的。例如堆载施工应保护真空密封膜，采取必要的保护措施。堆载施工应在整体稳定的基础上分级进行，控制标准按堆载预压的标准控制。

6.4 质量检验

6.4.1 对于以抗滑稳定性控制的重要工程，应在预压区内预留孔位，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。

6.4.2 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 s_f 和参数 β 值：

$$s_f = \frac{s_3(s_2 - s_1) - s_2(s_3 - s_2)}{(s_2 - s_1) - (s_3 - s_2)} \quad (2)$$

$$\beta = \frac{1}{t_2 - t_1} \ln \frac{s_2 - s_1}{s_3 - s_2} \quad (3)$$

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 β 值即可计算出受压土层的平均固结系数，也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 β ：

$$\frac{u_1}{u_2} = e^{\beta(t_2 - t_1)} \quad (4)$$

式中 u_1 、 u_2 为相应时间 t_1 、 t_2 的实测孔隙水压力值。 β 值反映了孔隙水压力测点附近土体的固结速率，而按式(3)计算的 β 值则反映了受压土层的平均固结速率。

6.4.3~6.4.4 监测目的主要确保施工期间的地基稳定，同时可根据监测结果完善设计，并根据观测结果判断沉降变形是否趋向于稳定，分析其固结度是否达到设计要求。若是超载预压，还要根据监测结果确定卸载的时间。

6.4.5 本条是预压地基的竣工验收要求。检验预压所完成的竖向变形和平均固结度是否满足设计要求；原位试验检验和室内土工试验预压后的地基强度是否满足设计要求。

7 强 夯 法

7.1 一般规定

7.1.1 强夯法是反复将夯锤（质量一般为 10 t~60 t）提到一定高度使其自由落下（落距一般为 10 m~40 m），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。强夯置换法是采用在夯坑内回填块石、碎石等粗颗粒材料，用夯锤连续夯击形成强夯置换墩。

由于强夯法具有加固效果显著、适用土类广、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、砂土、低饱和度的粉土与黏性土、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，如果未采取辅助措施，一般来说处理效果不好。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~流塑的黏性土等地基上对变形控制要求不严的工程。

7.1.2 强夯法已在工程中得到广泛的应用，有关强夯机理的研究也在不断深入，并取得了一批研究成果。但目前还没有一套成熟的设计计算方法。因此，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。

7.1.3 较高的地下水位将影响夯击过程地基超孔隙水压力的消散速

度，影响施工和夯击效果。当场地地下水位较高时，宜采用人工降低地下水位，这样可加大地下水和地表面的距离，防止夯击时夯坑积水。有工程实践证明，饱和砂土地基采用排水沟、机械碾压的降水、排水措施，将会提高超孔隙水压力消散速度，施工和夯击效果较好。

7.1.4 两种或多种地基处理方法组成的联合地基处理方案往往是处理复杂地基或特殊岩土地基的有效方法。强夯和强夯置换联合其它地基处理方法可以形成多种形式的优化组合方案，应用前景良好。

7.1.5 强夯冬期施工时，冻结土块尤其温度越低的冻土，可夯实性越差，夯击后可能呈多孔堆积状态，其次，冻胀性土料进入持力层待融化后，会造成不均匀融沉变形，影响加固地基质量，因此，不应将冻结基土或回填的冻土块夯入地基的持力层，回填土质量及越冬维护符合 JGJ/T 104 的有关规定。

7.2 设 计

I 强 夯 法

7.2.1 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 ：

$$H = \sqrt{Mh} \quad (\text{m}) \quad (5)$$

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都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偏大，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，本规程不采用修正后的梅那公式，而采用表 7.2.1 的形式，表中将土类分成碎石土、砂土等粗颗粒土和粉土、黏性土、湿陷性黄土等细颗粒土两类，便于使用。近年来，沿海和内陆高填土场地地基采用 10000 kN·m 以上能级强夯法的工程越来越多，积累了一定实测资料，将单击夯击能范围扩展为 10000 kN·m~12000 kN·m，可满足当前绝大多数工程的需要。表 7.2.1 中，8000 kN·m~12000 kN·m 能级夯击能对应的有效加固深度是在工程实测资料的基础上，结合工程经验制定。需要说明的是，对于夯击能超过 6000 kN·m 时，有效加固深度受到夯击能附加应力影响较大。单击夯

击能 $8000 \text{ kN}\cdot\text{m}$ 以内的饱和砂土地基的强夯有效加固深度是在已经完成的工程设计理论研究和施工基础上确定的。

7.2.2 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有效夯沉量关系曲线确定，有效夯沉量是指夯沉量与隆起量的差值，其与夯沉量的比值为有效夯实系数。通常有效夯实系数不宜小于 0.75，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，有效夯实系数变小，说明夯击效率降低，则夯击次数要适当减少，不能为了达到最后两击平均夯沉量控制值，而在夯坑周围 1/2 夯点间距内出现太大隆起量的情况下，继续夯击。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

7.2.3 夯击遍数应根据地基土的性质确定。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，夯击遍数要多些。根据我国工程实践，对于大多数工程采用夯击遍数（2~4）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。

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，必须重视满夯的夯击效果，除了采用 2 遍满夯、每遍（2~3）击外，还可采用轻锤或低落距锤多次夯击，锤印搭接等措施。可用地基不均匀系数对强夯后的地基进

行评价，并总结经验，积累数据。

7.2.4 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规定采用。

7.2.5 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柱网来设置夯击点。

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太小，在夯击时上部土体易向侧向已夯成的夯坑中挤出，而造成坑壁坍塌，夯锤歪斜或倾倒，而影响夯实效果。饱和砂土地基的夯点间距是在已经完成的工程设计理论研究和施工基础上确定的，可用于环渤海区域吹填饱和砂土地基强夯设计，但由于工程实测资料较少，待积累一定数量数据后，再调整夯点间距。

7.2.6 由于基础的应力扩散作用和抗震设防需要，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 m 。对于可液化地基，根据《建筑抗震设计规范》GB 50011 的规定，扩大范围应超过基础底面下处理深度的 $1/2$ ，并不应小于 5 m ；对湿陷性黄土地基，尚应符合《黄土地区建筑规范》GB 50025 有关规定。

7.2.7 根据上述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

7.2.8 在确定工程采用的各项强夯参数后，还应根据试夯所测得的夯沉量、夯坑回填方式、夯前夯后场地标高变化，结合基础埋深，确定起夯标高，夯前场地标高宜高出基础底标高 $0.3\text{ m}\sim 1.0\text{ m}$ 。

7.2.11 人工填土强夯地基的回填成分复杂、粒径不均匀的块石和碎石土回填地基，在填筑时必须分层堆填，禁止抛填。分层堆填的厚度可根据运输车辆的吨位，取 $0.8\text{ m}\sim 1.2\text{ m}$ 。由于强夯加固深度并不随着夯击能的增高而按比例增长，高能级、超高能级强夯施工设备体积较大且笨重，行走不便。对于高填土场地，设备运行转移难度大，故高填土地基强夯不宜采用高能级和超高能级，宜采用能级较低的分层强夯加固法，高能级和超高能级强夯适用于一次性回填处理的厚度大的填土地基。

国内工程近年多采用的强夯能级为 $3000 \text{ kN}\cdot\text{m}$ 、 $4000 \text{ kN}\cdot\text{m}$ 和 $6000 \text{ kN}\cdot\text{m}$ ，故在表中只提供了这三种能级强夯的填土分层厚度。

7.2.12 强夯地基承载力特征值的检测除了现场静载荷试验外，也可根据地基土性质，选择静力触探、动力触探、标准贯入试验等原位测试方法和室内土工试验结果结合静载试验结果综合确定。

II 强夯置换法

7.2.14 本条规定置换深度不宜超过 10 m ，是根据国内置换夯击能提高到 $12000 \text{ kN}\cdot\text{m}$ 提出的，在工程实测基础上确定的。国外置换深度有达 12 m ，锤的质量超过 40 t 的工程实例。

对淤泥、泥炭等黏性软弱土层，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黏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，因资料有限目前难以确定，应通过现场试验逐步积累资料。

7.2.15 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 1 中的实线（平均值）与虚线（下限）所代表的公式估计：

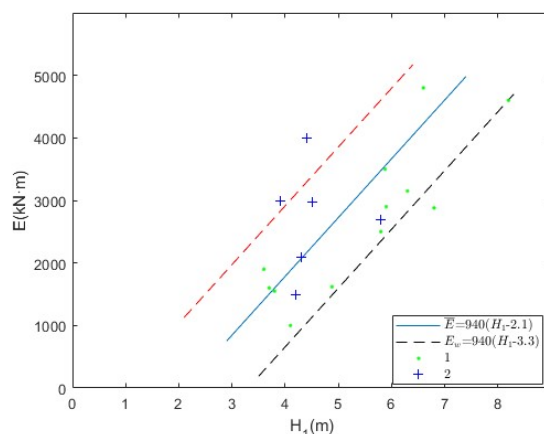


图 1 夯击能与实测置换深度的关系

1——软土；2——黏土、砂

$$\text{较适宜的夯击能} \quad \bar{E} = 940(H_1 - 2.1) \quad (6)$$

$$\text{夯击能最低值} \quad E_w = 940(H_1 - 3.3) \quad (7)$$

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 E_w 则可能浪费，低于 E_w 则可能达不到所需的置换深度。图 1 是国内外 18 个工程的实际置换墩深度汇总而来。由图中看不出土性的明显影响，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 1 中两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。

7.2.16 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 300 mm 的块石总量不超出填料总重的 30%。

7.2.17 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，此处以重度比代替体积比。

7.2.22 强夯置换时地面不可避免要抬高，特别在饱和黏性土中，根据现有资料，隆起的体积可达填入体积的大半，这主要是因为黏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。

7.2.25 强夯置换处理后的地基情况比较复杂。采用的单墩复合地基静载荷试验时，其地基的主要变形发生在加固区、影响区，也应考虑下卧土层的变形。强夯置换处理地基的建筑物沉降观测资料较少，各地应根据地区经验确定变形计算参数。

7.3 施 工

7.3.2 夯锤重量常用 20 t~30 t，当夯击能大于 5000 kN·m 时，锤重常用 25 t~30 t。夯锤通常采用圆形是因为夯锤与夯坑在连续夯击时易于重合，夯锤直径一般采用 2.2 m~2.5 m，当地基较软弱时，可适当加大夯锤直径和夯击能。夯锤设置通气孔有利于夯锤着地时坑底空气迅速排出，减小起锤时坑底的吸力。

7.3.3 当最后两击夯沉量尚未达到控制标准，地面无明显隆起，而因为夯坑过深出现起夯困难时，说明地基土的压缩性仍较高，还可以继续夯击。但由于夯锤与夯坑壁的摩擦阻力加大和锤底接触面出现负压的原因，继续夯击，需要频繁挖锤，施工效率降低，处理不当会引起

安全事故。遇到此种情况时，应将夯坑回填后继续夯击，直至达到控制标准。

7.3.4 规定强夯置换夯锤宜选用圆柱形，是为了提高墩体着底的置换效果。

7.3.5 当表土松软时应铺设一层厚为 1.0 m~2.0 m 的砂石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。

7.3.6 本条是对强夯法施工所用起重设备的要求。国内用于强夯法地基处理施工的起重机械以改装后的履带式超重机为主，施工时一般在臂杆端部设置门字形或三角形支架，提高起重能力和稳定性，降低起落夯锤时机架倾覆的安全事故发生的风险，实践证明，这是一种行之有效的办法。但同时也出现改装后的起重机实际起重量超过设备出厂额定最大起重量的情况，这种情况不利于施工安全，因此，应予以限制。

7.3.7 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，确保机械设备通行和施工，又可加大地下水和地表面的距离，防止夯击时夯坑积水。当砂土、湿陷性黄土的含水量低，夯击时，表层松散层较厚，形成的夯坑很浅，以致影响有效加固深度时，可采取表面洒水、钻孔注水等人工增湿措施。对回填地基，当可采用夯实法

