

中华人民共和国水利行业标准

SL/T 792—2020

水工建筑物地基处理设计规范

Design specification for ground treatment
of hydraulic structures

2020 - 05 - 15 发布

2020 - 08 - 15 实施



中华人民共和国水利部 发布

中华人民共和国水利部
关于批准发布《农田灌溉建设项目
水资源论证导则》等3项
水利行业标准的公告

2020年第6号

中华人民共和国水利部批准《农田灌溉建设项目水资源论证导则》(SL/T 769—2020)等3项为水利行业标准，现予以公布。

序号	标准名称	标准编号	替代标准号	发布日期	实施日期
1	农田灌溉建设项目水资源论证导则	SL/T 769—2020		2020.5.15	2020.8.15
2	水利水电建设工程安全生产条件和设施综合分析报告编制导则	SL/T 795—2020		2020.5.15	2020.8.15
3	水工建筑物地基处理设计规范	SL/T 792—2020		2020.5.15	2020.8.15

水利部

2020年5月15日

前 言

根据水利技术标准制修订计划安排，按照 SL 1—2014《水利技术标准编写规定》的要求，编制本标准。

本标准共 11 章和 2 个附录，主要技术内容包括：

- 总则；
- 术语与符号；
- 基本规定；
- 固结灌浆；
- 防渗帷幕与排水；
- 防渗墙；
- 挖填置换；
- 强夯与强夯置换；
- 预压排水固结；
- 复合地基；
- 桩基。

本标准批准部门：中华人民共和国水利部

本标准主持机构：水利部水利水电规划设计总院

本标准解释单位：水利部水利水电规划设计总院

本标准主编单位：长江勘测规划设计研究有限责任公司

本标准参编单位：水利部交通运输部国家能源局南京水利科学
学研究院

水利部长江勘测技术研究所

长江三峡勘测研究院有限公司（武汉）

本标准出版、发行单位：中国水利水电出版社

本规范主要起草人：杨启贵 王汉辉 刘加龙 邹德兵

李洪斌 施华堂 戴济群 高长胜

杨守华 关云飞 栾约生 郝文忠

周 华 郭红亮 占鑫杰 闵征辉
牛 勇 樊少鹏 牟春霞 张志坚

本标准技术内容审查人：温续余

本标准体例格式审查人：牟广丞

本标准在执行过程中，请各单位注意总结经验，积累资料，随时将有关意见和建议反馈给水利部国际合作与科技司（通信地址：北京市西城区白广路二条2号；邮政编码：100053；电话：010-63204533；电子邮箱：bzh@mwr.gov.cn），以供今后修订时参考。

目 次

1	总则	1
2	术语与符号	2
2.1	术语	2
2.2	符号	3
3	基本规定	5
4	固结灌浆	6
4.1	一般规定	6
4.2	岩基固结灌浆	6
4.3	覆盖层地基固结灌浆	8
4.4	固结灌浆试验	9
5	防渗帷幕与排水	10
5.1	一般规定	10
5.2	岩基防渗帷幕	10
5.3	岩基排水	13
5.4	覆盖层地基防渗帷幕	15
5.5	帷幕灌浆试验	16
6	防渗墙	17
6.1	一般规定	17
6.2	混凝土防渗墙结构设计	17
6.3	混凝土防渗墙连接与构造	18
6.4	高喷防渗墙	20
6.5	水泥土搅拌防渗墙	21
7	挖填置换	22
7.1	一般规定	22
7.2	断层破碎带与软弱层带挖填置换	22
7.3	岩溶挖填置换	23

7.4	特殊土挖填置换	23
8	强夯与强夯置换	24
8.1	一般规定	24
8.2	强夯	24
8.3	强夯置换	25
8.4	强夯与强夯置换试验	26
9	预压排水固结	27
9.1	一般规定	27
9.2	堆载预压	27
9.3	真空预压	30
9.4	真空和堆载联合预压	30
10	复合地基	32
10.1	一般规定	32
10.2	振冲碎石桩	33
10.3	沉管砂石桩	35
10.4	水泥土搅拌桩	36
10.5	高压旋喷桩	38
11	桩基	40
11.1	一般规定	40
11.2	布置与选型	40
11.3	桩基计算	40
11.4	特殊条件下的桩基	43
11.5	桩基构造	45
附录 A	地基处理方法选用表	46
附录 B	预压排水地基固结度计算	47
	标准用词说明	49
	条文说明	51

1 总 则

1.0.1 为适应水工建筑物地基处理技术发展的需要，规范水工建筑物地基处理设计，做到安全适用、质量保证、经济合理、技术先进并保护环境，制定本标准。

1.0.2 本标准适用于各类水工建筑物地基处理设计。

1.0.3 水工建筑物地基处理设计应综合考虑工程地质条件、上部结构类型与施工条件等因素，根据水工建筑物的稳定、变形、渗流控制等不同目的确定地基处理范围和处理方法。

1.0.4 本标准主要引用下列标准：

GB 50007 建筑地基基础设计规范

GB 50011 建筑抗震设计规范

GB 50025 湿陷性黄土地区建筑标准

SL 191 水工混凝土结构设计规范

1.0.5 水工建筑物地基处理设计除应符合本标准规定外，尚应符合国家现行有关标准的规定。

2 术语与符号

2.1 术语

2.1.1 地基处理 ground treatment

提高地基的强度、抗渗性、改善地基抗变形能力而采取的处理措施。

2.1.2 承载力容许值 allowable bearing capacity

既能保证地基有抵抗破坏的容许安全裕度，又能使建筑物可能产生的沉降限制在容许范围以内的最大地基承载力。

2.1.3 桩侧极限摩阻力 ultimate pile shaft resistance

桩顶作用极限荷载时，桩身侧表面所产生的岩土阻力。

2.1.4 固结灌浆 consolidation grouting

用浆液灌入岩土体的裂隙或孔隙，以提高地基的整体性、强度和抗变形能力。

2.1.5 帷幕灌浆 curtain grouting

用浆液灌入岩土体的裂隙或孔隙，形成连续的阻水幕，以减小地基的渗流量和降低建筑物基底渗透压力。

2.1.6 强夯 dynamic compaction

用高落距重锤给地基以冲击和振动能量，将地基土处理密实。

2.1.7 强夯置换 dynamic compaction and replacement

在夯坑内回填块石、碎石等粗颗粒材料并用夯锤连续夯击，在地基土中形成置换墩。

2.1.8 堆载预压 surcharge preloading

在饱和软黏土地基中设置竖向和水平向排水通道后，对地基进行堆载，使地基排水固结，提高地基土强度。

2.1.9 真空预压 vacuum preloading

在饱和软黏土地基中设置排水通道并进行地表封闭，通过抽真空产生负压排水，以增加地基土的有效应力，加快地基土固

结，提高强度。

2.1.10 复合地基 composite ground

天然地基土体经处理后，部分土体被增强或被置换形成增强体，由天然地基土体和增强体共同承担荷载的人工地基。

2.1.11 振冲碎石桩 vibroflotation stone pile

采用振冲器的振动加水冲方式在软弱地基中成孔后，将碎石填入孔中形成的密实桩体。

2.1.12 沉管砂石桩 immersed sand - gravel pile

采用振动或锤击沉管的方式在软弱地基中成孔后，将碎石或砂填入孔中形成的密实桩体。

2.1.13 水泥土搅拌桩 cement mixing pile

采用搅拌机械，将水泥、石灰或其他固化材料与地基软土强制搅拌，形成的具有整体性和有一定强度的桩体。

2.1.14 高压旋喷桩 highpressure jet grouting pile

将带有喷嘴的注浆管下入钻孔内旋转，并以高压喷射水泥浆，使之与周围土颗粒混合凝结硬化而成的桩体。

2.1.15 桩基 pile foundation

由设置于岩土中的桩和连接于桩顶端的建筑物底板（承台）组成的基础。

2.2 符 号

2.2.1 荷载和荷载效应

M_x 、 M_y ——作用于水工建筑物底板底面通过桩群形心的 x 、 y 轴的力矩；

Q_i ——偏心竖向力作用下第 i 根桩的竖向力；

Q_k ——单桩的平均竖向力；

R_a ——单桩竖向承载力容许值；

R_{Ha} ——单桩水平承载力容许值；

ΣG ——作用于底板底面的全部竖向荷载；

ΣH ——作用于底板底面的全部水平荷载。

2.2.2 材料性能参数

- E_s ——桩间土的加权平均压缩模量；
- E_{sp} ——复合地基的压缩模量；
- E_p ——水泥土搅拌桩的压缩模量；
- f_{ak} ——基础底面下天然地基承载力容许值；
- f_{sk} ——处理后桩间土的承载力容许值；
- f_{spk} ——复合地基承载力容许值；
- f_{cu} ——与桩身水泥土配比相同的室内加固土试块（边长为70.7mm的立方体）在标准养护条件下90d龄期的立方体抗压强度平均值；
- f_{rk} ——岩石饱和单轴抗压强度标准值；
- q_{si} ——桩周第*i*层土的侧阻力容许值；
- q_{sia} ——桩周第*i*层土的极限摩阻力；
- q_p ——桩端地基土未经修正的承载力容许值。

2.2.3 几何参数

- A_p ——桩的截面积；
- d_{15} ——覆盖层粒径指标，小于该粒径的土重占总重的15%；
- D_{85} ——浆液材料粒径指标，小于该粒径的材料重占总重的85%；
- m ——面积置换率；
- x_i 、 x_j ——第*i*根、第*j*根桩至桩群形心的*y*轴线的距离；
- y_i 、 y_j ——第*i*根、第*j*根桩至桩群形心的*x*轴线的距离。

3 基本规定

3.0.1 水工建筑物地基经处理后应符合下列规定：

1 具有足够的强度，能承受上部建筑物传递的荷载，满足地基承载能力要求和抗滑稳定要求。

2 具有足够的整体性和均匀性，满足变形控制要求。

3 具有足够的抗渗性，满足渗透稳定和控制渗流量的要求。

4 具有足够的耐久性，防止地基在水或其他外部因素的长期作用下发生劣化。

5 有抗震要求的水工建筑物地基，应在设计烈度的地震作用下不发生失稳和渗透破坏，避免产生影响建筑物使用的有害变形。

3.0.2 水工建筑物地基处理方法应根据地质条件和地基处理目的，通过技术经济比较综合确定。初选方案时，可根据工程特点按附录 A 选用。

3.0.3 水工建筑物地基处理设计应综合考虑地基与上部结构之间的相互关系，必要时采取措施调整上部结构的型式，使其与地基条件相适应。

3.0.4 应考虑环境水腐蚀性对水工建筑物地基耐久性的影响。地基处理材料选择除满足承载能力、稳定、变形、渗流要求外，还应符合耐久性要求。

3.0.5 水工建筑物地基处理设计前应收集下列基本资料：

——相关的水文地质、工程地质及岩土体物理力学参数；

——水工建筑物的布置、结构及相关要求；

——邻近建筑物的相关设计、施工、竣工与运行资料；

——其他相关资料。

3.0.6 对重要水工建筑物、条件特殊或复杂的地基，应通过专门的勘察、试验获取合理可靠的地基处理设计参数。

4 固结灌浆

4.1 一般规定

- 4.1.1 固结灌浆可用于岩石地基和砂土、碎石土等覆盖层地基。
- 4.1.2 固结灌浆应根据地质条件和水工建筑物对地基强度、变形、防渗等要求，通过现场灌浆试验或工程类比进行设计。
- 4.1.3 固结灌浆宜在有盖重条件下进行，经论证也可采用无盖重灌浆或其他灌浆方式。
- 4.1.4 固结灌浆宜布置抬动变形监测设施，抬动变形应控制在允许范围内。

4.2 岩基固结灌浆

4.2.1 水工建筑物岩基固结灌浆范围应符合下列规定：

1 重力坝坝基内上游、下游各一定范围（可各取 $1/4 \sim 1/3$ 坝底宽度范围）宜固结灌浆；坝基岩体裂隙发育且地质条件较差的，宜在全坝基范围进行固结灌浆，并根据坝基应力及地质条件适当扩大灌浆范围。

2 拱坝应全坝基范围固结灌浆，并应根据坝基应力及地质条件，向坝基外上游、下游适当扩大处理范围。

3 土石坝宜在坝体防渗体地基全范围固结灌浆。

4 面板堆石坝趾板地基应全范围固结灌浆。

5 溢洪道控制段及消能建筑物的地基宜进行固结灌浆，基岩条件较好时可不进行固结灌浆。

6 其他水工建筑物固结灌浆范围应根据具体情况确定。

4.2.2 固结灌浆孔布置宜为梅花形，孔距、排距宜为 $2 \sim 4\text{m}$ ，具体应根据水工建筑物型式、地基应力、地质条件及类似工程经验确定，必要时通过灌浆试验确定。

4.2.3 岩基固结灌浆钻孔方向应根据主要裂隙产状结合施工条件确定，使其能穿过较多的裂隙。

4.2.4 岩基固结灌浆深度应根据建筑物型式和高度、地质条件、地基应力并参照类似工程经验确定，并符合下列规定：

1 重力坝、土石坝坝体防渗体、面板堆石坝趾板地基可采用5~10m。

2 拱坝地基可采用5~15m。

3 水电站厂房、溢洪道、水闸等地基可采用3~5m。

4 地质缺陷部位、应力较大部位、防渗帷幕上下游相邻部位的固结灌浆深度可适当加深。

4.2.5 岩基固结灌浆压力应根据地质条件、灌浆工艺并结合类似工程经验、灌浆试验成果综合确定。无试验资料时宜符合下列规定：

1 重力坝、拱坝地基第1段灌浆压力，有盖重灌浆时宜采用0.4~0.7MPa，无盖重灌浆时宜采用0.2~0.4MPa；其他段灌浆压力可随孔深适当增加。

2 面板堆石坝趾板地基灌浆压力宜采用0.2~0.7MPa；土石坝防渗体地基灌浆压力，有盖重灌浆时宜采用0.2~0.7MPa，无盖重灌浆时宜采用0.1~0.3MPa。