处理时，如果具备分层回填条件，应该选择采用分层回填方式进行回填，回填厚度宜控制在强夯法相应能级所对应的有效加固深度范围之内。

7.3.9 对振动有特殊要求的建筑物，或精密仪器设备等，当强夯产生的振动和挤压有可能对其产生有害影响时，应采取隔振或防振措施。施工时，在作业区一定范围设置安全警戒，防止非作业人员、车辆误入作业区受到伤害。

7.3.11 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，量测每击的夯沉量，检查每个夯点的夯击起止时间，防止出现少夯或漏夯，对强夯置换尚应检查置换墩长度。

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。

7.4 质量检验

7.4.1 夯实地基的质量检验，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，应补夯或采取其它有

效措施。

7.4.3 经强夯和强夯置换处理的地基，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。

7.4.4 强夯处理后的地基竣工验收时，承载力的检验除了静载试验外，对细颗粒土尚应选择标准贯入试验、静力触探试验等原位检测方法和室内土工试验进行综合检测评价；对粗颗粒土尚应选择标准贯入试验、动力触探试验等原位检测方法进行综合检测评价。

强夯置换处理后的地基竣工验收时，承载力的检验除了单墩静载试验和单墩复合地基静载试验外，尚应采用重型或超重型动力触探、钻探检测置换墩的墩长、着底情况、密实随深度的变化情况，达到综合评价目的。对饱和粉土地基，尚应检测墩间土的物理力学指标。

7.4.5~7.4.6 夯实地基静载荷试验和其它原位测试、室内土工试验检验点的数量，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。对强夯地基，应考虑夯间土和夯击点土的差异。当需要检验夯实地基的湿陷性时，应采用现场浸水载荷试验。

国内夯实地基采用波速法检测，评价夯后地基土的均匀性，积累了许多工程资料。作为一种辅助检测评价手段，应进一步总结，与动力触探试验或标准贯入试验、静力触探试验等原位测试结果验证后使用。

8 碎(砂)石桩法

8.1 一般规定

8.1.1 碎石桩、砂石桩和砂桩总称为碎（砂）石桩，是指采用振动、沉管或水冲等方式在软弱地基中成孔后，再将碎石、砂或砂石挤压入已成的孔中，形成大直径的碎（砂）石桩所构成的密实桩体。碎（砂）石桩复合地基施工方法，根据成孔的方式不同可分为振冲法、振动沉管法等，根据桩体材料可为碎石桩、砂石桩和砂桩，碎石桩、砂石桩施工可采用振冲法或沉管法，砂桩施工可采用沉管法。

碎（砂）石桩对黏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孔内加填碎石（或粗砂）回填料，制成密实的碎（砂）石桩，而桩间土则受到不同程度挤密和振密。桩和桩间土构成复合地基，使地基承载力提高，变形减小，碎（砂）石桩法特殊适用于处理液化地基。

8.1.2 碎（砂）石桩用于处理软土地基，国内外也有较多的工程实例。但应注意由于软黏土含水量高、透水性差，碎（砂）石桩很难发挥挤密作用，其主要作用是部分置换并与软黏土构成复合地基，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。由于软黏土抗剪强度低，且在成桩过程中土中桩周围土体产生的超孔隙水压力不能迅速消散，天然结构受到扰动将导致启康乾强度进一步降低，造成桩周土对碎（砂）石桩产生的侧限压力较小，碎（砂）石桩的单桩承载力较低，如置换率不高，其提高承载力的幅度较小，很难获得

可靠地处理效果。此外，如不经过预压，处理后地基仍将发生较大的沉降，难以满足建（构）物的沉降允许值。工程中常用于预压措施解决部分工后沉降。所以，用碎（砂）石桩处理饱和软黏土地基，应按建筑结构的具体条件区别对待，应通过现场试验后再确定是否采用。据此本条指出，在饱和黏土地基对变形控制要求不严的工程才可采用碎（砂）石桩置换处理。

不加填料的振冲加密主要是依靠振冲器的反复强力振动和水冲使砂层发生短暂液化或结构破坏，砂颗粒重新排列，向低势能位置转移，颗粒孔隙减少，砂土形成更为密实的结构；另一方面依靠振冲器的强迫水平振动力将自行塌陷的砂挤密，从而提高砂层的承载力和抗液化能力。振冲加密一般用于处理颗粒含量不大于 10% 的中砂、粗砂地基。对于黏粒含量小于 10% 的吹填细砂和粉细砂，通过工艺改进，如采用低水压，并选择合理的密实电流、激振力和相应的施工工艺，已在许多重大工程上取得成功。

8.1.3 碎（砂）石桩处理设计目前还处于半理论半经验状态，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以及采用振冲法处理不排水强度不小于 20 kPa 的饱和黏性土和饱和黄土地基，在正式施工前应通过现场试验确定其适用性是必要的。

8.1.4 采用碎（砂）石桩法处理地基应收集详细的工程地质、水文地质等资料外，针对碎（砂）石桩法的特点还应补充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，它关系到碎（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。

碎（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。

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

8.2 设 计

8.2.2 碎（砂）石桩的平面布置多采用等边三角形或正方形。对于砂土地基，因靠挤密桩周土提高密度，所以采用等边三角形更有利，它使地基挤密较为均匀。考虑基础形式和上部结构的荷载分布等因素，工程中还可根据建筑物承载力和变形要求采用矩形、等腰三角形等布桩形式。

8.2.3 本条是碎（砂）石桩设计规定：

1 本款规定碎（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，需要侧向约束条件保证。另外，考虑到基础下靠外边的（2~3）排桩挤密效果较差，应加宽（1~3）排桩。重要的建筑以及要求荷载较大的情况应加宽更多。

碎（砂）石桩法用于处理液化地基，必须确保建筑物的安全使用。基础外的处理宽度目前尚无统一的标准。美国经验取等于处理的深度，但根据日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。根据日本用挤密桩处理的地基经过地震检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，同时不应小于 5 m。

2 采用振冲法施工的碎（砂）石桩直径通常为 0.8 m~1.2 m，与振冲器的功率和地基土条件有关，一般振冲器功率大、地基土松散时，成桩径大，砂石桩直径可按每根桩所用填料量计算。

振动沉管法成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。目前使用的桩管直径一般为 300 mm~800 mm，但也有小于 300 mm 或大于 800 mm 的。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石料多，不易使桩周土挤密均匀。沉管法施工时，设计成桩直径与套管直径比不宜大于 1.5。另外，成桩时间长，效率低给施工也会带来困难。

3 碎（砂）石桩的间距应根据复合地基承载力和变形要求以及对原地基土要达到的挤密要求确定。

4 关于碎（砂）石桩的长度，通常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，当软土层厚度不大时，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特性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 GB 50011 有关规定确定。

由于碎（砂）石桩在地面下 1 m~2 m 深度的土层处理效果较差，碎（砂）石桩的设计长度应大于主要受荷深度且不宜小于 4 m。

当建筑物荷载不均匀或地基主要压缩层不均匀，建筑物的沉降存在一个沉降差，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。

6 振冲碎石桩、沉管砂石桩桩身材料是散体材料，由于施工的影响，施工后的表层土需挖除或密实处理，所以碎（砂）石桩复合地基设置垫层是有益的。同时垫层起水平排水的作用，有利于施工后加快土层固结；对独立基础等小基础碎石垫层还可以起到明显的应力扩散作用，降低碎（砂）石桩和桩周围土的附加应力，减少桩体的侧向变形，从而提高复合地基承载力，减少地基变形量。

垫层铺设后需压实，可分层进行，夯填度（夯实后的垫层厚度与虚铺厚度的比值）不应大于 0.9。

8.3 施 工

8.3.1 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。常遇到设计与具体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。

8.3.2 以挤密为主的碎（砂）石桩施工时，应间隔（跳打）进行，并宜由外侧向中间推进；对黏性土地基，碎（砂）石桩主要起到置换作

用,为了保证设计的置换率,宜从中间向外围或隔排施工;在既有建筑临近施工时,为了减少对临近既有建筑物的振动影响,应背离建筑物方向进行。

I 振 冲 法

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

8.3.4 要保证振冲桩的质量,必须控制好密实电流、填料量和振时间三方面的指标。

首先,要控制加料振密过程中的密实电流。在成桩时,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它部分桩体多。有时这段桩体的填料量可占整根桩总填料量的 1/4~1/3。这是因为开始阶段加的料有相当一部分从孔口向孔底下落过程中被黏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，这也能使填料数值超过正常用量。

8.3.5 振冲施工有泥水从孔内返出。砂石类土返泥水较少，黏土层返泥水量大，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统和做好沉淀池。施工时用泥浆泵将返出的泥水集中抽入池内，在城市施工，当泥水量不大时可外运。

8.3.6 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 75 kW 应留 1.0 m~1.5 m。当基槽不深时可振冲后开挖。

8.3.7 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。

II 沉管法

8.3.8 沉管法施工，应选用与处理深度相适应的机械。可用的施工机械类型很多，除专用机械外还可利用一般的打桩机改装。目前所用机械主要可分为两类，即振动沉管桩机和锤击沉管桩机。

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 10 m。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。为了使桩管容易打入，高能量的振动沉管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。有的设备还装有计算机，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并达到设计标准。

8.3.9 振动沉管法施工，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，把桩管下到预定的深度；
- 3** 向桩管内投入规定数量的砂石料（根据施工试验的经验，为了提高施工效率，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 m～2 m），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果。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。

8.3.10 对于黏性土地基，当采用活瓣桩靴时宜选用平底型，以便于施工时顺利出料。

8.3.11 锤击沉管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，其施工成桩过程如下：

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

其它施工控制和检测记录参照振动沉管法施工的有关规定。

8.3.12 碎（砂）石桩桩孔内的填料量应通过现场试验确定。考虑到挤密碎（砂）石桩沿深度不会完全均匀，实践证明碎（砂）石桩施工挤密程度较高时地面要隆起，另外施工中还有损耗等，因而实际设计灌碎（砂）石量要比计算碎（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%。

当设计或施工的砂石桩投砂石量不足时，地面会下沉；当投料过多时，地面会隆起，同时表层 0.5 m~1.0 m 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。

8.3.14 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，施工后应挖除或碾压。

8.4 质量检验

8.4.1 检查振冲施工各项施工记录，如有遗漏或不符合规定要求的桩或振冲点，应补做或采取有效的补救措施。

振动沉管砂石桩应在施工期间及施工结束后，检查砂石桩的施工记录，包括检查套管往复挤压振动次数与时间、套管升降幅度和速度、每次填砂石料量等项施工记录。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，这些资料可以作为评估施工质量的重要依据，再结合抽检便可以较好地作出质量评价。

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，饱和土地基在桩周围一定范围内，土的孔隙水压力上升。待休止一段时间后，孔隙水压力会消散，强度会逐渐恢复，恢复期的

长短是根据土的性质而定，应待孔压消散后进行检验。黏性土孔隙水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黏土不宜小于 28 d，粉质黏土不宜小于 21 d，粉土、砂土和杂填土可适当减少。

8.4.3 碎（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反映施工质量并提供检测资料，所以本条规定可用这些测试方法检测碎（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碎（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，其它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，使碎（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，而未考虑碎（砂）石桩的作用，因而在设计上是偏于安全的。碎（砂）石桩处理后的地基液化评价方法应进一步研究。

9 灰土挤密桩法

9.1 一般规定

9.1.1 灰土挤密桩复合地基中灰土挤密桩有置换作用，但主要是挤密作用。在灰土挤密桩成桩过程中对桩间土施加横向挤压力，挤密桩间土以改变其物理力学性质，并与分层夯实的桩体共同形成复合地基。因此，灰土挤密桩复合地基的核心是对桩间土的挤密。在湿陷性黄土地区，它是一种常用的消除黄土湿陷性提高地基承载力的方法，也适用于处理深度较大、垂直方向处理困难的欠固结土。

大量的试验研究资料和工程实践表明，灰土挤密桩复合地基用于处理地下水位以上的粉土、黏性土、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。基底以下 3 m 内的素填土、杂填土通常采用土（或灰土）垫层或强夯等方法处理；大于 15 m 的土层，由于成孔设备限制，一般采用其它方法处理。

9.1.2 当需处理的地基土的含水量在最优含水量附近时，桩间土的挤密效果较好。参考普通的室内击实试验结果，略低于最优含水量时，挤密效果最好。当整个处理深度范围内地基土含水量小 12%，桩间土挤密效果不好或施工很困难，应预先采取注水等增湿措施。当地基土的含水率大于 24%、饱和度大于 65%时，在成孔和拔管过程中，桩孔及其周边土容易缩颈和隆起，挤密效果差，应通过试验确定其适用性。若工程需要一定要选用时，应采取必要的措施，如对土体进行“吸

湿”处理，并增强孔内填料的强度。在遇到施工机械无法穿越的地层时，其应用也受到限制，在这类场地不宜采用。

9.1.3 对于有此类施工经验地区的一般建筑物，了解场地的岩土工程条件以及一些必要的物理力学指标，并掌握建(构)筑物的使用情况，按本节的条文规定进行设计计算，可以满足设计要求，只需在施工结束后进行检测就可以，这与现行国家标准《湿陷性黄土地区建筑规范》GB 50025 的要求是一致的。对于比较重要的建(构)筑物和缺乏工程经验的地区，则应在地基处理前，在现场选用有代表性的场地进行试桩或试验性施工，必要时应根据实际的试验结果对设计参数及施工参数进行调整。

9.1.4 挤密成孔可根据设计要求、现场环境、地基土性质等情况，选用沉管、冲击、爆扩等方法，以上方法均在成孔过程中实现了对桩间土的挤密作用，施工质量易控制，便于现场质量监督。

预钻孔夯扩挤密法是将填料孔位的土体取出，然后分层填入规定的填料，利用大于 1500 kg 重锤，进行夯击，将填料挤压到填料孔周围，形成大于钻孔孔径的桩体，适用于含水量偏高的土层，或处理深度较大的土层。由于成孔采用螺旋钻孔、冲击钻孔等取土的成孔方法，因而其成孔过程对桩间土没有挤密作用，而在夯填桩体材料时对桩间土产生横向挤密作用。夯填桩径是否达到设计要求是直接判定挤密效果的方法。该法由于挤密效果控制较困难，质量基本由施工控制，因此使用时，应加大检测工作量。目前爆扩法成孔应用较少。

9.1.5 根据大量的试验研究和工程实践，满足施工质量要求的灰土，

其防水、隔水性能不如素土(指符合一般施工质量要求的素填土),但孔内回填灰土(或其它强度高的填料),对于提高复合地基承载力效果明显。湿陷性场地桩体严禁采用透水性高的填料。当地基处理对承载力要求不高,桩体填料可采用素土;要较大幅度提高承载力时,桩体材料可采用灰土、水泥石等,或可采用素混凝土。对于非自重湿陷性土,夯扩桩内可旁填建筑垃圾、砂砾等材料以提高承载力。

9.2 设 计

9.2.1 本条规定了挤密地基的布孔原则和孔心距的计算方法。本条的孔心距计算公式涵盖了正三角布孔时挤土成孔、预钻孔挤密法的计算。无预钻孔时,计算式中的预钻孔直径取 0。公式(9.2.1)中 D 指最终的成桩直径,包括了沉管成孔后又夯扩的情况。

挤密地基属于复合地基,由填料形成的桩体和挤密后的桩间土组成。挤密地基的面积置换率一般不超过 0.3,桩间土在复合地基中面积占比较大,提高桩间土的强度是提高复合地基强度的一条简单而经济的途径,因此规定桩间土平均挤密系数不宜小于 0.93。根据挤密地基浸水试验结果,桩间土平均挤密系数不小于 0.93 时,挤密地基的湿陷起始压力均在 200 kPa 以上。

9.2.2 桩间距超过 3 倍桩孔直径时,桩间土挤密效果较差。因此,设计时不再考虑桩间土的挤密作用,仅考虑置换作用。

9.2.3 挤土成孔挤密法和预钻孔挤密法相比,在处理效果相同的条件下,前者孔心距将大于后者(指与挤密填料孔径的相对比值),后者需

要增加孔内的取土量和填料量，而前者没有取土量，孔内填料量比后者少。在孔心距相同的情况下，预钻孔挤密比沉管挤密，多了预钻孔体积的取土量和相当于预钻孔体积的夯填量，且其桩间土的挤密效果取决于夯扩量，人为因素大，因此条件许可时应优先采用挤土成孔挤密法。

在同样的设计参数情况下，预钻孔挤密法的置换率较挤土挤密法高，前者对施工工艺、质量的要求也高于后者。预钻孔挤密法在施工前，应根据填料的密度、填料孔直径和夯后设计要求填料干密度、夯后孔直径等参数，计算填料体积，确保夯实质量。

9.2.4 湿陷性黄土为天然结构，处理湿陷性黄土与处理填土有所不同，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 m起，每1 m不应少于2点（1组），即：桩孔外100 mm处1点，桩孔之间的中心距（1/2处）1点。当桩长大于6 m时，全部深度内取样点不应少于12点（6组）；当桩长小于6 m时，全部深度内的取样点不应少于10点（5组）。

9.2.5 对于正三角形布置挤密孔的挤密地基，其3个孔圆心构成的三角形形心处的地基土是挤密最薄弱处，其挤密系数理论上最小(最小挤密系数)。最小挤密系数的大小，直接反映挤密地基的挤密效果。最小挤密系数对于湿陷性黄土地基，甲类、乙类建筑应大于0.88，丙类及以下建筑应大于0.84。其它地区无经验可参考时，应根据处理要

求经试验确定，以达到设计所要求的处理效果，但应保证沉降和承载力的要求，湿陷性黄土地区则应满足消除湿陷性的要求。

9.2.7 处理的厚度应根据现场土质情况、工程要求和成孔设备等因素综合确定。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 α_{1-2} 大于 0.40 MPa^{-1} 或压缩模量小于 6 MPa 的土层进行处理。处理深度小于 4 m 时用挤密法不经济，且处理效果也不显著。

9.2.8 局部处理是将大于基础底面以下一定范围内的湿陷性黄土层进行处理。地基的宽度超出基础底面边缘一定范围，主要在于保证应力扩散，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。

整片处理是将大于建筑物底层平面范围内的湿陷性土层全部进行处理。整片处理的范围大，既可以保证应力扩散，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。

9.2.9 为确定灰土挤密桩、土挤密桩复合地基承载力特征值应通过现场复合地基静载荷试验确定，或通过灰土桩或土桩的静载荷试验结果和桩周土的承载力特征值根据经验确定。

9.2.10 桩孔回填夯实结束后，在桩顶标高以上应设置 $300 \text{ mm} \sim 600 \text{ mm}$ 厚的垫层，一方面可使桩顶和桩间土找平并且防水，另一方面保证应力扩散，调整桩土的应力比，并对减小桩身应力集中也有良好作用。

9.2.13 为防止填入桩孔内的灰土吸水后产生膨胀,不应使用生石灰与土拌合,而应用消解后的石灰与黄土或其它黏性土拌合,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。

9.3 施 工

9.3.1 成孔施工顺序,习惯做法是从外向里间隔(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。为此本条定为对整片处理,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桩孔打不下去的情况。

9.3.2 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 12%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。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 (9.3.2) 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。

9.3.4 由于桩体是用松散状态的素土（黏性土或黏质粉土）、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 0.5 m 起，每 1 m 不应少于 2 点（1 组），即桩孔内距桩孔边缘 50 mm 处 1 点，桩孔中心（即 1/2）处 1 点，当桩长大于 6 m 时，全部深度内的取样点不应少于 12 点（6 组），当桩长不足 6 m 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 λ_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 $\lambda_c = \rho_{d0} / \rho_{d\max}$ ，式中 ρ_{d0} 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（g/cm³）； $\rho_{d\max}$ 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（g/cm³）。

9.3.5 施工灰土挤密桩时，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备和施工方法，在基底标高以上预留一定厚度的土层，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。

9.3.6 施工过程的振动会引起地表土层的松动，基础施工后应对松动土层进行处理。

9.3.7 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。当雨期或冬期选择灰土挤密桩处理地基时，应采取防雨或防冻措施，保护灰土不受雨水淋湿或冻结，以确保施工质量。

9.4 质量检验

9.4.1 为保证灰土桩复合地基的质量，在施工过程中应抽样检验施工质量，包括孔径、深度、垂直度、孔底塌落土厚度及缩孔缩颈等，应及时抽样检查，其数量不应少于总孔数的 2%，每台班不少于 1 孔。对检验结果应进行综合分析或综合评价。

9.4.2 关于检测灰土桩复合地基承载力静载荷试验的时间，本规程规定应在成桩后（14~28）d，主要考虑桩体强度的恢复与发展需要一定的时间。

9.4.3 桩孔夯填质量检验，是灰土挤密桩、土挤密桩复合地基质量检验的主要项目。应分层检验桩身压实系数，取样间距不应超过 1 m，取样位置应在距桩心 2/3 半径处。采用标准贯入、静力触探、动力触探或其它原位测试方法检测桩身压实质量时，应有同条件土工试验进行对比。对灰土桩桩身强度有疑义时，可对灰土取样进行含灰比的检测。取样结束后，其探井应分层回填夯实，压实系数不应小于 0.94。

9.4.4 宜采用开挖探井取样法检测。竖向取样间距不宜超过 1 m，平均挤密系数取样位置应位于两桩桩心连线中部，湿陷性系数取样位置

应位于相邻 3 桩（三角形布桩）或 4 桩（正方形布桩）形心位置。规范对抽样检验的数量作了规定。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。

10 注浆法

10.1 一般规定

10.1.1 注浆按照注浆机理可以分为充填注浆、渗入注浆、劈裂注浆和压密注浆。注浆施工往往采用两种或两种以上注浆方法。

充填注浆：使用稠浆或掺和混合料的浆液直接向砂砾石层、碎石层以及岩体内的大孔隙、大空洞、岩溶裂隙和建筑物基础与地基间空隙、隧道周围等进行回填灌浆。该方法适用于大空洞、溶洞等地层。

渗入注浆：在灌浆压力作用下，将浆液渗入到岩土中的孔隙或裂隙中，由于浆液的充填和胶结作用，使岩土体的整体性增强，其强度和防渗性能显著提高。渗入灌浆不破坏岩土体的原有结构，该方法适用于砂土地层。

劈裂注浆：在较高灌浆压力下，浆液克服地层的初始应力和抗拉强度，引起土体结构的破坏和扰动，使地层中原有的裂隙或孔隙张开，形成新的裂隙或孔隙，增强岩土体软弱部位的强度，增大浆液灌浆范围，从而起到加固地层的目的。该方法适用于中、细、粉砂层、黏性土等地层。

压密注浆：通过钻孔在土中灌入浓浆，在压力作用下，随着灌浆量的增加，在地基土形成浆泡。开始灌浆压力基本上沿径向扩散，随着浆泡的扩大，灌浆压力的增大，周围土体产生压密。该方法适用于黏性土地层。

10.1.2 注浆法是将固化浆液注入地基土体，以改善地基土体的物理力学性质，达到地基处理的目的的一类地基处理方法。注浆加固包括静压注浆加固、水泥搅拌注浆加固和高压旋喷注浆加固。本章节注浆加固指的是静压注浆加固。在建筑工程中，注浆加固的应用范围有：

- 1 提高地基土的承载力、减小地基变形和不均匀变形。
- 2 对已有建筑物地基进行加固。
- 3 对已发生不均匀沉降的建筑物恢复原位或减小其倾斜度。
- 4 减小地下工程施工时的地面沉降，限制地下水的流动和控制施工现场土体的位移等。
- 5 封填孔洞，堵截流水。
- 6 止水帷幕，降低渗透性，减少渗流量，提高抗渗能力，降低孔隙压力。

10.1.3 浆液是由主剂、溶剂及各种附加剂混合后所配成的液体，通常所说的注浆材料是指浆液中的主剂。根据浆液的粒度成分浆液可以分为颗粒浆液和溶液浆液，颗粒浆液是以水泥为主剂，溶液型浆材是由两种或多种化学材料配置。在化学浆材时要注意其毒性以及对环境的污染问题。