3 溢洪道地基灌浆压力，有盖重灌浆时宜采用0.2~0.5MPa，无盖重灌浆时宜采用0.1~0.3MPa。

4 在不抬动地基岩土和盖重混凝土的情况下，宜提高固结灌浆压力。

4.2.6 岩基固结灌浆材料宜优先采用水泥，必要时也可采用其他材料。

4.2.7 断层破碎带、裂隙密集带、岩溶发育等地质缺陷部位，宜通过加密、加深固结灌浆孔，或提高灌浆压力，或调整灌浆材料等措施加强固结灌浆。

4.2.8 岩基固结灌浆效果应采用声波测试、压水试验等成果综合评价。

4.3 覆盖层地基固结灌浆

4.3.1 覆盖层地基固结灌浆应根据水工建筑物地基承载力和变形控制要求，结合地质、施工、现场试验成果或类似工程经验进行设计。

4.3.2 覆盖层地基固结灌浆前，应先查明覆盖层的成因、结构、空间分布特征，各土层的颗粒级配、密度等，以及地下水的分布规律、流速、水质等情况。

4.3.3 覆盖层地基的可灌性可按可灌比 M 或其他指标判别，并通过现场试验确定。 $M > 15$ 时可灌注水泥浆； $M > 10$ 时可灌注水泥黏土浆。 M 按式 (4.3.3) 计算：

$$M = d_{15} / D_{85} \quad (4.3.3)$$

式中 d_{15} ——覆盖层粒径指标，mm，小于该粒径的土重占总重的 15%；

D_{85} ——浆液材料粒径指标，mm，小于该粒径的材料重占总重的 85%。

4.3.4 覆盖层地基固结灌浆范围应大于水工建筑物基础的基底外缘，并根据覆盖层分布、水工建筑物要求、计算分析等综合确定。

4.3.5 覆盖层地基固结灌浆的孔距、排距宜为 2~3m，其具体值和孔深可根据现场灌浆试验、计算分析，并参照类似工程经验确定。

4.3.6 覆盖层地基固结灌浆可根据工程经验、现场灌浆试验选择适宜的方法，并可采取加密浅层灌浆孔、增加浆液中水泥含量、待凝等措施提高近地表覆盖层的灌浆质量。

4.3.7 覆盖层地基固结灌浆的压力应根据地质条件、现场灌浆试验成果并结合类似工程经验综合确定。

4.3.8 覆盖层地基固结灌浆宜采用水泥浆，也可采用水泥黏土浆、黏土水泥浆、粉煤灰水泥浆或水泥砂浆等。各种浆液的配比应由浆液试验确定。

4.3.9 覆盖层地基采用固结灌浆与强夯、挖填置换等其他措施综合处理时，应在其他措施完成后，再进行固结灌浆。

4.3.10 覆盖层地基固结灌浆效果宜采用压水或注水试验、地震波测试或声波测试、动力触探或静力触探等成果综合评价，必要时可进行载荷试验、坑探检查。

4.4 固结灌浆试验

4.4.1 下列情况应进行现场固结灌浆试验：

——地质条件复杂地区或有特殊要求的1级、2级水工建筑物岩基固结灌浆；

——1级和2级水工建筑物覆盖层地基固结灌浆；

——其他认为有必要进行现场试验的固结灌浆工程。

4.4.2 现场固结灌浆试验应包括下列试验内容：

- 1 推荐合适的灌浆布置，如孔间距、孔深等。
- 2 推荐适宜的灌浆材料、灌浆方法及工艺参数。
- 3 提出工程重大地质缺陷的灌浆处理措施。
- 4 验证质量检查方法和要求。

4.4.3 试验场地选择应综合考虑下列因素：

- 1 地质条件应具有代表性。
- 2 方便与永久工程结合。
- 3 施工干扰少，水电、交通方便，辅助工程量小。

4.4.4 试验方案设计应包括下列内容：

- 1 试验目的、项目及组数。
- 2 灌浆孔、检查孔及抬动观测孔数量及布置原则。
- 3 灌浆材料、灌浆方法及工艺参数。
- 4 质量检查与测试、室内试验数量。

5 防渗帷幕与排水

5.1 一般规定

5.1.1 防渗帷幕可用于岩石地基和碎石土、砂土等覆盖层地基。

5.1.2 水工建筑物地基防渗帷幕与排水应符合下列规定：

1 在防渗帷幕和排水的共同作用下，使地基扬压力和渗流量控制在允许值以内。

2 减小地基和两岸渗漏量，防止或降低渗流对地基及两岸边坡稳定产生不利影响。

3 防止地基软弱结构面、断层破碎带、裂隙充填物及抗渗性能差的部位产生渗透破坏。

4 具有可靠的连续性和足够的耐久性。

5.1.3 防渗帷幕轴线布置应根据水工建筑物布置、工程地质、水文地质条件等综合确定，两岸山体部位的防渗帷幕应与河床部位的防渗帷幕保持连续性。

5.1.4 防渗帷幕与排水应根据地基的工程地质、水文地质条件和灌浆试验成果，结合水工建筑物挡水高度和功能进行设计。水文地质条件复杂的地基，宜结合渗流计算综合分析确定。

5.1.5 岩溶地区的防渗帷幕与排水应根据岩溶发育特点、分布特征、充填物性质和地下水活动特点，进行针对性的设计。

5.1.6 水库蓄水前，应完成蓄水时段最高蓄水位以下的防渗帷幕。

5.1.7 防渗帷幕设计应布置抬动变形监测设施，并明确抬动变形允许范围。

5.2 岩基防渗帷幕

5.2.1 混凝土坝基防渗帷幕线的位置应根据坝基应力分布确定，

宜布置在靠近上游面的压应力区。下游高水位历时较长或岩体透水性较大的混凝土坝基，可采取抽排措施，布设封闭防渗帷幕。

5.2.2 岩基上的水闸或泵房，可根据防渗需要在闸室底板上游端或泵房底板高水位侧的齿墙下设防渗帷幕。承受双向水头的水闸或具有双向扬程的灌排结合泵站，其防渗排水布置应以水位差较大或扬程较高的一侧为主，合理选择双向布置形式。

5.2.3 岩基上的土石坝，防渗帷幕应设在坝的防渗体底部。

5.2.4 两岸山体部位防渗帷幕宜延伸到正常蓄水位与地下水位相交处或与相对隔水层相交处，相对隔水层和地下水位均较低缓时，防渗帷幕轴线方向及延伸长度应根据工程防渗要求并参考渗流分析成果确定。地质条件复杂的岩基防渗帷幕线路应经多方案技术经济比较确定。

5.2.5 岩溶地区两岸防渗帷幕线路应根据地形地质条件和岩溶分布特征选定，可采用直线式、折线式布置。防渗帷幕线路宜选择岩溶发育程度较弱的地带布置，若必须通过岩溶暗河或岩溶通道，宜与其垂直。

5.2.6 河床式厂房地基防渗帷幕设计应按大坝要求确定；坝后式及岸边式厂房的防渗帷幕设计可适当简化；下游尾水位较高的厂房，宜在下游侧周边设置防渗帷幕。

5.2.7 地下电站主厂房、主变压器室及高压开关站等主要洞室距水库或河床较近，或洞室外岩体地下水丰富时，应加强洞室上游侧及河床侧的防渗措施，必要时可在洞室外围设置防渗帷幕。

5.2.8 混凝土坝帷幕防渗标准和相对隔水层的透水率应采用下列控制标准：

——坝高在 100m 以上，透水率 $q=1\sim 3Lu$ ；

——坝高为 50~100m，透水率 $q=3\sim 5Lu$ ；

——坝高在 50m 以下，透水率 $q\leq 5Lu$ 。

5.2.9 岩基土石坝帷幕防渗标准和相对隔水层的透水率宜采用下列控制标准：

——1 级、2 级坝及坝高在 70m 以上，透水率 $q=3\sim 5Lu$ ；

——3级及其以下的坝，透水率 $q=5\sim 10Lu$ ；

——蓄水水库可取小值，滞洪水库等可用大值。

5.2.10 溢洪道控制段、岩基上水闸的帷幕防渗标准和相对隔水层的透水率控制标准宜不大于 $5Lu$ 。与大坝防渗帷幕衔接的溢洪道控制段防渗帷幕应与大坝帷幕防渗标准相一致，远离坝肩的溢洪道防渗帷幕防渗标准可适当降低。

5.2.11 防渗帷幕的深度应符合下列规定：

1 当地基下存在可靠的相对隔水层，且埋深较浅时，防渗帷幕应伸入到该岩层内不少于 $5m$ 。

2 当地基下相对隔水层埋藏较深或分布无规律时，防渗帷幕深度应参照渗流计算，考虑工程地质条件和渗控要求等因素，结合工程经验研究确定；非岩溶地区防渗帷幕深度可采用 $0.3\sim 0.7$ 倍水头；岩溶地区防渗帷幕深度应根据岩溶发育规律及渗控要求确定。

5.2.12 两岸防渗帷幕深度较深的，应分层设置灌浆隧洞，灌浆隧洞的布置应根据地形地质条件、分期蓄水高度、钻孔灌浆技术水平、施工通风和排水等因素确定，岩溶地区还应根据岩溶分布高程确定。灌浆隧洞层间高差可取 $30\sim 70m$ 。上、下相邻两层帷幕的搭接型式可采用斜接式、直接式及错列式等，搭接部位应连续封闭。单排孔灌浆隧洞断面尺寸不宜小于 $2.5m\times 3.0m$ （宽 \times 高），双排孔及以上灌浆隧洞断面尺寸不宜小于 $3.0m\times 3.5m$ 。

5.2.13 防渗帷幕的排数、排距、孔距及孔向，应根据地质条件、防渗标准、挡水水头以及灌浆试验资料选定。施工过程中应根据先期钻孔与灌浆资料修正防渗帷幕设计。

1 水工建筑物挡水高度 $100m$ 及以上时，可采用两排防渗帷幕；水工建筑物挡水高度 $100m$ 以下时，可采用一排防渗帷幕。对地质条件较差、岩体裂隙发育、透水性强或可能发生渗透变形破坏的地段宜增加防渗帷幕排数。

2 两排或两排以上灌浆孔组成的帷幕，应将其中一排孔的孔深取帷幕设计深度，其余各排孔的孔深可取帷幕设计深度的

1/2~2/3。

3 帷幕孔距可为 1.5~3.0m，排距宜小于孔距。

4 帷幕孔宜穿过岩体的主要裂隙和层面。

5.2.14 帷幕灌浆应在浇筑一定厚度的混凝土作为盖重后施工；混凝土趾板、基座部位帷幕灌浆及隧洞内的帷幕灌浆可采取布置抗拉锚杆、加强配筋、增加衬砌厚度等措施满足抗抬动的要求。

5.2.15 防渗帷幕灌浆压力应通过灌浆试验确定，灌浆时不得抬动破坏结构混凝土和地基岩体。混凝土重力坝、拱坝、溢洪道控制段帷幕第 1 段宜取 1.0~1.5 倍坝前静水头，以下各段可逐渐增加，孔底段不宜小于 2 倍坝前静水头。

5.2.16 防渗帷幕宜采用水泥灌浆；在水泥灌浆达不到设计防渗要求时，可采用符合环保要求的其他材料灌浆。

5.2.17 岩溶地区灌浆材料可根据岩溶洞穴和溶蚀裂隙规模及充填情况选用纯水泥浆、水泥砂浆、黏土水泥浆、粉煤灰水泥浆等，必要时可通过大口径钻孔灌注高流态细骨料混凝土。岩溶地区帷幕灌浆应考虑不同类型的溶洞及充填物灌浆所形成防渗帷幕的允许渗透比降及耐久性。

5.3 岩基排水

5.3.1 混凝土坝（堰、闸）坝基主排水幕宜设置在基础廊道内防渗帷幕的下游，建基面处主排水幕与防渗帷幕的距离不宜小于 2m。必要时可在主排水幕下游设置 1~3 排辅助排水孔。

5.3.2 采取抽排措施时，应在抽排区设置纵、横向辅助排水孔幕，宜能分区排水及检查。

5.3.3 混凝土重力坝坝高较低、基岩条件较好且为岩体透水率小于 1Lu 的弱透水层，经论证后，地基可只设排水，不设帷幕。

5.3.4 重力坝岸坡坝段及近岸山体内，宜根据工程地质和水文地质条件，并结合建筑物布置及稳定分析，视需要设置排水设施。必要时可布置排水洞，并设排水孔。

5.3.5 中、低高度的薄拱坝经论证可简化排水布置或不设坝基

排水。高拱坝以及两岸地形较陡、地质条件较复杂的中拱坝，宜在两岸拱座岩体内布置排水洞，并设排水孔。

5.3.6 河床式厂房地基排水设计应按大坝要求确定；坝后式及岸边式厂房的排水设计可适当简化；下游尾水位较高的厂房，必要时可采取抽排措施。

5.3.7 地下电站主厂房、主变压器室及高压开关站等主要洞室的排水应符合下列规定：

1 洞室距水库或河床较近，或洞室外岩体地下水丰富的地区，应加强洞室前沿及河床侧的排水措施，必要时可在洞室群外围和厂房顶部设置排水洞，并在排水洞内设排水幕，形成厂外排水系统。

2 地下水丰富或岩体透水性强的地区，宜在主洞室开挖之前，先形成厂外排水系统。

3 当设有尾水调压室时，应加强尾水调压室的防渗透排水措施。

5.3.8 主排水孔的孔距可为 2~3m，辅助排水孔的孔距可为 3~5m。

5.3.9 排水孔孔深应根据帷幕深度及地基的工程地质、水文地质条件确定，并应符合下列规定：

1 主排水孔深为帷幕深的 0.4~0.6 倍。

2 辅助排水孔深可为 6~12m。

3 当地基有承压水层或较大的深层透水区时，应对排水孔是否穿过此部位及穿过深度进行分析研究。

5.3.10 排水孔孔壁有塌落现象或排水孔穿过软弱地层、软弱结构面、断层破碎带、夹泥裂隙等可能产生渗透破坏的地段，应采取相应的孔壁保护措施。

5.3.11 坝（堰、闸）地基及地下洞室等的渗水应按高水高排、低水低排的原则通过排水廊道（管）、隧洞排出；渗水不能自流排出时，应根据水文地质条件、防渗排水工程布置及渗流计算，综合确定渗漏水量，并设置足够容积的集水井和足够抽排能力的