10.1.4~10.1.6 对建筑地基，地基加固的目的就是地基土满足强度和变形的要求，注浆加固也如此，满足渗透性要求应根据设计要求而定。

由于注浆地基不均匀，无法进行注浆处理效果评价，仅作为既有建筑物地基加固或地基处理的一种辅助措施，不宜单独作为建筑物地基。当其它地基处理方法难以实施时才予以考虑，使用时必须进行必

要的试验，确保注浆的均匀性。当作为建筑物地基时，宜与其它地基处理方法联合使用，并应满足地基承载力和变形要求。

10.2 设 计

10.2.1 充分了解情况，对于注浆方案的选择、注浆参数的确定、施工措施的制定以及工程的进度和造价都有重要的影响。例如在重要建筑下面灌浆时要严防上部建筑物造成上抬和破坏；在埋有管道和电缆等物的地层中注浆要防止浆液把这些设施堵塞；在临近边坡处不宜施加较大的压力；在软黏土中注浆应采用劈裂注浆；在高流速地下水中注浆宜采用速凝措施；对永久性重要工程应提高注浆标准等。

10.2.2 注浆加固设计，应根据该地区既有注浆经验或现场注浆试验，确定注浆方案、工艺参数等设计内容。

10.2.3 采用注浆加固方法处理建筑物地基，主要目的为提高其承载力或降低其变形量，因此加固范围需要满足不小于基底应力扩散范围，并且处理后的深度，沉降量计算要满足规范要求。

10.2.4 硅化加固，通常将水玻璃及氯化钙先后用下部具有细孔的钢管压入土中，两种溶液在土中相遇后起化学反应，形成硅酸胶填充在孔隙中，并胶结土粒。对渗透系数（0.1~2.0）m/d 的湿陷性黄土，因土中含有硫酸钙或碳酸钙，只需用单液硅化法，但通常加氯化钙溶液作为催化剂。

碱液加固，对于为提高地基承载力的自重湿陷性黄土地区，采用单独注浆加固的较少，而且加固深度不足 5 m。为防止采用碱液加固

施工期间既有建筑物地基产生附加沉降，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。

10.2.5 水泥为主剂的浆液主要包括水泥浆、水泥砂浆和水泥水玻璃浆。

水泥浆加固注浆的流动性好、胶结性好、结石强度高，初终凝时间易控制，既能满足浆液扩散要求，又不至于被地下水冲走，对中强透水地基尽可能缩短初凝和终凝时间。

水泥砂浆稳定性好、抗渗能力强、析水率低，流动性小，注浆压力要求大，对设备要求较高。地层中有较大裂隙、溶洞，当注浆量异常或有地下水活动时，宜采用水泥砂浆。

水泥水玻璃浆的性能取决于水泥浆水灰比、水玻璃模数和加入量、浆液养护条件。当采用水泥水玻璃快凝浆液作为堵水防渗材料时：对于松散地层，注浆压力宜为 0.3MPa~1.0MPa；对于淤泥质土和粉质黏土，注浆压力宜为 0.2MPa~1.5MPa；对于中细砂层，注浆压力宜为 0.6MPa~3.0MPa。

由于填土地基各向异性，注浆量和方向不好控制，因此应采用多次注浆。

10.2.6 注浆的结束标准的制定，原则上既要保证注浆效果，又不造成浪费，同时确保要加固建筑物的使用安全。

10.3 施 工

10.3.1 注浆施工前应探明场地附近的管线情况,即使是废弃管线也需查明,以避免造成注浆液流入管道,带来事故以及造成经济浪费。

10.3.2 采取合理的注浆施工顺序,以防止浆液向注浆加固区外扩散、串浆,有效提高注浆孔内浆液的强度。在有地下水流动情况下,应考虑浆液在动水流下的迁移效应,所以应自高水头的一端开始注浆。采取分段注浆,是为了提高注浆浆液在地基中分布的均匀性和注浆效果。

10.3.3 注浆压力和流量是施工中的两个重要参数,任何注浆方式均应有压力和流量的记录。自动流量和压力记录仪能随时记录并打印出注浆过程中的流量和压力值。

在注浆过程中,对注浆的流量、压力和注浆总流量中,可分析地层的空隙、确定注浆的结束条件、预测注浆的效果。

10.3.4 花管注浆的注浆管在头部 1 m~2 m 范围内侧壁开孔,孔眼为梅花形布置,孔眼直径一般为 3 mm~4 mm。注浆管的直径一般比锥尖的直径小 1 mm~2 mm。有时为防止孔眼堵塞,可在开口的孔眼外再包一圈橡皮环。

为防止浆液沿管壁上冒,可加一些速凝剂或压浆后间歇数小时,使在加固层表面形成一层封闭层。如在地表有混凝土之类的硬壳覆盖的情况,也可将注浆管一次压到设计深度,再由下而上分段施工。

花管注浆可用于砂砾层渗透注浆,也可用于土体劈裂注浆。与注

浆塞组合，还可用于孔壁较好的裂隙岩体注浆。

花管注浆工艺虽简单，成本低廉，但其存在的确定是：1 遇卵石或块石层时沉管困难；2 不能进行二次注浆；3 注浆时易于冒浆；4 注浆深度不及塑料单向阀管。

10.3.5 袖阀管法灌浆为法国 Soletanche 公司（又称索列丹斯法），于 20 世纪 50 年代开始广泛用于国际土木工程界，用来解决砂砾石及黏性土的灌浆问题。

套壳料的基本作用是封闭袖阀管与钻孔壁之间的环状空间，防止灌浆时浆液到处流窜，在橡皮袖阀和止浆塞的配合下，逼使浆液只在一个灌段范围内开环（即挤破套壳料）而进入地层。套壳料的破碎程度越高，注浆率一般就越大，所需注浆压力也较小。

袖阀管注浆工艺具有下列优点：

- 1 可根据被加固土体的性质、加固要求进行分层灌浆和多次反复灌浆。
- 2 注浆过程比一般的压力注浆更具有可控性。
- 3 注入的浆液在土体中形成复合结构，袖阀管留在土体中使这种复合结构犹如加筋土一般，增强了加固效果。
- 4 可采用单液或双液注浆，实现少量多次注浆。浆液可控性好，分布均匀，质量有保证。
- 5 可使用较高的注浆压力，注浆时冒浆和串浆的可能性小。
- 6 钻孔和注浆作业可以分开，提高钻孔设备的利用率。
- 7 使用范围广，既适用于渗透性较好的土层，又适用于渗透性

差的土体。

袖阀管法注浆缺点主要有两个：一是袖阀管被具有一定强度的套壳料胶结，难于拔出重复使用，耗费管材较多，施工进度较慢，成本高；二为每个灌浆段长度固定为 33 cm ~50 cm，不能根据地层的实际情况调整灌浆段长度。

袖阀管注浆施工时，当浇注套壳料后插入袖阀管具有一定难度时，可以将步骤 3/4 互换，先插入袖阀管后浇注套壳料。

注浆管上下有两个阻塞器，能将浆液限定在注浆区段的任一层范围内进行灌浆以达到分层注浆效果。在注浆时，为保证注浆质量，应按照同一个方向移动注浆芯管。

10.3.6 封闭泥浆的作用是从上部封堵注浆孔，提高注浆压力产生的浆泡的影响范围，有效挤密周围土体。

10.3.7 冲击钻多用于砂砾石等比较松软的地层，钻进时使用泥浆护壁可防止孔壁坍塌，节省套管；回转钻多用于岩石地层，可取岩芯；冲击回转钻钻孔速度快，钻孔费较低，但钻出的岩粉较多，堵塞岩缝的可能性较大。

10.3.13 注浆时，需要通过搅拌防止水泥浆产生沉淀或离析，并且在注浆前，需要过筛，以避免堵塞注浆管。

10.3.14 此条规定主要是考虑了温度对浆液性能及注浆效果的影响。

《建筑工程冬季施工规范》JGJ/T 104 规定，水泥不应与 80°C 以上的热水直接接触。水泥温度越高，浆液水化作用快，水泥浆初凝时间缩短，易堵塞注浆管路系统，影响注浆效果。

一些注浆加固常见事故及处理措施，如表 3 所示。

表 3 注浆加固问题及处理措施

事故类型	原因	措施
冒浆	1 岩层碎裂，裂隙发育串通（尤其是垂直裂隙）	1 采用控制性措施：降低注浆压力，必要时可采用自流式加压；提高浆液浓度或掺砂，加入速凝剂；限制进浆量，控制单位吸
	2 灌浆段位置较浅	浆量不超过 30~40 L/min，采用间歇灌浆法。
	3 灌浆压力过大	2 堵塞冒浆部位，常用旧棉花、麻刀、棉线等，必要时可在上面涂抹速凝水泥浆。 3 严重冒浆部位先灌混凝土盖板，后灌浆。
窜浆	岩层横向裂隙发育，贯通灌浆钻孔	1 加大第一序孔距。 2 适当延长相邻两序孔间施工时间间隔。 3 串浆若为待灌孔，可同时并联灌浆，如串浆孔正在钻孔，应先停钻并用止浆塞封闭孔口，等灌浆后再恢复钻孔。
绕塞返浆	1 灌浆段孔壁不完整 2 橡胶塞压缩量不足 3 上段灌浆时裂隙未封住或灌浆后待凝时间不够，水泥强度过低	1 地层不好尽量使用金刚石钻头成孔 2 自上而下灌浆，尽量增加等待时间 3 压水试验中有绕塞反水时，灌浆中除加长橡胶塞长度外，还应加大胶塞压缩量 4 移动胶塞位置（自上而下灌浆时上移，自下而上灌浆时下移）
漏浆	1 地层条件差，如砾石层等 2 浆液浓度太低	1 参考冒浆处理 2 粒状浆液与化学浆液结合灌注

表 3 注浆加固问题及处理措施（续）

事故类型	原因	措施
地面抬动	1 灌浆压力过大（特别是砂砾石层上部） 2 孔浅无压盖层	1 靠砂砾石层表面的灌浆段灌纯水泥浆形成抗压盖层 2 加密灌浆孔 3 在砂砾石层上面铺黏土层或混凝土盖板
埋塞	1 绕塞返浆未发现 2 胶塞上部严重漏失使水泥颗粒沉淀	采用冲、打、反等措施将灌浆取出

10.4 质量检验

10.4.1 目前注浆效果检验或检测手段仍然是注浆施工技术中的一个薄弱环节。

灌浆效果与灌浆质量的概念不完全相同。灌浆质量一般是指灌浆施工是否严格按设计和施工规范进行，例如灌浆材料的品种规格、浆液的性能、钻孔角度、灌浆压力等，都要符合规范要求，如果不符合，则应根据具体情况采取适当的补充措施；灌浆效果则指灌浆后能把地层的物理力学性质改善到什么程度。

注浆施工质量高不等于注浆效果好，因此，在设计和施工中，除应明确规定某些质量指标外，还应规定所要达到的注浆效果及检查方法。

标准贯入试验，简单实用，但它存在仅能反映取样点的加固效果的特点，因此对地基注浆效果评价的检查数量应满足统计要求，检验

标准应通过现场试验对比校核使用。

注浆施工结束后，通过灌浆体内钻孔，用压水、注水或抽水等办法测定地基的流量及渗透系数，不合格者需进行补充灌浆。检查孔的数目约为总灌浆孔数的 5.0%~10.0%。布孔的重点是地质条件不好的地段以及灌浆质量较差或有疑问的部位。

通过钻孔，从浆液体内取出原状样品，送实验室进行必要的试验研究。

10.4.4 水泥为主剂的加固注浆土体强度增长慢，验收工作应在注浆结束 28 d 后进行。

检验点的数量和合格标准除应按规范条文执行外，对不足 20 孔的注浆工程，至少应检测 3 个点。

10.4.5 本条为注浆加固地基承载力的检验要求，是保证建筑物安全的承载力确定方法。静载荷试验直观反映出地基经过注浆后的承载能力，其静载荷试验也与地基承载功能相似，最能代表地基加固的目的性，为首选检验方法，在经济条件允许条件下，其检验点数量越多越好。

11 水泥土搅拌桩法

11.1 一般规定

11.1.1 水泥土搅拌桩适用于加固饱和黏性土、粉土、素填土、粉细砂和中粗砂等地基的一种常用的地基加固方法，它是利用水泥作为固化剂通过机械搅拌，边钻进搅拌、边向土中喷浆，将软土固化成为具有整体性、水稳性和一定强度的水泥加固土，提高地基的稳定性，增加加固土的变形模量，形成的水泥土搅拌桩与桩间土构成复合地基。多年以来，水泥土搅拌桩在软土地基中得到广泛应用，包括高速公路、铁路、港口码头、市政、工业与民用建筑工程等。水泥土搅拌桩法加固深度一般可达 10 m~15 m，新型水泥土搅拌设备加固深度可达 30 m~40 m。

对于硬塑、坚硬的黏性土，含孤石、障碍物较多土层、密实的砂类土等，由于受机械设备能力的限制，因此不适用水泥土搅拌桩法。对于欠固结土层不宜采用水泥土搅拌桩法，由于自重固结会产生负摩阻力，影响桩的承载力和上部结构的变形。当存在流动地下水的饱和松散的砂土时，固化剂易被流动的地下水带走，难以保证成桩质量，因此不能采用水泥土搅拌桩法。

11.1.2 水泥土搅拌桩用于特殊土层及无工程经验的地区时，为控制加固效果，因此必须通过现场和室内试验确定其适用性。水泥与有机质

土搅拌会阻碍水泥水化反应，影响水泥土的强度增长，宜提高水泥掺量，添加外掺剂磷石膏。当地下水 pH 值小于 4 时，水中的酸性物质与水泥会发生反应，会使水泥出现开裂、崩解而丧失强度，加固效果差，宜采取添加石灰，选用耐酸性水泥土等措施。当黏土塑性指数大于 25 时，容易在搅拌头叶片上形成泥团，浆液和土层分离，无法搅拌均匀，难以保证搅拌质量，宜增加搅拌叶片的数量、增加搅拌次数和降低注浆压力措施等。

11.1.3 水泥土搅拌桩可采用单轴、双轴、多轴搅拌或连续成槽搅拌形成柱状、壁状、格栅状或块状水泥土加固体。水泥土搅拌桩法形成水泥土加固体，不仅用于复合地基，也可用于基坑支护、地下工程土质加固、止水防渗加固等。近年来，水泥土搅拌桩法与其它方法的联合应用得到广泛的发展，路基加固联合路基填土的预压从而提高加固效果；对超软地基土先进行真空预压再进行水泥土搅拌法加固；与刚性桩联合使用，如长-短桩复合地基、刚-柔性桩复合地基、劲芯搅拌桩等。

11.2 设 计

11.2.1 对拟采用水泥土搅拌桩的工程，应搜集详尽的岩土工程地质资料，包括填土层的厚度和组成成份，软土层的分布范围、分层情况及固结状态，土的 pH 值、含水量、塑性指数和地下水位和运动规律等参数；设计前宜对拟处理地基土宜进行室内试配试验，为设计提供必需的室内水泥土抗压强度设计参数。针对现场各类土层的工程性质，

选择合适的固化剂、矿物掺合料、外加剂及掺入比，为设计提供各种龄期、各种配比的强度参数。对于竖向承载的水泥土强度宜取 90 d 龄期试块的立方体抗压强度平均值作为代表值，对于承受水平荷载的水泥土强度宜取 28 d 龄期试块的立方体抗压强度平均值作为代表值。

11.2.2 水泥强度等级直接影响水泥土的强度，水泥强度等级提高 10 级，水泥土的抗压强度约增加 20%~30%，如达到相同强度，水泥强度等级提高 10 级可降低水泥掺入比 2%~3%，水泥掺入比应根据设计要求的固化土强度经室内配比试验确定。湿法的水泥浆水灰比应根据施工时的可喷性和不同的施工机械合理选用，宜取 0.45~0.60。

11.2.3 从地基受力角度考虑，提高置换率比增加桩长的效果更好，但增加桩长有利于减少沉降。为了充分发挥桩间土的承载力和复合地基的潜力，应使由土的抗力确定的单桩竖向抗压承载力与由桩体强度所确定的单桩竖向抗压承载力接近，并使后者略大于前者较为安全和经济。当桩端穿越软弱土层到达承载力相对较高的土层时，有利于控制沉降。水泥土搅拌桩长度宜超过危险滑弧，在软弱土层中可利用水泥土搅拌桩桩体的力学性能提高抗滑稳定性。

11.2.4 在刚性基础和水泥土搅拌桩之间设置垫层，能调整桩和桩间土的荷载分担作用，有利于桩间土地基承载力的发挥。在桩头的抗压强度大于基底的压应力而不至于被压坏时，桩顶面积范围内可不铺设垫层，使刚性基础与水泥土搅拌桩直接接触，有利于桩侧摩阻力的发挥。

11.2.5 根据室内模型试验和水泥土搅拌桩法的加固机理分析，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。

因此在水泥土搅拌桩设计中,为节省固化剂材料和提高施工效率,设计时可采用沿桩长变掺量的施工工艺。现有工程实践证明,这种变掺量的设计方法能获得良好的技术经济效果。

11.2.6 本条公式(11.2.6-1)中 q_{si} 为第 i 层土的桩周侧阻力特征值(kPa),根据竖向抗压载荷试验结果和已有工程经验的总结,淤泥可取 4 kPa~7 kPa;淤泥质土可取 6 kPa~12 kPa;软塑状的黏性土可取 10 kPa~15 kPa;稍密粉土和稍密的粉细砂可取 8 kPa~15 kPa;可塑状的黏性土、稍密中粗砂可取 12 kPa~18 kPa。

本条公式(11.2.6-1)和(11.2.6-2)中,水泥土搅拌桩单桩竖向抗压承载力受桩长和桩身强度控制。当桩身强度有一定限制的,单桩竖向抗压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,从减少地基的变形方面考虑,应设计长桩,原则上桩长应穿透软弱土层到达下卧强度较高的土层或以地基变形控制。

11.2.7 桩间土承载力发挥系数 β ,是反应桩土共同作用的参数。如 $\beta=1$ 是说明桩土共同承担荷载,与柔性桩复合地基计算公式相类似; $\beta=0$ 是说明桩间土不受力,与刚性桩计算公式相类似。桩身强度对 β 也有影响,即使桩端是硬土,当桩身强度很低,桩体压缩变形依然很大,此时桩间土就承受较大荷载, β 有可能大于 0.5。确定 β 值还应根据工程对变形要求而有所不同。当工程对变形要求控制较严时,即使桩端是软土, β 值也应取小值较为安全;当工程对变形要求控制较低时,即使桩端为硬土, β 值也可取大值较为经济。

11.2.9 水泥土搅拌桩复合地基的变形,主要由桩长范围内复合土层的

压缩变形与桩端平面以下土层的压缩变形两部分组成。本次未考虑褥垫层的压缩变形，主要由于褥垫层的整体变形较小且在施工期间随着上部荷载的增加很快达到稳定值。

11.3 施 工

11.3.1 现有的国产搅拌桩机械搅拌头对于切削和搅拌加固软土十分合适，但对块径大于 100 mm 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黏性土为宜，增加的工程量不大，但施工效率却可大大提高。如遇有明浜、池塘及洼地时应抽水和清淤，回填土料并予以压实，不应回填生活垃圾。

11.3.2 施工前应确定搅拌机械的灰浆泵输浆量、灰浆经输浆管到搅拌机喷浆口的时间和起吊设备提升速度等施工参数，并根据设计要求通过工艺性成桩试验，确定搅拌桩的配比、搅拌次数和水泥掺量等各项参数和施工工艺。为提高相对软弱土层中的搅拌桩身强度，应适当增加搅拌次数和水泥掺量。

11.3.3 水泥土搅拌机施工时，搅拌次数越多，则拌和越均匀，水泥土强度也越高，但施工效率降低。试验证明，当加固范围内土体任一点的水泥土经过 20 次的拌和，其强度即可达到较高值。

11.3.4 根据水泥土搅拌法实际施工经验，在施工到顶端 300 mm～500 mm 范围时，因上覆土压力较小，搅拌质量较差。因此，其场地

整平标高应比设计基底标高高出 300 mm~500 mm，打桩时仍施工到地面，待开挖基坑时，再将上部 300 mm~500 mm 的成桩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，桩顶和桩身已有一定的强度，若采用机械直接开挖，往往容易碰坏桩顶和桩身，因此基底标高以上 300 mm 宜采用人工开挖，以保护桩头质量。

11.3.7 每一个搅拌施工现场，由于土质差异，固化剂品种不同，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。

打桩质量的优劣直接关系到地基处理的加固效果。其中的关键是注浆量、注浆与搅拌的均匀程度。因此，施工中应严格控制喷浆提升速度。施工中要有专人负责制桩记录，对每根桩的质量、成桩过程(下沉、喷浆提升和复搅等时间)进行详细记录，质检员应根据记录，对照标准施工工艺，对每根桩进行质量评定。喷浆量及搅拌深度的控制，直接影响成桩质量，采用经国家计量部门认证的监测仪器进行自动记录，可有效控制成桩质量。

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，不应事后回忆补记。

由于固化剂从灰浆泵到达出口需通过较长的输浆管，应考虑固化剂浆液到达桩端的流动时间。可通过试打桩后再确定其输送时间。

11.4 质量检验

11.4.1 水泥土搅拌桩对水泥掺量、水灰比、桩长、搅拌头转数和提升速度、复搅次数和复搅深度、停浆处理等控制应在施工过程中进行。严格检查施工记录和计量记录是控制施工质量的重要手段。

11.4.2 水泥土搅拌桩的施工质量检验措施属自检范围。施工过程中应对成桩质量随时检查，及时发现问题及时处理。

11.4.4 单桩竖向抗压静载荷试验和复合地基静载荷试验的检测数量如单项工程中地质情况不均匀，应加大检测试验数量，对重要的工程或对变形要求严格时宜进行多桩复合地基静载荷试验。

12 高压旋喷桩法

12.1 一般规定

12.1.1 近年来在辽宁地区的工程实践表明，旋喷桩法对黏土、砂土、大粒径较少的碎（卵）石土、素填土等地基有着良好的处理效果。对大粒径颗粒含量大于 30% 的卵（碎）石地层，旋喷注浆冲击破碎力严重下降，深部密实土层旋喷成桩直径很小。对地基土中含生活垃圾、植物根茎等，桩体强度低。动水条件下，如在降水井附近区域旋喷，高压旋喷注浆浆液可能被动水带走，固结体强度不易保证。以上情况，应通过现场试验确定旋喷注浆法的适宜性。对大量涌水的工程，旋喷注浆法处理效果可能不如注浆效果好，不宜采用。

12.1.2 高压旋喷桩法有强化地基和防渗作用。用于地基处理目的是在竖向形成加固复合体与地基土共同承担上部竖向荷载。土体加固目的是提高待加固土体的稳定性和抗水平变形能力，常用于基坑坑底加固、挡土墙墙后土体加固及隧道洞口加固等。防渗处理的目的是形成一排或多排复合体防渗墙（体），广泛应用于基坑止水、基坑封底、坝体防渗等。

12.1.3 高压旋喷桩法根据注入介质的不同可分为单管、双管（二重管）三管（三重管）三种方法。

1 单管法：钻机成孔后，把安装在注浆管底部的特殊喷嘴，置入

预定的深度后，用高压泥浆泵以大于 20 MPa 的压力，把水泥浆液喷射出去，冲击破坏土体，同时利用钻杆的提升和旋转，使浆液与切割土体颗粒混合。经凝固后，在土中形成近似圆柱形状的固结体。该法只喷射水泥浆一种介质。

2 双管法：使用双通道二重注浆管，同时喷射高压水泥浆液和压缩空气两种介质的喷射流冲击破坏土体。其能量显著增大，形成固结体直径显著增加。

3 三管法：使用分别喷射水、浆、气三种不同介质的三重注浆。在以高压泵输出高压喷射水流的周围，环绕气流，进行高压水喷射流和气流同轴喷射冲切土体。该方法形成固结体强度较双管法更高，直径更大。对复杂地层能取得满意的效果。