抽排设施。

5.4 覆盖层地基防渗帷幕

5.4.1 采用帷幕进行覆盖层地基防渗处理时，应先查明覆盖层的成因、结构、空间分布特征，各土层的颗粒级配、渗透系数、允许渗透比降等，以及地下水的分布规律、流速、水质等情况。

5.4.2 防渗帷幕的渗流控制标准应根据工程的防渗要求和地质条件，通过渗流计算及渗透试验综合确定，并应满足下列要求：

- 1 帷幕的渗透比降不大于允许渗透比降。
- 2 帷幕与其上部的防渗体之间不发生接触冲刷和接触流失。

5.4.3 覆盖层地基帷幕灌浆可按可灌比 M 或其他指标判别其可灌性，按 4.3.3 条的规定执行。

5.4.4 防渗帷幕的厚度可按式 (5.4.4) 计算。对于深度较大的多排帷幕，可根据渗流计算成果和已有工程经验沿深度逐渐减薄。

$$T = \frac{H}{J} \quad (5.4.4)$$

式中 T ——防渗帷幕厚度，m；

H ——作用于帷幕的最大设计水头，m；

J ——帷幕允许渗透比降。

5.4.5 防渗帷幕灌浆孔宜采用铅直孔。帷幕灌浆孔的排数应根据帷幕厚度要求确定，不宜少于 2 排。帷幕灌浆孔的排距和孔距宜为 1~3m，排距宜小于孔距。

5.4.6 防渗帷幕底部宜伸入相对隔水层不小于 5m。当相对隔水层较深时，可设置悬挂式帷幕，并根据渗流分析成果、类似工程经验，研究确定防渗帷幕底线。

5.4.7 防渗帷幕灌浆浆液可采用水泥浆、黏土水泥浆、黏土浆。水泥和黏土灌浆不能满足工程要求时，可采用化学材料灌浆。各种浆液的配比应由浆液试验确定。

进行多排帷幕灌浆时，边排孔和帷幕浅部宜采用水泥含量较

高的浆液，临时性工程可减少水泥含量或使用黏土浆。

5.4.8 防渗帷幕灌浆压力应通过工程类比和灌浆试验确定。

5.5 帷幕灌浆试验

5.5.1 下列情况应进行现场帷幕灌浆试验：

——1级、2级水工建筑物岩基帷幕灌浆；

——覆盖层地基帷幕灌浆；

——其他有必要进行现场试验的帷幕灌浆工程。

5.5.2 帷幕灌浆试验内容、试验场地选择及方案设计等要求按照4.4.2~4.4.4条的规定执行。

6 防 渗 墙

6.1 一 般 规 定

- 6.1.1 混凝土防渗墙可用于风化破碎岩石地基和碎石土、砂土等覆盖层地基。
- 6.1.2 高喷防渗墙和水泥土搅拌防渗墙可用于淤泥质土、粉质黏土、粉土、砂土等覆盖层地基。
- 6.1.3 水工建筑物地基防渗墙应符合下列规定：
- 1 具有足够的抗渗性，满足渗透稳定及渗流量控制要求。
 - 2 具有适宜的强度和变形能力。
 - 3 具有足够的耐久性，墙体在水的长期作用下不发生破坏。
- 6.1.4 防渗墙设计应综合考虑墙体与上部水工建筑物结构之间的相互关系。
- 6.1.5 混凝土防渗墙厚度宜为 0.3~1.2m，深度不宜大于 100m。深度或厚度超出上述范围的，应进行试验论证。
- 6.1.6 1 级和 2 级水工建筑物地基采用高喷墙和水泥土搅拌墙防渗，应进行可行性和安全性论证。
- 6.1.7 重要的、地层复杂的或深度较大的高喷防渗墙、水泥土搅拌防渗墙，应选择有代表性的地层进行成墙现场试验。

6.2 混凝土防渗墙结构设计

- 6.2.1 防渗墙宜沿上部水工建筑物防渗体的轴线布置，墙体应与上部水工建筑物防渗体可靠连接。
- 6.2.2 防渗墙的深度应符合下列规定：
- 1 封闭式防渗墙应伸入到基岩或相对不透水层一定深度。防渗墙底部岩土体渗透性不满足防渗标准时，可在墙下接防渗帷幕。
 - 2 悬挂式防渗墙的深度宜根据地形地质条件、渗流计算成

果、施工难度等，结合工程经验研究确定。

6.2.3 防渗墙的厚度应根据防渗要求、允许渗透比降、抗渗耐久性、墙体应力和变形、施工设备、地质条件、环境水质等因素综合确定。

6.2.4 防渗墙设计厚度可按式 (6.2.4) 计算：

$$T = \frac{H}{J} \quad (6.2.4)$$

式中 T ——防渗墙设计厚度，m；

H ——作用于防渗墙的最大设计水头，m；

J ——防渗墙允许渗透比降，根据混凝土、黏土混凝土、塑性混凝土、固化灰浆、自凝灰浆等墙体材料不同，取 20~100，有条件时也可通过试验测定防渗墙破坏时的极限渗透比降，允许渗透比降取极限渗透比降的 1/5~1/3。

6.2.5 高坝深厚覆盖层地基可布置两道或两道以上混凝土防渗墙。

6.2.6 复杂条件下混凝土防渗墙，应进行应力应变分析，核算墙体的位移、应力及地基变形，为确定墙体混凝土的强度提供依据。墙体竖直位移、水平位移与地基的变形宜协调一致，应力大小应满足强度要求，且分布合理。

6.2.7 刚性混凝土防渗墙可根据墙体受力要求和结构变形要求设置钢筋，钢筋布置应满足构造和施工要求。

6.2.8 结合地质条件和工程要求，混凝土防渗墙墙体材料可选用普通混凝土、黏土混凝土、粉煤灰混凝土、塑性混凝土、固化灰浆、自凝灰浆等。无论采用何种材料，均应考虑泥浆下浇筑条件对实际强度的不利影响。

6.3 混凝土防渗墙连接与构造

6.3.1 混凝土防渗墙与心墙、斜墙、趾板、铺盖、廊道、帷幕、混凝土结构、土工膜等相接时，应避免产生集中渗漏和影响结构

安全的不均匀变形。

6.3.2 混凝土防渗墙与上部防渗体的连接，应符合下列规定：

1 与心墙或斜墙土质防渗体连接可采用插入式、廊道式等形式。

1) 采用插入式连接，防渗墙伸入心墙或斜墙的长度宜为挡水水头的 $1/10$ ，高坝可适当降低或根据计算确定，低坝不应小于 2m 。在墙顶可填筑高塑性黏土保护。

2) 采用廊道式连接，廊道外轮廓宜采用抛物线型或城门洞型，其周围应铺填高塑性黏土保护。防渗墙顶部与廊道底板连接段宜设置成倒梯形。廊道与两岸坝肩岩体连接处，廊道底板结构缝在水平方向深入基岩不小于 3m 。

2 与沥青混凝土心墙连接可采用混凝土基座连接，防渗墙顶宜插入基座底部键槽，并设止水连接。

3 与坝前黏土铺盖连接可采用插入式，防渗墙伸入铺盖及上部黏土保护层的深度应根据计算确定且不小于 2m 。墙顶应设置黏土层、砂砾料层、块石层防护。

4 与水闸混凝土铺盖或钢筋混凝土铺盖连接可采用水平直接式或垂直顶接式，并设置止水。

5 与闸坝底板结构混凝土连接可采用插入键槽式，并设置止水。

6 与大坝混凝土面板可通过趾板、水平连接板进行连接。防渗墙与趾板、防渗墙与连接板、连接板与趾板之间均应设置止水。

7 土工膜可采用埋入式或锚固式与混凝土防渗墙连接。

6.3.3 混凝土防渗墙与下部帷幕的连接，应符合下列规定：

1 墙下为基岩时，通过墙体预埋管或钻孔进行墙下帷幕灌浆，可靠连接。

2 墙下为覆盖层时，灌浆帷幕与防渗墙的底部应设置搭接段，且搭接长度不小于 5m ，沿防渗墙底端的渗透比降应小于灌

浆帷幕的允许比降。

6.3.4 防渗墙与下部基岩相接时，宜嵌入基岩 0.5~1.0m，对风化较深的地段和断层破碎带可适当加深，或灌浆处理。

6.3.5 防渗墙与两端防渗体的连接，应符合下列规定：

- 1 与相邻的防渗帷幕可采用搭接式或插入式连接。
- 2 与两岸岸坡可采用墙体入岩的方式连接。岩体埋深较浅部位，可明挖后现浇混凝土齿墙或黏土齿墙进行连接。

6.3.6 通过在混凝土防渗墙墙体内预埋管进行墙下帷幕灌浆时，墙厚不宜小于 40cm；通过在混凝土防渗墙墙体内钻孔进行墙下帷幕灌浆时，墙厚不宜小于 60cm。

6.3.7 混凝土防渗墙内受力钢筋保护层厚度不应小于 75mm，竖直钢筋净间距宜大于混凝土粗骨料粒径的 4 倍。

6.4 高喷防渗墙

6.4.1 高喷防渗墙的轴线布置、深度可参照 6.2.1 条、6.2.2 条执行。

6.4.2 高喷防渗墙设计厚度可按式 (6.2.4) 计算，允许渗透比降宜取 50~100，有条件时，宜通过试验确定。

6.4.3 在不同地层中的高喷防渗墙墙体的渗透系数和抗压强度指标，可参照表 6.4.3 选用。

表 6.4.3 高喷防渗墙墙体性能指标

地层	渗透系数 K /(cm/s)	抗压强度 R_{28} /MPa
淤泥质土层	$i \times 10^{-6}$	0.5~2.0
粉土、粉质黏土层	$i \times 10^{-6}$	0.5~3.0
砂土层	$i \times 10^{-6}$	1.5~5.0
砾石层	$i \times 10^{-5} \sim i \times 10^{-6}$	3.0~10.0
碎(卵)石层	$i \times 10^{-4} \sim i \times 10^{-5}$	3.0~12.0

注 1: $i=1 \sim 9$ 。
注 2: 渗透系数 K 为现场试验指标，凝结体抗压强度 R_{28} 为室内试验指标。单管法和双管法 K 取低值， R_{28} 取高值；三管法 K 取高值， R_{28} 取低值。

6.4.4 高喷防渗墙灌浆孔的孔距可取 0.8~2.5m，排距宜小于孔距。具体排数、孔距和排距，应根据高喷防渗墙渗透系数、抗压强度、墙厚等指标要求，结合地层条件以及所采用的结构型式，通过现场试验或工程类比确定。

6.4.5 高喷防渗墙的平面连接可采用旋喷套接、旋喷摆喷搭接、旋喷定喷搭接、摆喷对接或折接、定喷折接等结构型式。

6.4.6 高喷防渗墙灌浆材料可选用普通水泥浆、黏土水泥浆等，特殊条件下，可加入膨润土、粉煤灰、砂、速凝剂、减水剂等材料。

6.4.7 封闭式高喷防渗墙的钻孔宜深入基岩或相对不透水层 0.5~2.0m。

6.4.8 高喷防渗墙与其他防渗体的连接可参照 6.3.2~6.3.5 条执行，确保连接可靠。

6.4.9 高喷防渗墙平面转折处，应采取缩小孔距、加密孔数、调整喷射夹角等措施，确保墙体良好搭接。

6.5 水泥土搅拌防渗墙

6.5.1 水泥土搅拌防渗墙宜沿堤防、土坝等水工建筑物的防渗体轴线布置，且应与上部防渗体可靠连接。

6.5.2 封闭式防渗墙宜伸入到相对不透水土层一定深度，悬挂式防渗墙宜根据地质条件、渗流计算成果、施工条件综合确定。

6.5.3 水泥土搅拌防渗墙设计厚度可按式 (6.2.4) 计算，允许渗透比降可采用 30~80，有条件时，宜通过试验确定。

6.5.4 搅拌桩间距可采用 0.3~1.0m，具体应根据防渗墙渗透系数、墙厚、桩径等指标要求，结合地质条件、成墙工艺确定。

6.5.5 与地基土搅拌的材料宜采用普通水泥，也可掺加石灰或外加剂。

6.5.6 水泥土搅拌防渗墙与其他防渗体的连接及墙体之间的搭接可参照 6.3.2~6.3.5 条、6.4.9 条执行。

7 挖填置换

7.1 一般规定

7.1.1 挖填置换可用于岩石地基中断层破碎带、软弱层带、岩溶等缺陷及特殊土地基。

7.1.2 挖填置换设计，应结合水工建筑物的结构和运用特点，将地基与其上部结构一起研究，以满足水工建筑物对地基承载能力、抗滑稳定、变形、渗流等要求。

7.1.3 当地基中存在规模较大的工程地质缺陷时，挖填置换方案应通过相应的计算或模型试验进行研究。

7.2 断层破碎带与软弱层带挖填置换

7.2.1 水工建筑物岩石地基范围内的断层破碎带或软弱层带，应根据其埋深、产状、宽度、组成物性质等，评价其对建筑物的影响，采用挖填置换或与其他处理措施相结合的综合处理方案。

7.2.2 地基范围内的陡倾角断层破碎带进行挖填置换时，应符合下列规定：

1 单独出露的断层破碎带，其组成物质主要为坚硬构造岩，对地基的强度和压缩变形影响不大的，可将表层破碎岩体挖除。

2 断层破碎带规模不大，但其组成物质以软弱构造岩为主，且对地基的强度和压缩变形有一定影响的，可用混凝土塞加固，混凝土塞的深度可采用 1.0~1.5 倍断层破碎带的宽度或根据计算确定。贯穿地基上下游的断层破碎带处理，宜向上下游地基外适当延伸。

3 规模较大的断层破碎带或断层交汇带，对地基的强度和压缩变形有较大影响的，应进行专门研究。

7.2.3 地基范围内的软弱层带进行挖填置换时，根据埋深不同可分别采用混凝土置换、混凝土深齿墙、混凝土洞塞等措施。

7.2.4 采用规模较大的混凝土塞、齿墙或混凝土洞塞进行断层破碎带与软弱层带处理时，应制定相应的温度控制、接触灌浆与监测等措施。

7.3 岩溶挖填置换

7.3.1 水工建筑物岩石地基范围内的岩溶，应根据其规模、埋深、水文地质条件、充填物的物理力学性质以及对水工建筑物结构安全的影响等，采用挖填置换或与其他处理措施相结合的综合处理方案。