12.2 设 计

12.2.1 旋喷桩成桩直径的确定是一个复杂的问题，特别是深部成桩直径，目前无准确方法确定。一般采用半经验的方法估计旋喷桩成桩直径。地基处理初步设计时，旋喷桩设计直径及桩体强度可参考表 4 选用。加固工程中旋喷桩体强度宜参考表 4 数据适当折减使用，可用于估算加固土体抗剪强度。

表 4 旋喷桩的设计参数

土 质		方 法		
		单管法	双管法	三管法
黏性土	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

表 4 旋喷桩的设计参数（续）

土 质		方 法		
		单管法	双管法	三管法
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
试件抗压强度（MPa）		砂类土 3~7， 黏性土 1.5~5	砂类土 5~8， 黏性土 1~5	砂类土 5~15， 黏性土 1~5
试件粘聚力（MPa）		砂土 0.4~0.5，黏性土 0.7~1.0		
试件内摩擦角（°）		砂土 30~40，黏性土 20~30		
试件渗透系数（cm/s）		砂土 10^{-6} ~ 10^{-7} ，黏性土 10^{-6} ~ 10^{-8} ，砂砾 10^{-5} ~ 10^{-6}		

注：表中 N 为标准贯入击数。以上数据引自《地基处理手册》及《地基处理工程实例应用手册》。由于地质条件不同，设计参数与工程环境、施工工艺的差异，可能与表中数据有较大误差。因此，表中数据仅供参考。

12.2.2 基础刚度对复合地基的破坏模式、承载力和沉降有重要影响。当处于极限状态时，刚性基础下旋喷桩复合地基中旋喷桩桩体先发生破坏。当旋喷桩用于路基处理或建筑基础软弱下卧层加固时，旋喷桩顶以上无刚性基础时，旋喷桩复合地基中桩间土先发生破坏。为了提高无刚性基础条件下的复合地基桩土荷载分担比，控制沉降，可在桩顶设置基础板、增设桩帽、加大旋喷桩置换率、褥垫层材料采用灰土、水泥土、加筋土等措施。

当旋喷桩用于加固局部软弱下卧层时，可只在软弱下卧层厚度范围内加固，应加大旋喷复合地基置换率。当处理厚度不大时，可采取满堂布桩，验算复合地基承载力时可不考虑桩间土部分。同时注意验算处理后旋喷地基复合压缩模量应与原土层压缩模量相差不大，避免

局部不均匀沉降。

单桩承载力发挥系数，对复合地基上有无刚性基础变化很大。上覆刚性基础时，合适置换率时，复合地基中单桩承载承担大部分荷载，单桩承载力发挥系数可取 0.70~0.95。上覆土层时，桩土应力比低，复合地基中单桩承担较少的上部荷载，高置换率时，单桩承载力发挥系数取 0.50~0.70；正常置换率时，单桩承载力发挥系数取 0.20~0.50；符合工程实际。

桩间土承载力折减系数，与旋喷桩置换率、施工工艺、褥垫层刚度、上部基础刚度、桩长、桩间土性质等均相关，可根据当地类似场地的工程经验确定。当在刚性基础、正常褥垫层、桩间土加固厚度内无软弱土，旋喷桩高置换率条件下，桩间土承载力折减系数取低值；反之，取高值。因天然地基承载力低时，旋喷工艺对软土扰动很大，考虑加固后短期内天然地基承载力不能恢复，偏于安全取低值。

12.2.7 本条中表 12.2.7 数值为经验数据，具体工程应通过现场试验确定施工关键参数。

12.2.8 对复合地基，褥垫层在复合地基中具有以下重要作用：

1 保证桩、土共同承担荷载，它是高压旋喷法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 mm~300 mm，考虑施工时的不均匀性，本条规定褥垫层厚度取 150 mm~300 mm，当桩径大，桩距大时取高值。

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 20 mm。

12.2.9 用于防水隔水工程宜采用双排或三排布孔旋喷桩，如图 2 所示。

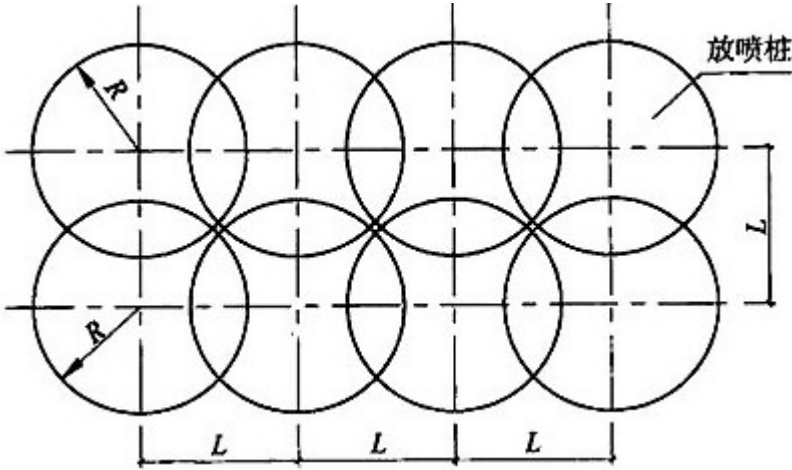


图 2 防水隔水旋喷桩平面布置示意图

12.3 施 工

12.3.1 常用的高压旋喷注浆施工主要机具和设备性能可参照表 5。

表 5 高压旋喷注浆施工主要机具和设备性能

施工主要机具和设备性能	性能要求
高压注浆泵	压力 20~40 MPa，流量 60~150 L/min
注浆泵	压力 1~8 MPa，流量 40~160 L/min
钻机	成孔深度 30~60 m，钻杆 $\phi 42\sim\phi 90$
空压机	压力 0.7~2.0 MPa，流量 4~10 m ³ /min
高压胶管	压力 30~60 MPa，直径 $\phi 19\sim\phi 22$

12.3.2~12.3.3 常用的高压旋喷注浆浆液材料及配比建议如下：

1 普通型：无特殊要求的一般工程。采用 P.C42.5R 早强型复合硅酸盐水泥或 P.O 42.5 普通硅酸盐水泥，不加外加剂，水灰比 0.8～1.5，常用 1.0。

2 速凝早强型：适用于地下水丰富的工程。可掺入氯化钙（2%～4%）、三乙醇胺（0.03%～0.05%）等外加剂。

3 抗冻型：适用于防治土体冻胀的工程。常用掺入沸石粉（10%～20%）等外加剂。

4 抗渗型：适用于隔水防渗的工程。常用掺入水玻璃（波美度 30°～40°）2%～4%等外加剂。

12.3.6 旋喷桩施工护壁管常用 PVC 薄壁管。应保证薄壁管能被浆液冲击破碎，随返浆流出地面。对钻喷一体施工工艺，当冲洗液流量较小时，造孔过程中有堵塞喷嘴的风险。

12.3.7 地面试水试压是检查管路是否正常，喷射压力是否合格的必要手段。为减少管路压力损失，高压总管总长度不宜过长。

12.3.8 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应小于 300 mm，以保证固结体的整体性。

12.3.10 当旋喷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，并应拔出注浆管，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直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，使喷射能力降低。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。

12.3.14 高压旋喷施工后，浆液未终凝进行抽水作业将造成浆液流失，可能影响成桩效果。

12.4 质量检验

12.4.1 旋喷桩质量检验应根据工程具体情况选定多种质量检验方法。开挖检查用于检查桩顶成桩质量。钻孔取芯可检查深部桩身质量及桩端情况。标准贯入和静力触探在有可靠地区经验的情况下也可以应用。静载荷试验是建筑地基处理后检验地基承载力的主要方法。压水试验及围井试验通常用于检验防渗漏工程的施工质量。

13 刚性桩复合地基

13.1 一般规定

13.1.1 实际上刚性桩复合地基适用于可以设置刚性桩的各类地基。刚性桩复合地基既适用于工业厂房、民用建筑，也适用于堆场及道路工程。

13.1.2 本规程中刚性桩包括各类实体、空心 and 异型的钢筋混凝土桩和素混凝土桩，钢管桩等。

水泥粉煤灰碎石桩复合地基（CFG 桩复合地基）是由水泥、粉煤灰、碎石、石屑或砂加水拌和而成的混凝土，经钻孔或沉管施工工艺，在地基中形成具有一定黏结强度的低强度混凝土桩。

13.1.3 在使用过程中，通过桩与土变形协调使桩与土共同承担荷载是复合地基的本质和形成条件。由于端承型桩几乎没有沉降变形，只能通过褥垫层协调桩土相对变形，不可知因素较多，如地下水位下降引起地基沉降，由于各种原因，当基础与桩间土上褥垫层脱开后，桩间土将不再承担荷载。因此，本规程指出刚性桩复合地基中刚性桩应为摩擦型桩，以桩端受力为主摩擦桩应慎重使用。

13.2 设计

13.2.3 当刚性桩复合地基中的桩体穿越深厚软土时，如采用挤土成桩工艺（如沉管灌注成桩），桩距过小易产生明显的挤土效应，一方面容易引起周围环境变化，另一方面，挤土作用易产生桩挤断、偏位

等情况，影响复合地基的承载性能。

采用挤土工艺成桩（一般指沉管施工工艺）时，桩的中心距应符合表 6 的规定。

表 6 桩的最小中心距

土的类别	最小中心距	
	一般情况	排数超过 2 排，桩数超过 9 根的群桩情况
穿越深厚软土	$3.0d$	$4.0d$
其它土层	$3.0d$	$3.0d$

注：表中 d 为桩管外径；采用非挤土工艺成桩，桩中心距不宜小于 $3d$ 。桩长范围内有饱和粉土、粉细砂、淤泥、淤泥质土，采用长螺旋钻中心压灌成桩时，宜采用大桩距。

13.3 施 工

13.3.5 对于上层滞水以下或者潜水以上部分的褥垫层，褥垫层顶部和侧面应宜取可靠的防水措施，避免地表水或者上层滞水下渗进入褥垫层，造成桩间土含水量变化，也避免地下结构底板受地下水压力影响，产生漏水或者结构上浮风险。

13.4 质量检验

13.4.3 地基质量验收检测时，考虑间歇时间是因为地基土的密实、土的触变效应，孔隙水压力的消散、水泥或化学浆液的固结等均需有一个期限，施工结束后立即进行验收检测难以反映地基处理的实际效果。间歇时间应根据岩土工程勘察资料、地基处理方法，结合设计要求综合确定。当无工程实践经验时，对黏性土地基不少于 28 d，对粉

土地基不宜少于 14 d，其他地基不应少于 7 d。当设计对龄期有明确要求时应满足设计要求。

14 组合桩法

14.1 一般规定

14.1.1 组合桩复合地基中长桩常采用刚性桩，短桩可采用刚性桩、柔性桩。刚性桩可采用钢筋混凝土灌注桩、预制桩、预应力管桩、素混凝土桩、钢管桩等；柔性桩可采用水泥土搅拌桩和旋喷桩等。采用其它类型的刚性桩和柔性桩，除应符合本规程规定外，尚应符合国家有关现行标准规定。

14.2 设计

14.2.1 长桩的持力层选择是复合地基沉降控制的关键因素，大量工程实践表明，长桩桩端选择坚硬土层作为持力层可明显减少沉降，但应避免长桩成为端承桩，否则不利于发挥桩间土及短桩的作用。

14.2.2 长桩的桩间距过小不利于短桩承载力发挥作用，长桩的桩间距过大又不符合刚性桩与柔性桩作为复合地基来工作的原理，故而对长刚性桩的桩距进行限制。柔性桩除柱状加固外，也可采用壁状、格栅状加固形式。

组合桩复合地基单桩承载力应由载荷试验确定，其设计计算可按本规程有关章节进行，但应考虑施工顺序对桩承载力的相互影响，对刚性桩施工较为敏感的土层，不宜采用刚性桩与静压桩的组合，刚性桩与其它桩组合时，应对其它桩的单桩承载力进行折减。