7.3.2 对岩溶进行挖填置换处理，可采用下列方法：

——规模不大且埋深较小的岩溶，可清挖后回填混凝土，并对周围岩体进行灌浆；

——规模不大但埋深较大的岩溶，可清挖后钻孔灌注混凝土或水泥砂浆等；

——规模较大的岩溶，可清挖后先填砂砾石或混凝土，后灌浆。

7.3.3 岩溶处理中混凝土回填较深、范围较大时，应制定相应的混凝土温控和接触灌浆等措施。

7.3.4 岩溶处理时，对岩溶水应采取妥善的疏导措施。

7.4 特殊土挖填置换

7.4.1 可液化砂土、软土、膨胀土、湿陷性土、盐渍土、分散性土、冻土、红黏土、杂填土等特殊土可采用挖填置换处理。

7.4.2 对水工建筑物特殊土地基，应通过工程经验类比、计算或试验确定挖填置换范围、厚度，确定换填料类型、控制标准等。

8 强夯与强夯置换

8.1 一般规定

8.1.1 强夯可用于碎石土、砂土、低饱和度的粉土、粉质黏土、湿陷性土等覆盖层地基。

8.1.2 强夯置换可用于高饱和度的粉土、软塑~流塑的黏性土等覆盖层地基。

8.1.3 地下水位高时，应先采取降水等技术措施，减少地下水对强夯效果的影响。

8.1.4 强夯和强夯置换的处理范围应符合下列规定：

1 每边超出基底外缘的宽度为设计要求处理深度的 $1/3 \sim 1/2$ ，且不应小于 3m。

2 对于可液化地基，基底外缘的处理宽度不应小于基底下可液化土层厚度的 $1/2$ ，且不应小于 5m。

3 湿陷性土地基，应符合 GB 50025 的有关规定。

8.2 强 夯

8.2.1 强夯的有效加固深度应通过下列方式确定：

——现场试夯或地区经验；

——缺少试验资料或经验时，可按经验公式预估。

8.2.2 夯击点可采用等边三角形、等腰三角形、正方形布置。

8.2.3 夯点间距应根据加固土层厚度和土质条件等综合确定。第一遍夯点间距可取夯锤直径的 2.5~3.5 倍，第二遍夯击点应位于第一遍夯击点之间，以后各遍夯击点间距可适当减小。需处理深度大或单击夯击能较大的工程，第一遍夯击点间距宜适当增大。

8.2.4 夯点的单点夯击次数，应根据现场试夯的夯击次数和夯沉量关系曲线确定，同时满足下列条件：

1 最后两击的平均夯沉量应满足表 8.2.4 的要求；当单击

夯击能大于 12000kN·m 时，应通过试验确定。

表 8.2.4 强夯法最后两击平均夯沉量

单击夯击能 E /(kN·m)	最后两击平均夯沉量/cm
$E < 4000$	≤ 5
$4000 \leq E < 6000$	≤ 10
$6000 \leq E < 8000$	≤ 15
$8000 \leq E \leq 12000$	≤ 20

2 夯坑周围地面不应发生过大的隆起。

3 不因夯坑过深发生提锤困难。

8.2.5 夯点的夯击遍数应根据地基土性质和使用要求确定，宜采用点夯 2~4 遍，对于渗透性较差的细颗粒土，应适当增加夯击遍数。点夯后宜以低能量满夯 2 遍，满夯可采用轻锤或低落距锤多次夯击，锤印应搭接。

8.2.6 前后两遍夯击间隔时间应根据土中超孔隙水压力的消散状况确定。当缺少实测资料时，可根据地基土的渗透性确定。对于渗透性差的细粒土地基，两遍之间的间歇时间不宜少于 3 周；对于渗透性好的粗粒土地基，可连续夯击。

8.2.7 强夯后地基承载力容许值应通过现场静载荷试验确定。

8.2.8 强夯后地基变形计算应符合 GB 50007 的有关规定。夯后有效加固深度内土层的压缩模量应通过土工试验或原位测试确定。

8.3 强夯置换

8.3.1 强夯置换墩的深度应根据土质条件确定，置换墩应穿透处理土层，其深度不宜超过 7m。

8.3.2 强夯置换墩位宜采用等边三角形、正方形布置。

8.3.3 强夯置换墩间距应根据变形和承载力要求确定；满堂布置时，可取夯锤直径的 2.0~3.0 倍；独立基础，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。

8.3.4 强夯置换的单击夯击能和夯点的单点夯击次数应通过现场试验确定，并应符合下列规定：

- 1 墩底穿透软弱土层达到设计墩长。
- 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满足表 8.2.4 的要求。

8.3.5 强夯置换设计应预估地面抬高值，并在试夯时校正。

8.3.6 强夯置换墩材料宜采用级配良好的块石、碎石、矿渣等粗颗粒材料，粒径大于 300mm 的颗粒含量不宜超过材料总质量的 30%；强夯置换前宜在表层铺填厚 1.0~2.0m 的粗粒土。

8.3.7 强夯置换后的地基承载力允许值应通过现场单墩静载荷试验或单墩复合地基静载荷试验确定。

8.3.8 强夯置换地基宜按单墩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 GB 50007 的有关规定计算确定。

8.4 强夯与强夯置换试验

8.4.1 下列情况应进行现场强夯和强夯置换试验：

- 1 级、2 级水工建筑物地基的强夯和强夯置换；
- 其他有必要进行现场试验的地基。

8.4.2 强夯与强夯置换试验应包括下列试验内容：

- 1 确定有效加固深度。
- 2 确定夯击点布置及夯点间距。
- 3 确定单点夯击次数及夯击遍数。
- 4 确定前后两遍夯击间隔时间。
- 5 选定适宜的强夯置换材料。

8.4.3 试验场地选择应综合考虑如下因素：

- 1 地质条件应具有代表性。
- 2 试验区面积不宜小于 20m×20m。

9 预压排水固结

9.1 一般规定

9.1.1 预压排水固结可用于淤泥、淤泥质土、饱和软黏土等覆盖层地基。

9.1.2 预压排水固结可采用堆载预压、真空预压、真空和堆载联合预压。

9.1.3 重要工程，应选择有代表性的场地进行预压试验。

9.1.4 预压排水固结加固区边线与周边建筑物、地下管线等距离较小时，应考虑对周边建筑物和地下管线的影响，必要时采取相应保护措施。

9.1.5 预压排水固结处理地基时，应设置水平和竖向排水系统。当处理土层厚度不大或含较多薄粉砂夹层，且固结速率能满足工期要求时，可不设置竖向排水体。

9.2 堆载预压

9.2.1 堆载预压荷载顶面的范围不应小于水工建筑物基底外缘的范围。

9.2.2 竖向排水体可采用普通砂井、袋装砂井和塑料排水板。根据不同材料，竖向排水体的直径 d_w 可按下列规定确定：

- 1 普通砂井 d_w 取 300~500mm。
- 2 袋装砂井 d_w 取 70~120mm。
- 3 塑料排水板 d_w 取其当量换算直径，可按式 (9.2.2)

计算：

$$d_w = \frac{2(b + \delta)}{\pi} \quad (9.2.2)$$

式中 d_w ——塑料排水板的当量换算直径，mm；

b ——塑料排水板宽度，mm；

δ ——塑料排水板厚度，mm。

9.2.3 排水体的有效排水直径 d_e 应按下列规定确定：

1 普通砂井 d_e 可按式 (9.2.3-1) 计算确定：

$$d_e = (6 \sim 8)d_w \quad (9.2.3-1)$$

式中 d_e ——普通砂井的有效排水直径，mm；

d_w ——普通砂井的直径，mm。

2 塑料排水板或袋装砂井 d_e 可按式 (9.2.3-2) 计算确定：

$$d_e = (15 \sim 22)d_w \quad (9.2.3-2)$$

式中 d_e ——塑料排水板或袋装砂井的有效排水直径，mm；

d_w ——袋装砂井的直径或塑料排水板的当量换算直径，mm。

9.2.4 竖向排水体可采用等边三角形或正方形排列。排水体中心间距应符合下列规定：

1 等边三角形排列时，排水体中心间距 L 按式 (9.2.4-1) 计算：

$$L = d_e / 1.05 \quad (9.2.4-1)$$

2 正方形排列时，排水体中心间距 L 按式 (9.2.4-2) 计算：

$$L = d_e / 1.13 \quad (9.2.4-2)$$

9.2.5 竖向排水体的深度应根据水工建筑物对地基的稳定性、变形等要求确定，并应符合下列规定：

1 对于抗滑稳定控制的地基，应大于最危险滑动面以下 2.0m。

2 对于变形控制的地基，应根据在限定的预压时间内需完成的变形量确定，且排水体宜穿透处理土层。

9.2.6 堆载预压荷载取值应符合下列规定：

1 取水工建筑物的基底压力作为堆载预压荷载。

2 可采用超载预压，预压荷载应根据预压时间内要求完成的变形量计算确定。

9.2.7 堆载预压加载速率应根据地基土强度确定。天然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；不满足时，应分级加载，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。

9.2.8 堆载预压时间应根据下列原则确定：

1 变形控制的地基，预压所完成的地基变形量和平均固结度达到预定标准方可卸载。

2 抗滑稳定或承载力控制的地基，预压后地基土强度满足稳定性或承载力要求方可卸载。

9.2.9 堆载预压时，地基平均固结度应按照附录 B 计算。

9.2.10 预压荷载下，地基最终竖向变形量计算可取附加应力与自重应力的比值为 0.1 的深度作为压缩层的计算深度，压缩层的最终竖向变形量可按式 (9.2.10) 计算：

$$s_f = \xi \sum_{i=1}^n \frac{e_{0i} - e_{1i}}{1 + e_{0i}} h_i \quad (9.2.10)$$

式中 s_f ——最终竖向变形量，m；

e_{0i} ——第 i 层土中点自重应力所对应的孔隙比，由室内固结试验 $e-p$ 曲线查得；

e_{1i} ——第 i 层土中点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 $e-p$ 曲线查得；

h_i ——第 i 土层的厚度，m；

n ——地基土的层数；

ξ ——经验系数，可按地区经验取值，无经验时，对正常固结饱和黏土地基可取 1.1~1.4，荷载较大或地基软弱土层厚度大时，取大值。

9.2.11 对正常固结饱和黏性土地基，堆载预压下地基土某点的抗剪强度可按式 (9.2.11) 计算：

$$\tau_{ft} = \tau_{f0} + \Delta\sigma_z U_t \tan\varphi_{cu} \quad (9.2.11)$$

式中 τ_{ft} —— t 时刻地基土某点的抗剪强度，kPa；

τ_{f0} ——地基土该点的天然抗剪强度，kPa；

- $\Delta\sigma_z$ ——预压荷载引起的该点处的附加竖向应力，kPa；
 U_t —— t 时刻地基土中某点的固结度；
 φ_{cu} ——三轴固结不排水试验求得的土的内摩擦角，(°)。

9.3 真空预压

- 9.3.1** 真空预压加固区边缘应大于水工建筑物基底外缘，每边超出量不小于 3.0m。
- 9.3.2** 真空预压竖向排水体的直径、间距、深度可按照 9.2.2~9.2.5 条确定。
- 9.3.3** 加载方式可采用一次连续抽真空至最大压力；当地基土为含水率高、黏粒含量高的软弱土时，宜采用分级抽真空至最大压力的加载方式。
- 9.3.4** 真空预压处理深度范围内土层的平均固结度满足预定要求时，方可卸载。
- 9.3.5** 真空预压地基固结度、地基最终变形、强度增长可按照 9.2.9~9.2.11 条计算确定其中变形计算时经验系数 ξ 可取 1.0~1.3。
- 9.3.6** 对于表层存在良好的透气层或在处理范围内有充足水源补给的透水层，应采取有效措施隔断透气层或透水层。

9.4 真空和堆载联合预压

- 9.4.1** 堆载体的坡肩线宜与真空预压边线一致。
- 9.4.2** 真空和堆载联合预压竖向排水体的布置、间距、深度可按照 9.2.2~9.2.5 条确定。
- 9.4.3** 真空预压后的起始堆载时间应考虑地基土层的承载能力。对于饱和软黏土，当膜下真空度稳定达到 80kPa，抽真空 10d 后可堆载；对于淤泥、淤泥质土，当膜下真空度稳定达到 80kPa，抽真空 20~30d 后方可堆载。
- 9.4.4** 堆载较大时，应分级加载，分级数根据地基稳定计算确定。

9.4.5 真空和堆载联合预压地基固结度、变形和强度增长，可按照 9.2.9~9.2.11 条计算确定，其中变形计算时经验系数 ξ 可取 1.0~1.3。

10 复合地基

10.1 一般规定

10.1.1 复合地基可采用振冲碎石桩、沉管砂石桩、水泥土搅拌桩和高压旋喷桩等型式。

10.1.2 振冲碎石桩和沉管砂石桩可用于松散的砂土、粉土、黏性土及可液化土等覆盖层地基。处理不排水抗剪强度小于 20kPa 的饱和黏性土地基应通过现场试验确定其适用性，处理不排水抗剪强度小于 10kPa 的饱和黏性土地基不宜采用碎石桩。

10.1.3 水泥土搅拌桩可用于淤泥、淤泥质土、黏性土（软塑、可塑）、粉土（稍密、中密）、粉细砂（松散、中密）、中粗砂（松散、稍密）、饱和黄土等覆盖层地基。当用于处理泥炭土、有机质土、pH 值小于 4 的酸性土、塑性指数大于 25 的黏土，或在腐蚀性环境中以及无工程经验的地区使用时，应论证其适用性。

10.1.4 高压旋喷桩可用于淤泥、淤泥质土、黏性土（流塑、软塑和可塑）、粉土、砂土、黄土、碎石土等地基。对含有大量块石、卵石、漂石、高有机质含量地层和坚硬黏性土，以及地下水流速较大的地基，应通过现场试验确定其适用性。