14.2.4 对刚性基础下组合桩复合地基，一般情况下，桩间土承载力发

挥系数 β 小于短桩承载力发挥系数 λ_2 ，短桩承载力发挥系数 λ_2 小于长桩的承载力发挥系数 λ_1 。对刚性基础下组合桩复合地基中的长桩一般能够完全发挥其极限承载力，长桩的承载力发挥系数 λ_1 可近似取 1.0，短桩的承载力发挥系数 λ_2 可取 0.7~0.9，桩间土承载力发挥系数 β 可取 0.5~0.8，当褥垫层较厚时有利于发挥桩间土和短桩的承载力，故褥垫层厚较大时承载力发挥系数可取较高值。当长桩面积置换率较小时，有利于发挥桩间土和短桩的承载力，桩间土承载力发挥系数 β 和短桩承载力发挥系数可取较高值。组合桩复合地基设计需要岩土工程师综合判断能力，注重概念设计。

对填土路堤和柔性面层堆场下的组合桩复合地基，一般情况下，桩间土承载力发挥系数 β 大于短桩的承载力发挥系数 λ_2 ，短桩的承载力发挥系数 λ_2 大于长桩的承载力发挥系数 λ_1 。褥垫层刚度对桩的承载力发挥系数影响较大，若褥垫层能有效防止长桩过多刺入褥垫层，则长桩的承载力发挥系数 λ_1 可取较高值。

14.2.5 对刚性基础下组合桩复合地基，当褥垫层厚度过小时，不利于桩间土承载力和柔性桩承载力的发挥；当褥垫层厚度过大时，既不利于刚性桩的承载力发挥，又增加成本。根据经验，建议褥垫层厚度采用 150 mm~300 mm。

褥垫层设置范围宜比基础外围每边大 200 mm~300 mm，主要考虑当基础四周易因褥垫层过早向基础范围以外挤出而导致桩、土的承载力不能充分发挥。若基础侧面土质较好褥垫层设置范围可适当减小。也可在基础下四边设置围梁，防止褥垫层侧向挤出。

对填土路堤和柔性面层堆场下的组合桩复合地基，主要要求褥垫层能有效防止刚性桩过多刺入褥垫层，因此要求在砂石褥垫层中铺设土工合成材料，或采用灰土褥垫层。根据经验，建议褥垫层厚度采用上述范围的高值。

14.2.7 组合桩复合地基变形计算理论上可将复合地基的主要变形分为复合土层变形与其下卧层土层变形，分别计算相加后得到，其中复合土层的变形计算采用的方法有假想实体法、桩身压缩法、应力扩散法、有限元法等，下卧土层的变形模量一般采用分层总和法。理论与实测表明，大多数复合地基的变形计算的精度取决于下卧土层的变形计算精度，在沉降计算经验系数确定后，复合土层底面附加应力的计算取值是关键。该附加应力随上述复合地基沉降计算的方法不同而存在较大的差异，即使采用应力扩散一种方法，也因应力扩散角的取值不同计算结果不同。对组合桩复合地基，复合土层变形及下卧土层顶面附加应力的计算将更加复杂。

14.3 施 工

14.3.1 长桩与短桩的施工顺序遵守下列原则：

1 挤土桩应先于非挤土桩施工。如果先施工非挤土桩，当挤土桩施工时，挤土效应易使已经施工的非挤土桩偏位、断裂甚至上浮，深厚软土地基上这样施工的后果尤为严重。

对灵敏度相对较高土层，应充分考虑后施工桩对已施工增强体或桩体承载力的影响。无地区经验时，应通过试验确定方案的适用性。

2 当两种桩型均为挤土桩时，长桩宜先于短桩施工。如先施工短桩，长桩施工时易使短桩上浮，影响其端阻力的发挥。

15 树根桩法

15.1 一般规定

15.1.2 树根桩技术是在 20 世纪 30 年代初由意大利的 Fondedile 公司的 F.Lizzi 首创，随后在各国得到应用。树根桩的桩基因其形状似树根而得名。树根桩的施工大致过程为：钻机成孔，当孔深度满足设计要求后，放入钢筋或钢筋笼，同时放入注浆管，用压力注入水泥浆或水泥砂浆。也可以放入钢筋笼后再放入碎石，然后注入水泥浆或水泥砂浆。

树根桩技术的特点是：机具简单，施工占用场地小，并于在斜坡或搭架施工；施工时振动和噪声小，使被托换的建筑物比较安全；施工时因桩孔很小，故而对墙身和地基土几乎不产生应力，所以托换加固时不存在对墙身有危险；所有操作都在地面上进行，施工较为方便；桩、承台和墙身连成一体，托换后结构整体性好。树根桩不仅可承担轴向压力、拉力荷载，还可承受水平向荷载。

树根桩技术用于既有建筑物地基基础加固工程，修建地下隧道原有建筑物基础加固工程，边坡加固工程，桥梁工程的加固工程，加固示意图如图 3 所示。

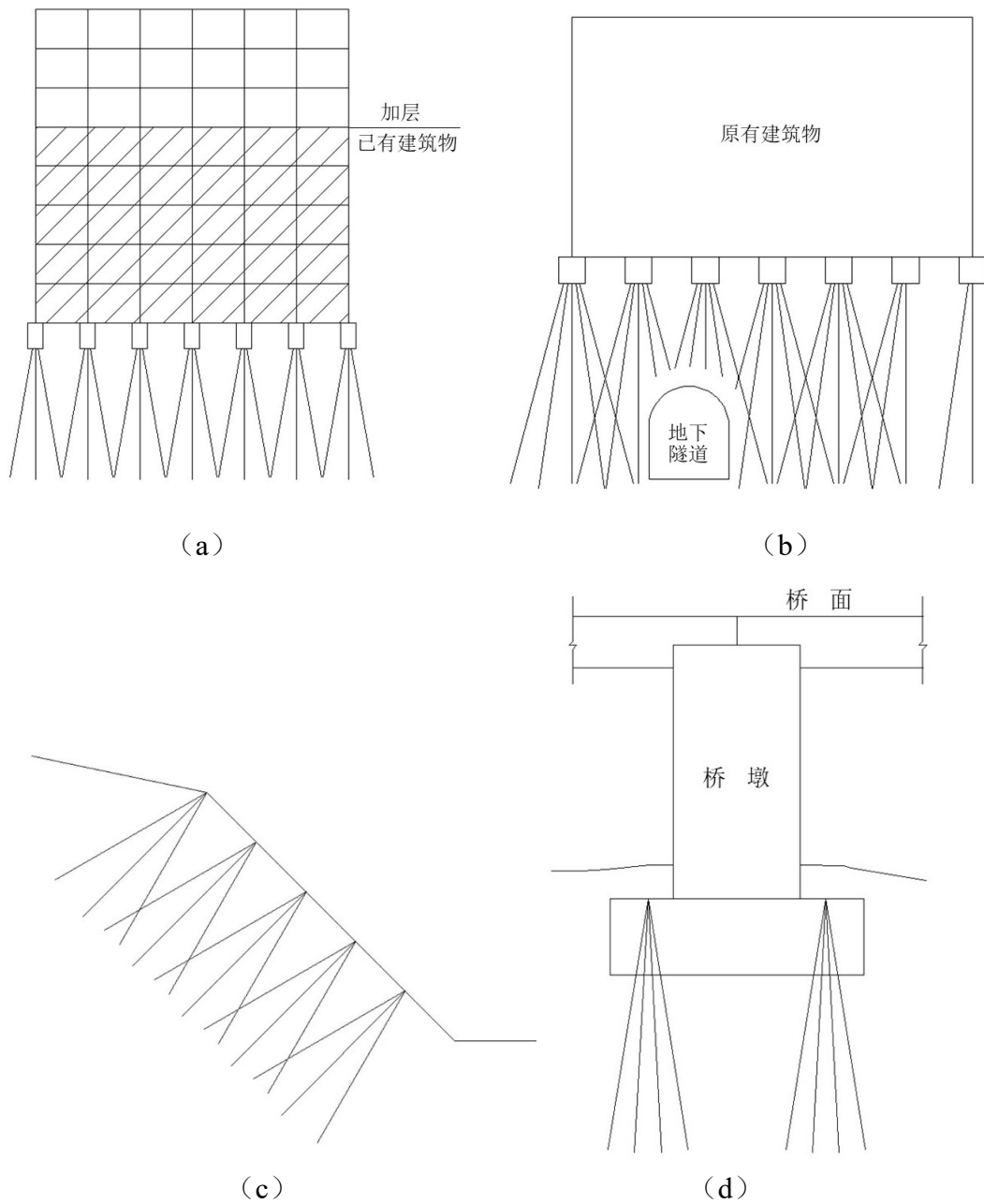


图 3 树根桩加固示意图

- (a) 建筑物加层地基加固 (b) 新建隧道既有建筑基础加固
(c) 边坡加固 (d) 桥墩地基加固

15.2 设 计

15.2.5 工程实践表明，二次注浆对桩侧阻力的提高系数与桩直径、桩侧土质情况、注浆材料、注浆量和注浆压力、方式等密切相关，提高

系数一般可达 1.2~2.0，本规程建议取 1.2~1.4。

树根桩长径比较大，在计算树根桩单桩承载力时，应考虑有效桩长对单桩承载力的影响。

15.4 质量检验

15.4.1 树根桩试块取自成桩后的桩顶混凝土，按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010，试块尺寸为 150 mm 立方体，其强度等级由 28 d 龄期的用标准试验方法测得的抗压强度值确定。树根桩静载荷试验可参照混凝土灌注桩试验方法进行。

16 锚杆静压桩

16.1 一般规定

16.1.1 锚杆静压桩是八十年代初研究成功的一项地基加固新技术，是锚杆和静力压桩结合而形成的一种桩基施工工艺，即先在新建建（构）筑物基础上预留压桩的桩位孔，并预埋好锚杆，或在已建建（构）筑物的基础上开凿压桩孔和锚杆孔，用粘结剂埋好锚杆。然后安装压桩架，利用建（构）筑物自重反力（必要时可加配重），用千斤顶将预制桩逐段压入土中。当压桩力或压入深度达到设计要求后，将桩与基础联结在一起，达到提高地基承载力和控制沉降的目的。

锚杆静压桩至今已在全国各地广泛应用，该项技术可以应用于一般事故基础托换补桩加固、对大型桩基事故工程进行补桩加固处理，也可应用于新建工程的桩基逆作施工法、纠偏工程、加固高层基础事故工程等。该项技术经济效果十分显著，是各种地基加固处理方法中最为有效的方法之一。

16.1.2 桩基逆作法是一种先施工承台、基础底板及一定层数上部结构后，再形成锚杆反力系统并进行压桩的基础施工方法。锚杆静压桩设计要满足以下条件：

- 1 桩承台、基础底板、上部结构的自重荷载满足压桩反力要求；
- 2 天然地基承载力满足这一阶段桩承台、基础底板、上部结构的自重荷载要求；

3 对于箱型基础、桩-箱基础，桩承台、基础底板、上部结构的自重荷载能够平衡原始地应力。锚杆静压桩施工应编制专项施工方案，并经专家评审后，方可进行压桩。

16.1.3 已建工程的基础托换加固或纠偏加固在制定加固方案时，都必须具备工程地质资料，特别重要的是静力触探资料，它充分反映了土层的厚度、土的力学特性，由此可以为设计确定桩的长度、单桩承载力以及压桩施工所需的选择压桩设备能力、桩的直径、数量等参数提供依据。

16.1.4 对于已建工程进行基础托换补桩加固前，必须对已建建（构）筑物的基础现状进行详细调查，如采用金刚石薄壁钻钻孔取样试验，或在基础边缘开挖探坑及时掌握基础板厚度和混凝土的强度，从而为补桩设计提供依据。例如：某偏斜工程，在补桩设计时根据原蓝图提供的基础厚度和混凝土验算基础抗冲切都能满足要求，可是纠偏施工完成第二年后，发现该住宅楼又向南侧倾斜，需要进行第二次纠偏加固，当挖除基础面上覆土后发现基础底板被顶裂，基础底板混凝土有分层现象，据实地调查该基础底板是分二次浇捣的，施工时已存在分层现象，说明基础抗冲切强度先天不足。为此对桩顶重新植筋，重新浇捣加厚基础混凝土底板，确保混凝土桩的抗冲切厚度，这一教训是很深刻的。