10.1.5 复合地基的桩型布置宜符合下列规定：

1 振冲碎石桩和沉管砂石桩宜采用等边三角形、正方形布置。

2 水泥土搅拌桩和高压旋喷桩的平面布置可采用柱状、壁状、格栅状、块状等型式。采用柱状加固时，可采用正方形、等边三角形布置。

10.1.6 复合地基的垫层设置宜符合下列规定：

1 振冲碎石桩和沉管碎石桩顶部宜铺设碎石垫层，垫层厚度可取 0.3~0.5m。基础有防渗要求时，宜采用素混凝土垫层

或有一定强度的水泥石垫层。

2 水泥石搅拌桩和高压旋喷桩顶部宜铺设垫层，垫层厚度可取 0.15~0.3m，材料可选用中砂、粗砂、级配砂石等，最大粒径不宜大于 20mm。基础有防渗要求时，宜采用素混凝土垫层或有一定强度的水泥石垫层。

10.2 振冲碎石桩

10.2.1 振冲碎石桩的处理范围应满足下列要求：

- 1 宜超出水工建筑物基底外缘布置 1~3 排桩。
- 2 可液化地基，在水工建筑物基底外缘扩大的宽度宜大于可液化土层厚度的 1/2，且不小于 5m。

10.2.2 振冲碎石桩的处理深度应根据工程要求和场地地质条件确定，并应符合下列规定：

- 1 相对硬层埋深不大时，按相对硬层埋深确定。
- 2 相对硬层埋深较大时，按稳定性要求及水工建筑物地基变形容许值确定。对按稳定性控制的工程，桩端应穿过最危险滑动面以下不小于 2.0m。
- 3 可液化的地基，应符合 GB 50011 的有关规定。
- 4 桩长不宜小于 4.0m。

10.2.3 振冲碎石桩的直径和间距应根据地基土性状、地基处理要求、振冲器功率、成孔和成桩方式等综合确定。振冲碎石桩的直径宜为 0.8~1.2m。30kW 振冲器的布桩间距可采用 1.3~2.0m，75kW 振冲器的布桩间距可采用 1.5~3.0m。

10.2.4 振冲碎石桩复合地基承载力容许值 f_{spk} 应通过现场复合地基静载荷试验确定。无试验资料时，可按式 (10.2.4-1) 和式 (10.2.4-2) 估算：

$$f_{\text{spk}} = [1 + m(n-1)]f_{\text{sk}} \quad (10.2.4-1)$$

$$m = d^2/d_c^2 \quad (10.2.4-2)$$

式中 f_{spk} ——复合地基承载力容许值，kPa；

f_{sk} ——处理后桩间土承载力容许值，kPa，可按地区经

验确定；如无经验时，对于黏性土地基，可取天然地基承载力容许值，松散的砂土、粉土可取天然地基承载力容许值的 1.2~1.5 倍；

n ——复合地基桩土应力比，可按地区经验确定；无经验时，可取 2.0~4.0，桩间土强度低时取大值，桩间土强度高时取小值；

m ——面积置换率，可取 0.1~0.4；

d ——桩身直径，m；

d_c ——振冲碎石桩等效影响直径，m；等边三角形布桩时， d_c 取桩中心间距的 1.05 倍。正方形布桩时， d_c 取桩中心间距的 1.13 倍。

10.2.5 振冲碎石桩复合地基变形应包括碎石桩复合土层的压缩变形与桩端下未加固土层的压缩变形。地基变形计算、软弱下卧层承载力验算应符合 GB 50007 的有关规定。碎石桩复合土层的压缩模量应根据处理后土层特性确定。

10.2.6 振冲碎石桩复合地基抗剪强度指标可按式 (10.2.6-1) ~ 式 (10.2.6-3) 确定：

$$\tan\varphi_{sp} = m\mu_p \tan\varphi_p + (1 - m\mu_p) \tan\varphi \quad (10.2.6-1)$$

$$c_{sp} = (1 - m\mu_p) c_s \quad (10.2.6-2)$$

$$\mu_p = \frac{n}{(n-1)m + 1} \quad (10.2.6-3)$$

式中 φ_{sp} ——振冲碎石桩复合地基内摩擦角，(°)；

c_{sp} ——振冲碎石桩复合地基凝聚力，kPa；

φ_p ——振冲碎石桩桩体内摩擦角，(°)；

c_s ——桩间土凝聚力，kPa；

φ ——桩间天然土体的内摩擦角，(°)；

μ_p ——应力集中系数。

10.2.7 振冲填料宜采用级配良好的碎石等，最大粒径不宜大于 5cm，含泥量不宜大于 5%。

10.3 沉管砂石桩

10.3.1 沉管砂石桩的处理范围、处理深度应按照 10.2.1 条、10.2.2 条确定。

10.3.2 沉管砂石桩的直径应根据地基土性状、桩管直径等综合确定，宜为 0.3~0.8m。

10.3.3 沉管砂石桩的间距不宜大于桩直径的 4.5 倍。松散的砂土地基，应根据挤密后要求达到的孔隙比按式 (10.3.3-1) 和式 (10.3.3-2) 估算。

1 等边三角形布置时，布桩间距为：

$$s = 0.95\xi d \sqrt{\frac{1+e_0}{e_0-e_1}} \quad (10.3.3-1)$$

2 正方形布置时，布桩间距为：

$$s = 0.89\xi d \sqrt{\frac{1+e_0}{e_0-e_1}} \quad (10.3.3-2)$$

$$e_1 = e_{\max} - D_{r1}(e_{\max} - e_{\min}) \quad (10.3.3-3)$$

式中 s ——沉管砂石桩中心间距，m；

d ——沉管砂石桩直径，m；

ξ ——沉管砂石桩桩间距修正系数，当考虑振动下沉密实作用时，取 1.1~1.2；不考虑振动下沉密实作用时，取 1.0；

e_0 ——地基处理前土体的孔隙比，可按原状试样确定；

e_1 ——地基挤密后要求达到的孔隙比；

D_{r1} ——地基挤密后要求达到的相对密度，可取 0.70~0.85；

e_{\max} 、 e_{\min} ——地基砂土的最大孔隙比、最小孔隙比。

10.3.4 沉管砂石桩复合地基承载力容许值，应通过现场复合地基静载荷试验确定。无试验资料时，可按式 (10.2.4-1) 和式 (10.2.4-2) 估算。

10.3.5 沉管砂石桩复合地基变形计算、软弱下卧层承载力验算、各复合土层压缩模量计算应符合 10.2.5 条的规定。

10.3.6 沉管砂石桩复合地基抗剪强度指标计算应符合 10.2.6 条的规定。

10.4 水 泥 土 搅 拌 桩

10.4.1 水 泥 土 搅 拌 桩 处 理 范 围 应 满 足 复 合 地 基 应 力 扩 散 的 要 求，软土地基的处理范围宜超出建筑物基底外缘不小于 1.0m。

10.4.2 水 泥 土 搅 拌 桩 的 长 度，应 符 合 下 列 规 定：

1 应 穿 透 软 弱 土 层 到 达 地 基 承 载 力 相 对 较 高 的 土 层。

2 按 抗 滑 稳 定 控 制 的 工 程，桩 端 应 穿 过 最 危 险 滑 动 面 以 下 不 小 于 2.0m。

3 干 法 加 固 深 度 不 宜 大 于 15m，湿 法 加 固 深 度 不 宜 大 于 20m。

10.4.3 水 泥 土 搅 拌 桩 采 用 柱 状 加 固 时，桩 距 可 采 用 0.8~2.0m。

10.4.4 水 泥 土 搅 拌 桩 桩 径 可 采 用 0.5~0.6m。

10.4.5 水 泥 土 搅 拌 桩 复 合 地 基 承 载 力 容 许 值，应 通 过 现 场 单 桩 或 多 桩 复 合 地 基 静 载 荷 试 验 确 定，无 试 验 资 料 时，可 采 用 式 (10.4.5) 估 算：

$$f_{spk} = mR_a/A_p + \beta(1 - m)f_{sk} \quad (10.4.5)$$

式 中 f_{spk} ——复 合 地 基 承 载 力 容 许 值，kPa；

f_{sk} ——处 理 后 桩 间 土 承 载 力 容 许 值，kPa；

m ——面 积 置 换 率；

R_a ——单 桩 竖 向 承 载 力 容 许 值，kN；

A_p ——桩 的 截 面 积， m^2 ；

β ——桩 间 土 承 载 力 折 减 系 数，对 淤 泥、淤 泥 质 土 和 流 塑 状 软 土，可 取 0.1~0.4；对 其 他 土 层，可 取 0.4~0.8。

10.4.6 水 泥 土 搅 拌 桩 单 桩 承 载 力 容 许 值，应 通 过 现 场 静 载 荷 试 验 确 定，无 试 验 资 料 时，可 取 式 (10.4.6-1)、式 (10.4.6-2) 估 算 值 的 小 值：

$$R_a = u_p \sum_{i=1}^n q_{si} l_i + a q_p A_p \quad (10.4.6-1)$$

$$R_a = \eta f_{cu} A_p \quad (10.4.6-2)$$

式中 R_a —单桩竖向承载力容许值, kN;

u_p ——桩身周长, m;

n ——地基土层数;

q_{si} ——桩周第 i 层土的侧阻力容许值, kPa, 可按地区经验取值;

l_i ——桩长范围内第 i 层土的厚度, m;

a ——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 ——桩端地基土未经修正的承载力容许值, kPa, 可按地区经验取值;

A_p ——桩的截面积, m^2 ;

η ——桩身强度折减系数, 干法可取 0.2~0.25, 湿法可取 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 70.7mm 或 50mm 的立方体) 在标准养护条件下 28d 龄期的立方体抗压强度平均值, kPa。

10.4.7 竖向承载搅拌桩复合地基的变形应包括搅拌桩复合土层的平均压缩变形与桩端下未加固土层的压缩变形。搅拌桩复合土层的压缩变形可按式 (10.4.7-1)、式 (10.4.7-2) 计算, 桩端以下未加固土层的压缩变形可按 GB 50007 的有关规定计算。

$$s = \frac{(p_z + p_{zl})l}{2E_{sp}} \quad (10.4.7-1)$$

$$E_{sp} = mE_p + (1-m)E_s \quad (10.4.7-2)$$

式中 s ——复合土层的压缩变形;

p_z ——复合地基顶面的附加应力值, kPa;

p_{zl} ——复合地基地面的附加应力值, kPa;

l ——桩长, m;

E_{sp} ——复合地基的压缩模量，kPa；

E_p ——水泥土搅拌桩压缩模量，kPa，可取 $(100\sim 120) f_{cu}$ ，对桩长较短或桩身强度较低者可取低值，反之可取高值；

E_s ——桩间土的加权平均压缩模量，kPa；

m ——面积置换率。

10.4.8 水泥土搅拌桩固化剂宜选用等级为 42.5 级及以上的普通硅酸盐水泥。水泥掺量宜为 12%~20%，湿法的水泥浆水灰比可选用 0.45~0.55。外掺剂可根据工程需要和土质条件选用早强、缓凝、减水及节省水泥等作用的材料。

10.5 高压旋喷桩

10.5.1 高压旋喷桩处理范围、处理深度应按照 10.4.1 条、10.4.2 条确定。

10.5.2 高压旋喷桩强度、直径、间距，应根据地区经验或现场试验确定。

10.5.3 高压旋喷桩复合地基承载力容许值应通过现场复合地基静载荷试验确定。无试验资料时，可采用式 (10.5.3) 估算：

$$f_{spk} = \lambda m \frac{R_a}{A_p} + \beta(1 - m) f_{sk} \quad (10.5.3)$$

式中 f_{spk} ——复合地基承载力容许值，kPa；

f_{sk} ——处理后桩间土承载力容许值，kPa；

λ ——单桩承载力发挥系数，可按类似土质条件的工程经验取值；

m ——面积置换率；

R_a ——单桩竖向承载力容许值，kN；

A_p ——桩的截面积， m^2 ；

β ——桩间土承载力折减系数，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， β 可取 0.1~0.5，桩间土承载力较低时取低值。

10.5.4 高压旋喷桩的单桩承载力容许值宜通过现场载荷试验确定。无试验资料时，可取式 (10.5.4-1) 和式 (10.5.4-2) 估算值的小值：

$$R_a = u_p \sum_{i=1}^n q_{si} l_i + a q_p A_p \quad (10.5.4-1)$$

$$R_a = \eta f_{cu} A_p \quad (10.5.4-2)$$

式中 R_a ——单桩竖向承载力容许值，kN；

u_p ——桩身周长，m；

q_{si} ——桩周第 i 层土的侧阻力容许值，kPa，可按地区经验取值；

l_i ——桩长范围内第 i 层土的厚度，m；

a ——桩端天然地基土的承载力折减系数，可根据地区经验确定；

q_p ——桩端地基土未经修正的承载力容许值，kPa，可按地区经验取值；

A_p ——桩的截面积， m^2 ；

η ——旋喷桩桩身强度折减系数，可取 0.33；

f_{cu} ——与高压旋喷桩桩身水泥土配比相同的室内加固土试块（边长为 70.7mm 或 50mm 的立方体）在标准养护条件下 28d 龄期的立方体抗压强度平均值（kPa）。

10.5.5 高压旋喷桩复合地基的变形应按 GB 50007 的有关规定进行计算。各复合土层的压缩模量应根据处理土层的性质确定。

10.5.6 高压旋喷浆液宜使用水泥浆，水泥可采用 42.5 级及以上的普通硅酸盐水泥。

11 桩 基

11.1 一 般 规 定

11.1.1 采用浅层处理措施不能满足水工建筑物地基承载能力、稳定、变形要求时，可采用桩基处理。

11.1.2 桩型和成桩工艺应根据地质条件、上部结构类型、荷载特征、施工条件及地基周围环境等因素综合比选确定。

11.1.3 同一结构单元内的桩基，宜采用相同类型的桩，材料、断面尺寸和深度不应相差过大。

11.1.4 桩身混凝土强度应满足桩的承载力设计要求。

11.1.5 承担抗剪作用的桩基，桩端进入持力层或嵌岩的深度应通过计算确定。

11.2 布 置 与 选 型

11.2.1 桩的平面布置宜使桩群形心与水工建筑物底板底面以上荷载基本组合合力作用点相接近。

11.2.2 桩基布置时，预制桩的桩中心距不宜小于3倍桩径或边长，钻孔灌注桩的桩中心距不宜小于2.5倍桩径。

11.2.3 地基有防渗要求的水工建筑物桩基，应采取防止建筑物底板底面与地基接触冲刷的措施。

11.2.4 应考虑桩基施工中挤土效应对桩基及周边环境的影响，在深厚饱和软土中不宜采用大片密集有挤土效应的桩基。

11.3 桩 基 计 算

11.3.1 桩基应根据具体条件进行下列计算：

——竖向承载力和水平承载力；

——对受水平荷载较大，或对水平位移有严格限制的水工建筑物，应计算桩基的水平位移；

——当桩端平面以下存在软弱下卧层时，应进行软弱下卧层承载力验算；

——软土地基上的摩擦型桩基和桩端平面以下存在软弱土层的桩基，应进行沉降计算；

——对位于坡地、岸边的桩基应进行整体稳定性验算。

11.3.2 桩的根数和尺寸确定可不考虑桩间土承载作用。对于摩擦型桩，经论证后可适当考虑桩间土承担部分荷载。

11.3.3 水工建筑物的单桩桩顶受力应按式 (11.3.3-1) ~ 式 (11.3.3-3) 进行计算。

1 轴心竖向力作用下：

$$Q_k = \sum G / n_0 \quad (11.3.3-1)$$

式中 $\sum G$ ——作用于底板底面的全部竖向荷载，kN；

Q_k ——轴心竖向力作用下单桩平均竖向力，kN；

n_0 ——桩基中的桩数。

2 偏心竖向力作用下：

$$Q_i = \sum G / n_0 \pm M_x y_i / \sum y_j^2 \pm M_y x_i / \sum x_j^2 \quad (11.3.3-2)$$

式中 Q_i ——偏心竖向力作用下第 i 根桩的竖向力，kN；

M_x 、 M_y ——作用于水工建筑物底板底面，绕通过桩群形心 x 、 y 轴的力矩，kN·m；

x_i 、 x_j ——第 i 根、第 j 根桩至桩群形心的 y 轴线的距离，m；

y_i 、 y_j ——第 i 根、第 j 根桩至桩群形心的 x 轴线的距离，m。

3 水平力作用下：

$$H_k = \sum H / n_0 \quad (11.3.3-3)$$

式中 H_k ——作用于单桩的水平力，kN；

$\sum H$ ——作用于水工建筑物底板底面的全部水平荷载，kN。

11.3.4 单桩承载力应按下列公式计算：

1 轴心竖向力作用下：

$$Q_k \leq R_a \quad (11.3.4-1)$$

式中 R_a ——单桩竖向承载力容许值，kN；特殊组合中包含地震荷载时，应将其提高 25%。

2 偏心竖向力作用下，除满足式 (11.3.4-1) 外，尚应满足下列要求：

$$Q_{i\max} \leq 1.2R_a \quad (11.3.4-2)$$

式中 $Q_{i\max}$ ——偏心竖向力作用下，作用于单桩的最大竖向力，kN。

3 水平力作用下：

$$H_k \leq R_{Ha} \quad (11.3.4-3)$$

式中 R_{Ha} ——单桩水平承载力容许值，kN，一般通过现场水平载荷试验确定。

11.3.5 单桩竖向承载力容许值的确定应符合下列规定：

1 单桩竖向承载力容许值宜通过单桩竖向静载荷试验确定。同一条件下的试桩数量，不宜少于总桩数的 1% 且不应少于 3 根。

2 当桩端持力层为密实砂卵石或其他承载力类似的土层时，对单桩竖向承载力很大的大直径端承型桩，可采用深层平板载荷试验确定桩端土的承载力容许值。

3 缺乏资料时，单桩竖向承载力容许值 R_a 可按式 (11.3.5-1) 初步估算确定：

$$R_a = \frac{1}{2} u_p \sum q_{sia} l_i + q_p A_p \quad (11.3.5-1)$$

式中 R_a ——单桩竖向承载力容许值，kN；

q_{sia} ——各土层与桩侧的极限摩阻力，由当地静载试验获得或参考有关经验取值，kPa；

q_p ——桩端岩土未经修正的承载力容许值，由当地静载试验结果统计分析算得或参考有关经验取值，kPa；

u_p ——桩身周长，m；

A_p ——桩的截面积， m^2 ；

l_i ——第 i 层岩土层的厚度, m。

4 桩端嵌入完整及较完整的硬质岩中, 当桩长较短且入岩较浅时, 单桩竖向承载力容许值 R_a 可按式 (11.3.5-2) 确定。

$$R_a = q_p A_p \quad (11.3.5-2)$$

11.3.6 桩下端锚固在岩石内时, 可假定弯矩由锚固侧壁岩石承受, 锚固深度可不考虑水平剪力影响, 其嵌入基岩中的深度可按下列公式计算。

1 圆形桩:

$$h = \sqrt{\frac{M_H}{0.0655 \beta f_{rk} d}} \quad (11.3.6-1)$$

2 矩形桩:

$$h = \sqrt{\frac{M_H}{0.0833 \beta f_{rk} b_h}} \quad (11.3.6-2)$$

式中 h ——桩嵌入基岩中 (不计强风化层和全风化层) 的有效深度, m, 不小于 0.5m;

M_H ——在基岩顶面处的弯矩, kN·m;

f_{rk} ——岩石饱和单轴抗压强度, kPa;

β ——系数, 取 0.5~1.0, 岩层侧面节理发育的取小值, 节理不发育的取大值;

b_h ——垂直于弯矩作用平面桩的边长, m;

d ——桩体直径, m。

11.3.7 桩身应进行承载能力和裂缝控制计算, 计算应考虑桩身材料强度、成桩工艺、环境类别等因素。混凝土桩身承载能力和裂缝控制计算应符合 SL 191 的有关规定。

11.3.8 计算桩基沉降时, 最终沉降量宜按单向压缩分层总和法计算。

11.3.9 桩基沉降量和沉降差不得超过水工建筑物的最大容许沉降量和沉降差。

11.4 特殊条件下的桩基

11.4.1 软土地基的桩基设计应符合下列规定:

- 1 桩端持力层宜选择中、低压缩性土层。
- 2 应分析桩侧负摩阻力对桩的影响。
- 3 挤土桩应考虑挤土效应对邻近构筑物和地基的影响。
- 4 特别深厚的软弱土层，可与其他地基处理方法结合使用。

11.4.2 季节性冻土地基和膨胀土地基的桩基设计应符合下列规定：

1 桩端进入冻深线或膨胀土的大气影响急剧层以下的深度应满足抗拔稳定要求，且不得小于4倍桩径及1倍扩大端直径，最小深度应大于1.5m。

2 宜采用钻（挖）孔灌注桩，并采取可靠的隔冻、隔胀处理措施。

3 确定桩的竖向容许承载力时，不计入冻胀、膨胀深度范围内桩侧阻力，但应考虑地基土的冻胀、膨胀的不利影响，验算桩的抗拔稳定性和桩身抗拉承载力。

11.4.3 湿陷性地基的桩基设计应符合下列规定：

1 桩应穿透湿陷性土层，桩端持力层宜选择中、低压缩性土层或岩层。

2 自重湿陷性土地基的桩应考虑桩侧负摩阻力的影响。

3 桩的竖向承载力容许值宜通过现场桩的竖向承载力静载荷浸水试验确定。

11.4.4 地震液化地基的桩基设计应符合下列规定：

1 桩进入可液化土层以下稳定土层的长度（不包括桩尖部分）应计算确定，对于碎石土、砾、粗砂、中砂、密实粉土、坚硬黏性土，不应小于3倍桩身直径；对其他土层，不宜小于5倍桩身直径。

2 桩的水平承载力不满足计算要求时，可将承台外每侧1/2承台边长范围内的土进行加固。

3 应分析可液化土层地震液化情况下桩基的侧向稳定性。

11.4.5 岩溶地基的桩基设计应符合下列规定：

1 桩承受荷载较大且基岩埋深较浅时，宜采用嵌岩桩。

2 基岩面起伏且埋深较大时，宜采用摩擦型灌注桩。

11.5 桩基构造

11.5.1 端承桩桩底进入持力层的深度应根据地质条件、荷载及施工工艺确定，宜为桩身直径的 1~3 倍。在确定桩底进入持力层深度时，应考虑特殊土、岩溶以及震陷液化等影响。嵌岩灌注桩周边嵌入完整和较完整的硬质岩的最小深度，不宜小于 0.5m。

11.5.2 桩顶主筋伸入承台连接时，桩顶嵌入水工建筑物底板或承台内的长度不应小于 100mm。桩顶直接埋入承台时，当桩径（或边长）小于 0.6m 时，埋入长度不应小于 2 倍桩径（或边长）；当桩径（或边长）为 0.6~1.2m 时，埋入长度不应小于 1.2m；当桩径（或边长）大于 1.2m 时，埋入长度应不小于桩径（或边长）。

11.5.3 预制桩的最小配筋率不宜小于 0.8%（锤击沉桩）、0.6%（静压沉桩），预应力桩不宜小于 0.5%；灌注桩最小配筋率不宜小于 0.2%~0.65%（桩径小时取大值）。桩顶以下 3~5 倍桩身直径范围内，箍筋宜适当加强加密。

附录 A 地基处理方法选用表

表 A 地基处理方法选用表

地基岩土类型		地基处理方法												
		固结灌浆	防渗帷幕与排水	防渗墙			挖填置换	强夯		预压排水固结	复合地基			桩基
				混凝土	高喷	水泥土搅拌		强夯	强夯置换		振冲碎石桩 沉管砂石桩	水泥土搅拌桩	高压旋喷桩	
破碎岩体		√	√	√	△	×	√	×	×	×	×	×	△	△
一般土	碎石土	√	√	√	√	×	√	√	×	×	△	×	√	√
	砂土	√	√	√	√	√	√	√	×	×	√	√	√	√
	粉土	△	×	√	√	√	√	△	√	×	√	√	√	√
	黏性土	×	×	×	√	√	√	×	√	√	△	√	√	√
特殊土	软土	×	×	×	△	△	√	×	√	√	△	√	√	√
	膨胀土	×	×	△	△	√	√	×	△	×	△	×	△	√
	湿陷性土	×	×	△	△	△	√	√	△	×	√	△	△	√
	盐渍土	×	×	△	△	△	√	△	△	×	△	△	△	√
	冻土	×	×	△	△	△	√	△	△	×	△	△	△	√
	分散性土	×	×	△	△	×	√	×	×	×	×	×	×	√

注 1: 本表中“√”表示适合,“×”表示不适合或不选用,“△”表示可选用。
注 2: 土的分类依据 GB 50021《岩土工程勘察规范》。

附录 B 预压排水地基固结度计算

B. 0. 1 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。当竖向排水体的纵向通水量 q_w 与天然土层水平渗透系数 k_h 的比值较小，且排水体长度较长时，应考虑井阻的影响。

B. 0. 2 瞬时加载条件下，考虑涂抹和井阻影响时，地基水平向排水平均固结度可按式 (B. 0. 2 - 1) ~ 式 (B. 0. 2 - 5) 计算：

$$\bar{U}_r = 1 - e^{-\frac{8c_h}{Fd_e^2}t} \quad (\text{B. 0. 2 - 1})$$

$$F = F_n + F_s + F_r \quad (\text{B. 0. 2 - 2})$$

$$F_n = \ln n_1 - 0.75 \quad (n_1 \geq 15) \quad (\text{B. 0. 2 - 3})$$

$$F_s = \left[\frac{k_h}{k_s} - 1 \right] \ln s \quad (\text{B. 0. 2 - 4})$$

$$F_r = \frac{\pi^2 L_w^2}{4} \frac{k_h}{q_w} \quad (\text{B. 0. 2 - 5})$$

$$n_1 = d_e / d_w$$

式中 \bar{U}_r ——固结时间 t 时地基水平向排水平均固结度；

c_h ——地基的水平向固结系数， cm^2/s ；

k_h ——天然土层水平向渗透系数， cm/s ；

k_s ——涂抹区的水平向渗透系数，可取 $k_s = (1/5 \sim 1/3) k_h$ ， cm/s ；

s ——涂抹区直径 d_s 与竖井直径 d_w 的比值，可取 $s = 2.0 \sim 3.0$ ，对中等灵敏黏性土取低值，对高灵敏黏性土取高值；

t ——时间， s ；

n_1 ——井径比；

L_w ——竖井深度， cm ；

q_w ——竖井纵向通水量，为单位水力梯度下单位时间的

排水量, cm^3/s 。

B. 0. 3 一级或多级等速加荷条件下, 竖向排水体穿透受压土层地基的平均固结度可按式 (B. 0. 3) 计算:

$$\bar{U}_t = \sum_{i=1}^n \frac{\dot{q}_i}{\sum \Delta p} \left[(T_i - T_{i-1}) - \frac{\alpha}{\beta} e^{-\beta t} (e^{\beta T_i} - e^{\beta T_{i-1}}) \right] \quad (\text{B. 0. 3})$$

式中 \bar{U}_t —— t 时间地基的平均固结度;

\dot{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 ——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 B. 0. 3 采用。

表 B. 0. 3 α 和 β 值

参数	竖向排水固结 (平均固结度 $U_z > 30\%$)	水平向排水固结	竖向和水平向排水固结 (竖井穿透受压土层)
α	$\frac{8}{\pi^2}$	1	$\frac{8}{\pi^2}$
β	$\frac{\pi^2 c_v}{4H^2}$	$\frac{8c_h}{Fd_e^2}$	$\frac{8c_h}{Fd_e^2} + \frac{\pi^2 c_v}{4H^2}$

注 1: c_h 为土的水平向固结系数, c_v 为土的竖向固结系数, 固结系数的计量单位为 cm^2/s 。

注 2: H 为土层的竖向排水距离, 计量单位为 cm 。

标准用词说明

标准用词	严格程度
必须	很严格，非这样做不可
严禁	
应	严格，在正常情况下均应这样做
不应、不得	
宜	允许稍有选择，在条件许可时首先应这样做
不宜	
可	有选择，在一定条件下可以这样做