16.2 设 计

16.2.1 单桩竖向承载力与桩的类型、材料、施工方法、入土深度、桩

端进入持力层的深度、设置后的休止时间及桩的截面形状、大小、荷载性质等因素有关。

锚杆静压桩应选择压缩性较低的黏性土、粉性土、中密或中密以上的砂土作为持力层。

16.2.2 锚杆静压桩压桩时，在桩周一定范围产生剪切重塑区，重塑状态土的抗剪强度因土质结构状态不同而不同，通常远远低于原状土的抗剪强度，表现在压桩过程中桩周土的动摩阻力远远低于原状结构土的静摩阻力。对于灵敏度高的触变性黏性土，当压桩力达到(1.2~1.5)倍的单桩承载力特征值时，经过约 20 d 的静止后，桩周土的抗剪强度大部分得到恢复，其极限承载力可以达到单桩承载力特征值的 2 倍。对于非触变性土，如填土及砂土，其动、静摩阻力相关不大，根据工程实际经验，施工时的最终压桩力应取不小于 1.5 倍单桩承载力特征值。

16.2.3 压桩孔的形状可做成上小下大的截头锥形，试验证明，采用截头锥形压桩孔，经封桩后，桩顶完全满足受力要求。

16.2.4 桩型选择应根据设计单桩承载力、工程性质、地质情况、施工条件及场地周围环境等综合考虑，一般情况下采用预制钢筋混凝土方桩，如 200 mm×200 mm、250 mm×250 mm、300 mm×300 mm、350 mm×350 mm、400 mm×400 mm 等，在特殊条件下为穿透碎石垫层、砂层和硬土层，为防止补桩挤土对周围桩基或建（构）筑物的不利影响可采用不同直径的钢管桩（ $\phi 100\text{ mm} \sim \phi 600\text{ mm}$ ）。

16.2.6 锚杆静压桩的锚杆按其埋设形式分预埋和后成孔埋设两种，新

建工程采用预埋式较多，预埋式螺栓为爪形或锚板等形式；已建工程的基础托换，一般采用后成孔埋设法，即采用镏粗锚杆螺栓、焊箍锚杆螺栓等形式，如图 4 所示。

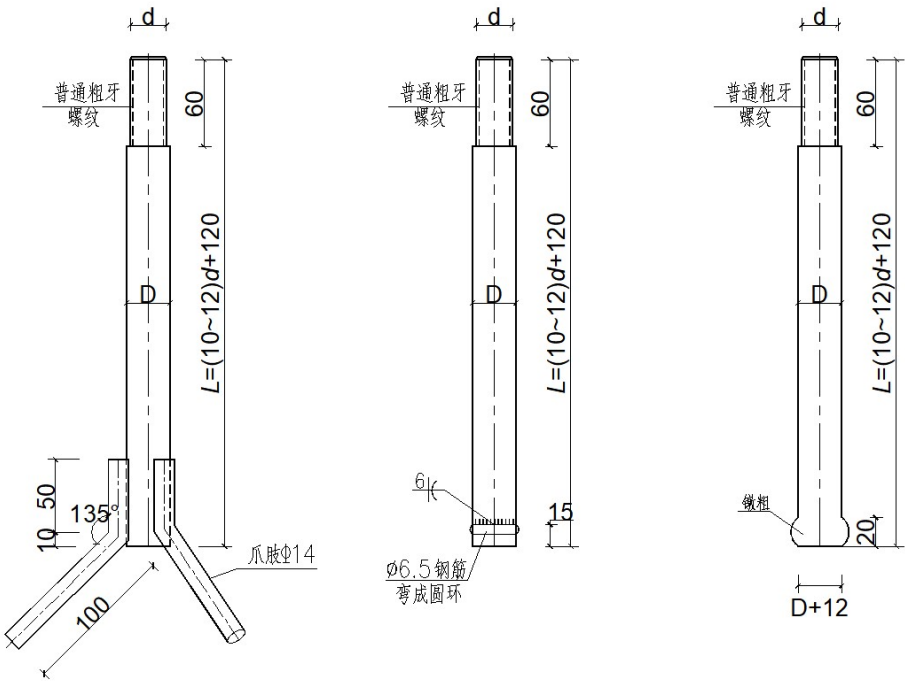


图 4 锚杆构造图

锚杆静压桩技术的关键之一是抗拔锚杆。如果没有强有力的锚杆作为反力，就无法进行压桩施工。因此，必须重视抗拔锚杆的设计与埋设施工的质量。

通过现场坑拔试验和有限元计算表明，锚杆的埋设深度为 $(12\sim 15)d$ （ d 为螺栓直径）便能满足使用要求。

16.2.7 预加反力封桩法的机理，是利用锚杆静压桩设备将桩压入到设计深度后，桩顶压力仍保持在 $(1.1\sim 1.3) R_d$ （ R_d 为单桩承载力设计值）情况下，迅速浇注 C30 或 C35 微膨胀早强混凝土，使桩与基础连接成整体，当封桩混凝土达到设计强度的 80%后，即可拆除桩顶千斤顶，此时桩身积聚的预加应力就成为向上的拱力，可以有效减少基

底压力，将上部荷载通过桩传到深部土层中去，从而有效的减少基础沉降量。

16.3 施 工

16.3.1 锚杆静压桩设备装置如图 5 所示，压桩施工顺序如图 6 所示。

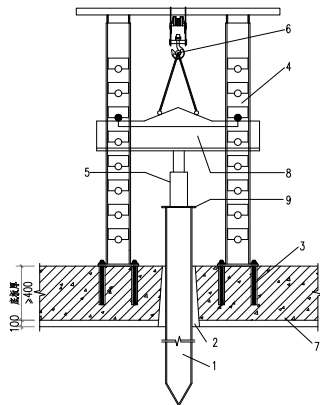


图 5 锚杆静压桩装置示意图

1—桩 2—压桩孔 3—锚杆 4—压桩架 5—液压千斤顶
6—手拉或电动葫芦 7—基础 8—定位销

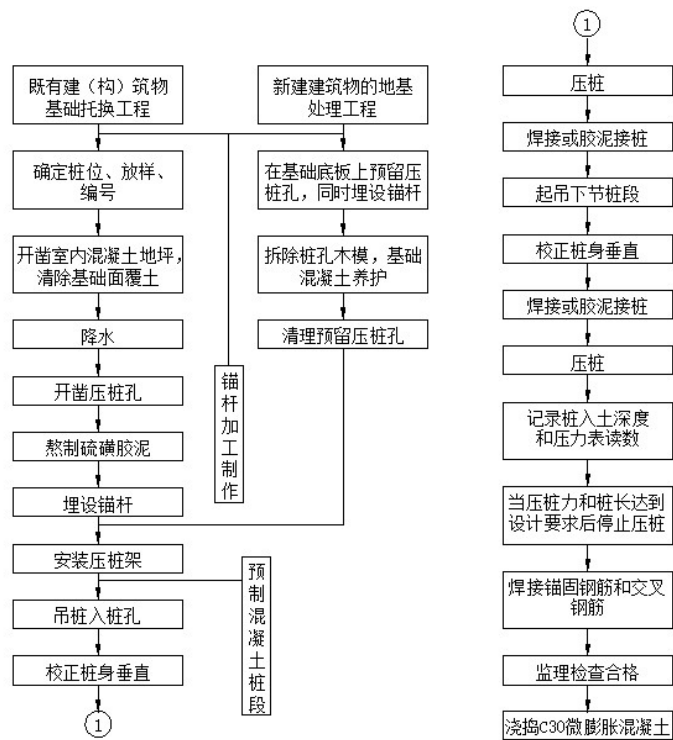


图 6 压桩施工流程图

16.3.2 压桩施工应遵守以下规定：

1 压桩架安装时要保持垂直，应均衡拧紧锚固螺栓的螺帽；在压桩施工过程中，应随时拧紧松动的螺帽，防止压桩架晃动；

2 桩尖就位时必须保持垂直，桩段就位后必须加以校正，使千斤顶与桩段轴线保持在同一轴线上，不应偏心受压，压桩时，桩顶应垫 5 层~6 层厚麻袋和 10 mm 厚钢板。

3 压桩施工时不宜数台压桩机同时在一个独立基础上压桩施工，施工期间，压桩力的总和不应大于该基础及上部结构所能提供的反力，以防止基础上抬造成结构破坏；

4 压桩施工不应中途停顿，应一次到位，如需中途停顿，桩尖可停留在软土中，且停留时间不应超过 24 h；

5 采用硫磺胶泥接桩时，上节桩就位后应将插筋插入插筋孔中。检查重合无误，间隙均匀后，将上节桩吊起 10 cm，装上硫磺胶泥夹箍，浇注硫磺胶泥，并立即将上节桩保持垂直放下。接头侧面应平整光滑，上下桩面应充分黏接。待桩中的硫磺胶泥固化后，才能进行压桩施工。当环境温度低于 5℃时对插筋和插筋孔做表面加温处理；

6 硫磺胶泥的原材料及成品，在运输和储存时应注意防火，熬制硫磺胶泥的操作人员必须穿戴好必要的防护用品，不准赤膊和光脚，防止胶泥溅伤。接桩时如遇有风天气，应采取挡风措施；

7 采用焊接接桩时，应清除表面铁锈，进行满焊，确保焊接质量；

8 桩未达到设计标高时，对于外露的桩头经设计单位同意，必须进行切除。切割桩头前应先用砌块把桩固定住，然后用凿子开出 30

mm~50 mm 深的光槽，露出钢筋加以切割，以便切除桩头。严禁在悬臂情况乱截桩头；

9 桩与基础的连接（封桩）是整个压桩施工过程中的关键工序之一，必须认真进行。封桩前必须把压桩孔内的杂物清理干净，排除积水，清除孔壁和桩面的浮浆，以增加黏结力。然后在压桩孔内浇灌掺有微膨胀早强外掺剂的 C30 级混凝土，桩帽梁则浇灌 C30 级混凝土并予以捣实（冬期施工时，可加入抗冻外掺剂）；

10 在压桩施工过程中，必须认真做好压桩施工各阶段记录；

11 压桩施工的控制标准，应以设计最终压桩力或桩入土深度为控制标准。如有异常情况时，应立即向设计和建设部门反映，以便及时采取对策。

16.3.3 封桩工艺流程如图 7 所示。

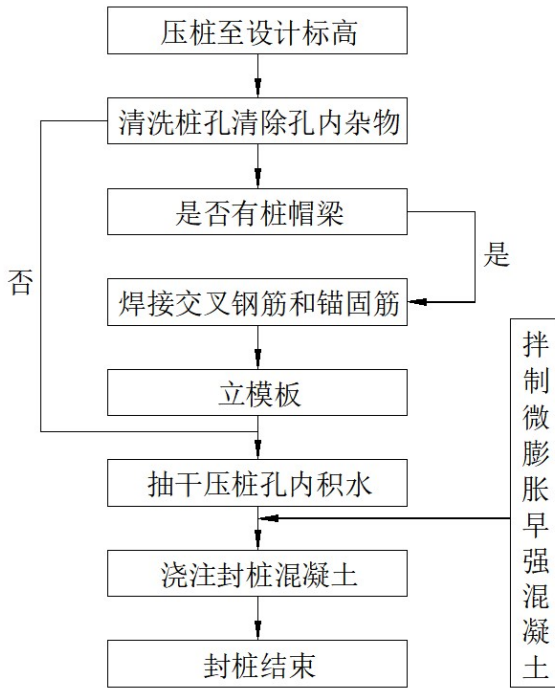


图 7 封桩施工流程图

16.4 质量检验

16.4.2 为了掌握锚杆静压桩的承载能力，可以按总桩数的 1%，或一个工程做 3 根试桩是有必要的，可校核设计单桩承载力取值合理性。另外做试桩较方便，可利用压桩设备和已有锚杆螺栓提供抗拔力。