中华人民共和国水利行业标准

水工建筑物地基处理设计规范

SL/T 792—2020

条文说明

目 次

1	总则	53
2	术语与符号	55
3	基本规定	58
4	固结灌浆	60
5	防渗帷幕与排水	75
6	防渗墙	88
7	挖填置换	126
8	强夯与强夯置换	131
9	预压排水固结	140
10	复合地基	147
11	桩基	162
	附录 A 地基处理方法选用表	172

1 总 则

1.0.1 对不满足要求的地基进行处理是水利建筑物安全的重要保证。对于不同的地质条件、不同的水利建筑物，其地基处理方法也不相同。当多种地基处理方法均能满足地基处理设计目的时，应比较其经济、环保、施工条件等因素，择优确定。

1.0.2 本标准适用于各类水利建筑物的地基处理设计。按建筑物功能划分，主要包括挡水、泄水、取水、输（供）水、发电、航运、过鱼等水利建筑物；按结构型式划分，主要包括重力坝、拱坝、土石坝、溢洪道、水电站厂房、堤防、水闸、挡土墙、升船机、鱼道等水利建筑物。

水利建筑物地基处理方法很多，地基地质条件也千差万别。本标准对不同水利建筑物常见地质条件的地基提出了相对成熟的、应用范围较广的地基处理设计方法，本标准未提及的处理方法（如土工织物、沉箱等），也可参照其他规范或根据当地实际经验采用。

对于地质条件复杂多变、设计参数存在不确定性的情况，往往需结合现场试验进行专门研究。比如：复杂地基的固结灌浆和帷幕灌浆设计参数，对工程质量、安全、进度和造价影响明显，应在施工前专门研究，这在相关的施工规范中已经作为强制性要求进行了规定；强夯、预压排水固结等设计参数对保证地基处理质量至关重要，施工前应进行专门的工艺试验研究；对于地基处理难度、深度、规模、要求等超出现有经验值较多（如深度较大的防渗墙、岩溶地区的防渗帷幕等），或者上部水利建筑物安全对地基较为敏感等情况，应通过现场试验并结合数值仿真分析等手段论证其合理性；对于特殊土地基，其处理方式、参数等均应结合工程特点和实际条件进行专门研究。进行专门研究的地基，应充分借鉴已有同类工程的经验和专门规范，确保设计符合实际

并能保证工程安全。

1.0.3 水工建筑物对地基的要求是决定地基处理目的（如抗滑稳定、沉降变形、渗透稳定等）和范围的主要依据，不同的地质条件、施工条件或经济、环保等因素也会影响地基处理方法的选择。地基处理过程中，如果实际揭示的地质条件与前期地勘资料出现较大差异，则应对地基处理方案或范围（如平面范围、深度范围等）进行动态调整、优化。

1.0.5 本标准编制总结了水工建筑物地基处理设计的原则性、共性要求，列出水工建筑物地基处理常用的设计方法，并部分吸纳了成熟的本行业或其他行业的地基处理设计经验与方法；各建筑物对地基处理有专门要求的，仍按建筑物设计专门规范执行。因此，水工建筑物地基处理设计应优先符合本标准规定，本标准未做规定或其他规范有特殊规定的，仍执行其他标准的规定。

与地基处理相关的水工建筑物设计标准主要包括：SL 319《混凝土重力坝设计规范》、SL 282《混凝土拱坝设计规范》、SL 253《溢洪道设计规范》、SL 265《水闸设计规范》、SL 274《碾压式土石坝设计规范》、SL 435《海堤工程设计规范》、SL 18《渠道防渗工程技术规范》、SL 266《水电站厂房设计规范》、SL 379《水工挡土墙设计规范》、GB 50265《泵站设计规范》、GB 50286《堤防工程设计规范》等。

其他行业地基处理标准主要包括：GB 50007《建筑地基基础设计规范》、DL/T 5024《电力工程地基处理规程》、JTS 147-1《港口工程地基规范》、DL/T 5267《水电水利工程覆盖层灌浆技术规范》、SL 174《水利水电工程混凝土防渗墙施工技术规范》、CECS 279《强夯地基处理技术规程》、GB/T 50783《复合地基技术规范》、JGJ 94《建筑桩基技术规范》等。

特殊土地基处理技术标准主要包括：GB 50112《膨胀土地区建筑技术规范》、GB 50025《湿陷性黄土地区建筑规范》等。

2 术语与符号

2.1.1 《中国水利百科全书》对“地基与基础”的定义为：“支承建筑物的地层与建筑物中同地层相接触的下部结构，前者称地基，后者称基础。由天然地层直接支承荷载的为天然地基；软弱土层经加固后支承荷载的为人工地基”。本标准对地基的界定也遵循该定义。因此，水工建筑物设计规范中经常涉及的开挖、铺盖等方法不在本标准地基处理范围之内。

不同的水工建筑物地基受力特点不同、重要性不同、地质条件不同，地基处理的目的及侧重点也不相同。不同水工建筑物地基处理一般应满足三个方面的目的：满足稳定要求、满足变形要求和满足渗透稳定要求。当天然地基不能满足上述要求时，需要采取工程措施进行处理。

(1) 满足稳定要求。

地基稳定要求是指在建筑物荷载（包括静、动荷载的各种组合）作用下，地基岩土体能保持稳定。地基稳定要求有时也称为承载力要求，但两者并不完全相同。

地基的稳定性或地基承载力大小，主要与地基土体的抗剪强度有关，也与基础型式、大小和埋深等影响因素有关。若地基稳定性不能满足要求，地基在建筑物荷载作用下将会产生局部或整体剪切破坏，影响建筑物的安全与正常使用，严重时可能引起建筑物的破坏。

本标准不研究具体的建筑物及其基础设计方案（属于水工建筑物结构设计范畴）。如果在现有技术条件下，无法通过地基处理满足上部水工建筑物结构安全要求，则需要调整水工建筑物结构或基础设计方案。

(2) 满足变形要求。

变形要求是指在建筑物荷载（包括静、动荷载的各种组合）作用下，地基的变形（包括沉降，或水平位移，或不均匀沉降）

不超过相应的允许值。若地基变形超过允许值，将会影响建筑物的安全与正常使用，严重时可能引起建筑物的破坏。

地基变形也与地基土体的变形特性、基础型式及尺寸大小等因素有关。本标准仅对地基岩土体进行处理，以改变地基的变形模量等参数，使地基沉降、变形满足水工建筑物结构安全要求。如：通过排水固结等减少软土地基的沉降变形、通过强夯改变松散地基的密实度、通过复合地基提高特殊土的变形模量或强度参数、通过桩基穿越软土地基等。

(3) 满足渗透稳定要求。

水工建筑物地基渗透稳定主要包括两方面的要求：一是控制建筑物地基渗流量不超过其允许值；二是控制建筑物地基渗透比降不超过其允许值。

对于水库、渠道等工程，如果地基渗漏量超标，将造成较大的水量损失，可能导致蓄水失败或工程效益降低。针对可能的渗漏通道、渗漏形式采取合适的地基防渗处理措施，是控制地基渗漏的重要保障。

对于土质地基或者岩基中的软弱夹层，在高水头作用下可能导致地基无法承受较高的渗透比降。如果地基中的水力渗透比降超过防渗体的允许值，可能发生以下情况：地基土因潜蚀或管涌产生渗流通道、防渗帷幕失效或耐久性降低，进而威胁水工建筑物安全。比如：堤防、土石坝、水闸等建筑物的砂土地基渗透破坏及岩石地基断层破碎带等软弱夹层的渗透破坏等。

综上所述，当水工建筑物所承受的荷载较大，地基岩土较软弱或者存在渗流（破坏）通道，从而导致天然地基不能满足稳定、变形和渗透稳定要求时，通过各种方法和技术措施对地基进行加固改良处理的过程可称为地基处理。

关于“地基”的英文翻译，《中国水利百科全书》中使用“foundation”，但 foundation 在《水利水电工程技术术语》中均指“基础”，两者的内涵完全不同。根据对国内外教科书、词典和相关规范、论文等文献资料的综合研究，“地基”对应的英文

为“ground 或 subsoil”较为合适。因此，“地基处理”对应的英文为“ground treatment”，经处理后的“人工地基”对应的英文为“artificial ground”。

2.1.2 地基承载力容许值多用于水利、铁路、公路等行业，相当于建筑行业的地基承载能力特征值。

2.1.6 SL 26—2012《水利水电工程技术术语》中强夯的定义为“用高落距重锤夯实松软地基”，对应的翻译为“dynamic compaction method”。GB/T 50279《岩土工程基本术语标准》中强夯的定义为“利用夯锤的冲击和振动能量，密实处理地基土的地基处理方法”，对应的翻译为“dynamic consolidation”或者“dynamic compaction”。

2.1.10 龚晓南在《黄文熙讲座——广义复合地基理论及工程应用》中定义复合地基为：“天然地基在地基处理过程中部分土体得到增强，或被置换，或在天然地基中设置加筋材料，加固区是由基体（天然地基土体）和增强体两部分组成的人工地基”。同时指出：碎石桩等散体材料桩形成的复合地基可定义为狭义的复合地基，散体材料桩、各种刚度的黏结材料桩形成的复合地基以及各种形式的长短桩复合地基称为广义复合地基。水工建筑物领域的复合地基一般指“广义的复合地基”。

2.1.11~2.1.14 振冲碎石桩、沉管砂石桩、水泥土搅拌桩、高压旋喷桩等复合地基的定义主要参考了 SL 26—2012 和 GB/T 50279，并根据水工建筑物地基处理特点进行了完善。

2.1.15 桩基的主要功能是以桩为载体将荷载传至地下较深处，以满足上部建筑物对于地基承载力、沉降等要求。在建筑等行业，桩基普遍被认为是一种深基础，并不对天然地基进行处理。但是，在水利行业，根据水工建筑物地基特点，桩基与固结灌浆、挖填置换、强夯与强夯置换、预压排水固结、复合地基等地基处理方法相比，同样可起到满足建筑物承载能力、变形控制等要求的作用，本质上与其他地基处理方法相同，故本标准将桩基视作一种地基处理的工程措施。

3 基本规定

3.0.1、3.0.2 每一种地基处理方法都有一定的地质适用条件，具体见本标准第4~11章的“一般规定”部分。同一地质条件的水工建筑物地基应根据其地基处理目的选择合适的地基处理方法，如：有的水工建筑物地基处理后需具有足够的强度，能承受上部建筑物传递的荷载，满足建筑物抗滑稳定要求；有的水工建筑物地基处理后需具有足够的整体性和均匀性，减小不均匀沉陷和变形；有的水工建筑物地基处理后需具有足够的抗渗性，满足渗透稳定和控制渗流量的要求；有的水工建筑物地基处理后需具有足够的耐久性，防止地基在水或其他外部因素的长期作用下发生劣化；有抗震设防要求的水工建筑物，应防止地基液化、沉陷、滑移、渗漏，从而导致建筑物失稳或产生过大变形。

当多种地基处理方法均能满足地基处理设计目的时，应比较其经济、环保、施工条件等因素，择优确定。本规范只涵盖了常见地基类型和实践中相对成熟的地基处理方法。冰积土、冻胀土、分散性土、盐渍土等特殊土地基可参考相关的规程要求和当地工程经验进行处理；从处理方法上看，附录A只列出了相对常见的方法，其他受地域或地质条件限制的地基处理方法在该表中并未列出，例如沉箱、土工织物等在沿海地区的堤坝和水闸软基处理中也应用较多，可参考相关标准和当地经验选用。有抗震设计要求的水工建筑物地基处理方法，可按GB 51247《水工建筑物抗震设计标准》的有关规定执行。

3.0.4 目前，水工建筑物耐久性有明确的定量要求，使用年限应符合SL 654《水利水电工程合理使用年限及耐久性设计规范》的要求。水工建筑物地基是否需要进行耐久性设计，应根据环境条件和工程正常使用寿命要求等综合考虑。

对于水工建筑物地基，其耐久性的影响因素十分复杂（主要

为环境水腐蚀和冰冻等), 目前仅有丹江口和大岗山等少数工程对水工建筑物地基耐久性开展了定量研究。

为了降低腐蚀性环境水对建筑物地基耐久性的不利影响, 很多工程根据地下水腐蚀性类型采取了相应的对策, 如掺加粉煤灰等外加剂、使用抗腐蚀性水泥、提高混凝土强度等级、加大钢筋保护层厚度等措施。为了防止冰冻对建筑物地基耐久性的不利影响, 可参考 GB 50007、GB/T 50662《水工建筑物抗冰冻设计规范》等相关规范对地基采取防冰冻措施。

3.0.5 水工建筑物地基处理设计前应收集的其他相关资料包括邻近地下工程、有关管线、建筑场地环境、施工用地大小、工期、当地材料、当地施工机械、施工难易程度和工程造价等所有与地基处理相关的信息。

3.0.6 重要建筑物一般指的是 1 级、2 级建筑物; 条件特殊或复杂地基一般指的是工程运行要求、环境制约因素、场地岩土性状等不同于常规情况的地基。对这些重要建筑物、条件特殊或复杂的地基, 本标准第 4~11 章均提出了专门要求, 明确要求应通过专门的勘察、试验获取合理可靠的岩土参数后方可进行地基处理设计。

4 固结灌浆

4.1 一般规定

4.1.1 岩石地基固结灌浆的主要目的是补强坝基岩体缺陷以及由于开挖引起的岩体损伤，改善岩体的力学性能，提高岩体的整体性和均一性，减少地基不均匀变形和沉陷，提高坝基浅层岩体的防渗能力；覆盖层地基固结灌浆主要目的是为了增加覆盖层地基承载力，改善基础的整体性，降低沉降量及不均匀变形等。

近年来，覆盖层地基固结灌浆也得到逐步应用。有的工程将固结灌浆作为对覆盖层承载能力的补强措施，如瀑布沟水电站大坝地基对左岸心墙区的砂层，在采用了开挖清除至砂砾石层、掺5%的水泥干粉过渡料分层碾压后，再采用固结灌浆处理的措施；泸定水电站黏土直心墙堆石坝为减小心墙基底覆盖层沉降变形，对心墙范围内的覆盖层坝基进行深度8~10m的固结灌浆处理；长河坝心墙地基为深厚覆盖层，厚度为60~70m，局部达79.3m，采用覆盖层固结灌浆进行地基加固；有些工程对覆盖层的液化问题采用了固结灌浆处理方案，如新疆下坂地工程，大坝坝基右岸下游部分区域的可液化地层位于漂块石之下，采用其他方法施工困难、费用高，经研究采用了灌浆网格围封及在围封网格内设排水减压的措施处理。

4.1.3 帷幕附近和地质缺陷部位的坝基固结灌浆宜采用有混凝土盖重（盖重厚度一般3~4m，不得小于1.5m）情况下施灌，或利用锚杆将压浆板与下部岩体锚固（如面板坝趾板）后施灌；其他部位的固结灌浆也宜采用有混凝土盖重方式。但大多数情况下，坝基固结灌浆施工与混凝土浇筑都存在干扰，为解决这个问题，许多工程都进行了有益探索与实践，提出了不同的无混凝土盖重固结灌浆方式，如无混凝土盖重灌浆、找平混凝土封闭灌浆、喷混凝土封闭灌浆、引管有混凝土盖重灌浆、利用岩体盖重

表 1 无混凝土盖重固结灌浆工程实例

工程名	坝高 /m	建基岩性	建基岩体质量	固结灌浆方法及孔排距、孔深	
				灌浆方式	孔排距、孔深
三峡	181	闪云斜长花岗岩	II级为主	有盖重固结灌浆+找平混凝土无盖重灌浆	2.5m × 2.5m, 局部 2.0m × 2.0m
构皮滩	230.5	中厚层灰岩	I级、II级	裸岩裂隙封闭无盖重灌浆为主, 局部采用有盖重或无盖重+有盖重引管灌浆	表层3m为孔距1.25m × 2.5m、深部2.5m × 2.5m, 基本孔深12~18m
二滩	240	左岸正长岩 右岸玄武岩	II级、III ₁ 级	无盖重纯压式+表层有盖重引管高压灌浆	3.0m × 3.0m, 基本孔深13m
拉西瓦	250	花岗岩	II级为主 局部III ₁ 级	一期无混凝土盖重灌浆(孔口2m以下)和二期有混凝土盖重引管灌浆法	3.0m × 3.0m, 基本孔深15m
小湾	292	花岗岩 角闪斜长片麻岩	II级为主 局部III级	有混凝土盖重固结灌浆	3.0m × 3.0m, 局部 2.5m × 2.5m, 基本孔深15~20m
锦屏	305	大理岩和砂板岩	左岸II级、III级, 右岸II级为主	河床及11~17号缓坡坝段采用无盖重灌浆+浅表层有盖重灌浆; 其他坝段采用无盖重灌浆+引管灌浆	3.0m × 3.0m, 局部 2.0m × 2.0m, 基本孔深15~20m
溪洛渡	285.5	玄武岩	II级、III ₁ 级	河床坝段有盖重灌浆; 缓坡坝段有混凝土盖重灌浆、无混凝土盖重、有盖重灌浆等方式; 陡坡坝段采用无混凝土盖重灌浆+引管灌浆	3.0m × 3.0m, 局部 2.5m × 2.5m, 地质缺陷部位1.0m × 1.0m, 基本孔深15~25m

灌浆等。引管有混凝土盖重灌浆、利用岩体盖重灌浆的灌浆压力可参照有混凝土盖重固结灌浆。无论采用哪种非混凝土盖重固结灌浆方式，均应经过现场灌浆试验论证，效果良好方可大规模采用。

三峡工程在坝基固结灌浆与混凝土浇筑矛盾较突出的部位采用了找平混凝土封闭方式进行固结灌浆。构皮滩水电站对建基岩体为Ⅰ级、Ⅱ级岩体的坝基，采用了无盖重固结灌浆或利用岩体盖重进行深部固结灌浆，但灌浆前均应采取有效措施对裂隙进行封闭。条件具备时，也采用引管有混凝土盖重固结灌浆，以避免混凝土浇筑与坝基固结灌浆的干扰。

对于有接触灌浆的陡坡坝段，浅层坝基固结灌浆也可部分结合接触灌浆一并进行。

国内近年来的无混凝土盖重固结灌浆工程实例见表 1。

4.1.4 坝、堤防、围堰等覆盖层地基灌浆时，一般情况下少量抬动是允许的。对于水闸、泵站及电站厂房等地基，灌浆压力应根据水工建筑物的允许变形要求控制，避免因变形而影响建筑物和设备正常使用。若不允许地基产生抬动或限制抬动量，则应严格控制灌浆压力。

在施工过程中，为了防止岩层或混凝土面抬动，在一些敏感部位安设抬动监测装置是必要的，以便于施工控制和保证建筑物安全。变形测点的布置范围、数量、允许抬动值根据工程的具体情况确定。大多数工程通常规定允许抬动值不大于 $200\mu\text{m}$ ，具体到某工程应根据地质条件和抬动可能造成危害分析确定。有些工程抬动监测装置安设过多过滥，有的没有必要，有的没有很好利用，增加了工程成本。防止岩层或水工建筑物混凝土抬动，从根本上要靠灌浆压力的合理设计、灌浆施工人员的责任心和技术水平，而不是单纯靠监测。

4.2 岩基固结灌浆

4.2.1 基本保留相关水工建筑物设计规范的规定，并进行适当

归并。

根据大量工程经验，重力坝一般在坝基内上游、下游各 $1/4 \sim 1/3$ 范围内进行固结灌浆，红层等软岩地层宜全坝基固结灌浆。

拱坝坝基应力较大，需全坝基固结灌浆。此外，对比较完整坚硬的基岩，可在坝基上下游区设置一至数排固结灌浆孔；对节理裂隙发育的基岩，需向坝基上下游方向扩大固结灌浆孔范围。

土质防渗体与基岩接触部位承受的水力梯度最大，除布置帷幕灌浆外，还宜布置固结灌浆，以增强地基的抗渗性。鲁布革坝（高 103.8m）、小浪底坝（高 160m），糯扎渡坝（高 261.5m）、苗尾坝（高 139.8m）等均在心墙下面基岩做了固结灌浆。

面板堆石坝趾板下岩石地基表层一般裂隙较发育，且承受的渗透比降大，是防渗的薄弱环节，因此强调需进行 2~4 排固结灌浆辅助防渗。此外，防渗板下也需根据需要布置固结灌浆。

溢洪道控制段及消能区建筑物范围宜进行固结灌浆，其他部位应根据岩石的破碎程度、风化深度、裂隙发育情况和地基应力确定。

建在岩基上的水闸、厂房、升船机、高挡土墙等其他水工建筑物，裂隙发育部位宜进行固结灌浆处理，岩基存在断层、挤压破碎带或深槽等不良地质条件时也可进行固结灌浆或采用其他措施处理。但当水电站厂房、水闸等作为挡水建筑物的一部分时，固结灌浆范围应按照大坝的要求确定。

对于等级和重要性较低的水工建筑物，当地基完整性好时，也有不进行固结灌浆处理的。

4.2.3 从理论上来说，固结灌浆孔钻孔方向应根据主要裂隙产状布置，尽量使其穿过较多的裂隙，如：小浪底、南阳抽水蓄能水电站、吉林上沟水库、山西后河水库等工程的固结灌浆孔布置均按此原则设计。但是，为方便施工，固结灌浆孔的方向一般还是垂直布置，两岸边坡较陡时，固结灌浆孔宜垂直于建基面布置。

4.2.4 当水电站厂房、水闸等作为挡水建筑物的一部分时，固

结灌浆深度应按照大坝的要求确定。地质缺陷部位、应力较大部位的固结灌浆深度应根据地质条件、应力水平计算分析确定，一般防渗帷幕上、下游相邻固结灌浆孔深度可加深至8~15m。

4.2.5 为提高固结灌浆效果，在不抬动地基岩土体和盖重混凝土的原则下，宜尽量提高灌浆压力以增强固结灌浆效果，具体根据地质条件和灌浆试验确定。

三峡坝基岩体为闪云斜长花岗岩，固结灌浆压力如下：在混凝土盖重小于3m时，I序孔第1段采用0.25MPa，II序孔第1段采用0.4MPa；在混凝土盖重为3m和找平混凝土方式时，I序孔第1段采用0.3MPa，II序孔第1段采用0.5MPa。乌东德坝基岩体为灰岩、白云岩，固结灌浆压力如下：无混凝土盖重固结灌浆时，I序孔第1段采用0.4~0.5MPa，II序孔第1段采用0.5~0.6MPa；在混凝土盖重为3m和找平混凝土方式时I序孔第1段采用0.3MPa，II序孔第1段采用0.5MPa。

面板堆石坝趾板地基、土石坝防渗体地基和溢洪道固结灌浆压力根据工程经验确定。面板堆石坝趾板地基、土石坝防渗体地基承受的水力梯度大，是防渗薄弱环节，且一般补灌条件差。因此，强调了固结灌浆的作用，并力求提高灌浆压力。墨西哥阿瓜密尔巴坝为了提高固结灌浆效果，先采用0.1MPa压力进行接触灌浆，然后在孔深0~2.5m采用0.5MPa的灌浆压力，在孔深2.5~5m采用0.7MPa灌浆压力。清江水布垭趾板地基固结灌浆压力按表2执行；兼作辅助帷幕的深孔固结灌浆压力按表3执行。

表2 清江水布垭趾板地基固结灌浆压力值 单位：MPa

排序	段次（段长）	I序孔		II序孔	
		起始压力	目标压力	起始压力	目标压力
边排孔	第1段（2m）	0.2	0.3	0.3	0.4
	第2段（5m）	0.2	0.3	0.3	0.4
	3段（5m）及以下	0.3	0.4	0.4	0.5

表 2 (续)

排序	段次 (段长)	I 序孔		II 序孔	
		起始压力	目标压力	起始压力	目标压力
中间排孔	第 1 段 (2m)	0.3	0.4	0.4	0.5
	第 2 段 (5m)	0.3	0.4	0.4	0.5
	3 段 (5m) 及以下	0.4	0.5	0.5	0.6

表 3 清江水布垭兼作辅助帷幕的深孔固结灌浆压力值

单位: MPa

排序	段次 (段长)	I 序孔		II 序孔	
		起始压力	目标压力	起始压力	目标压力
下游排	第 1 段 (2m)	0.4	0.6	0.5	0.7
	第 2 段 (5m)	0.4	0.6	0.5	0.7
	第 3 段 (5m)	0.5	0.7	0.6	0.8
	4 段 (5m) 及以下	0.5	0.7	0.6	0.8
上游排	第 1 段 (2m)	0.5	0.7	0.6	0.8
	第 2 段 (5m)	0.5	0.7	0.6	0.8
	第 3 段 (5m)	0.6	0.8	0.8	1
	4 段 (5m) 及以下	0.6	0.8	0.8	1

固结灌浆孔的基岩灌浆段长小于 6m 时, 可采用全孔一次灌浆; 大于 6m 时, 宜分段灌注。各灌浆段长度可采用 5~6m, 特殊情况下可适当缩短或加长, 但不应不大于 10m。固结灌浆灌浆孔孔径一般不宜小于 $\phi 56\text{mm}$, 物探测试孔、质量检查孔、抬动监测孔孔径不宜小于 $\phi 76\text{mm}$ 。

4.2.6 固结灌浆一般采用普通水泥灌浆, 特殊要求时才采用超细水泥、化学灌浆、水泥+化学复合灌浆。

常用的水泥颗粒较粗, 故一般用在大于 0.20mm 的裂隙。超细水泥平均粒径为 0.004mm, 最大粒径约 0.01mm, 比表面积在 $8000\text{cm}^2/\text{g}$ 以上, 经分散剂处理后能灌注渗透系数为 $10^{-4} \sim 10^{-3}\text{cm/s}$ 的细砂或微小岩石裂隙, 其可灌性与化学灌浆材料相似, 而强度则大得多。

国内常采用的化学灌浆材料很多，应用于固结灌浆的主要有高强度的改性环氧系列、甲基丙烯酸甲酯（即甲凝）、中等强度的聚氨脂（即氰凝）等，可以在很大程度上调节胶凝时间，以适应不同情况要求。实际工程中，应注意化学灌浆材料的毒性问题，不得对水质及周围环境产生毒副作用。

三峡水利枢纽主体建筑物地基为闪云斜长花岗岩，地基岩体属块状结构，岩性均一、岩体完整，力学强度高。地基岩体中的断裂构造以陡、中倾角的 NNW~NNE 组为主，其中有一定规模、性状很差且相类似的断层有 F_{215} 、 f_{548} 、 f_{1050} 、 f_{1096} 等。这类断层分布在升船机和永久船闸等建筑物基底一定范围内，对建筑物某些部位的应力传递不利。经现场试验研究，先高压水泥灌浆，后进行高压环氧化学灌浆。

构皮滩大坝坝趾发育 KM_1 溶蚀破碎带，对大坝变形稳定有一定影响。在建基面开挖过程中，对于 11~15 号、17 号坝段应力集中的坝趾区表层 KM_1 出露部位采取了刻槽挖除处理，对建基面以下 20m 范围内未挖除的 KM_1 溶蚀破碎带，采取在基础灌浆廊道和坝趾部位水垫塘表面钻斜孔进行高压二次灌浆+环氧化学灌浆的方式处理。

锦屏一级水电站河床 f_{18} 断层出露于右岸坝基，破碎带宽 5~30cm，上游侧组成物质主要为重胶结角砾岩，下游侧组成物质主要为无胶结的片状岩、碎裂岩，沿断层面为 5~50mm 厚的连续褐黄色或黑色断层泥。 f_{18} 断层影响带同向裂隙密集发育，岩体破碎，呈碎裂结构。经现场试验研究，采用先进行湿磨细水泥灌浆，然后再进行环氧灌浆。

4.2.7 断层破碎带、裂隙密集带一般均宜加强固结灌浆处理；岩溶洞穴往往难以彻底清理，且周边岩体裂隙较发育，根据隔河岩、高坝洲等工程经验，岩溶洞穴在进行适当清理后，需在周边及底部加强固结灌浆。

4.2.8 国内工程实践中，固结灌浆工程的质量检查主要采用声波测试和压水试验两种方法，见表 4。

表 4 固结灌浆质量控制标准实例

工程名	最大坝高/m	建基岩性	建基岩体质量	合格标准	
				声波	透水性
三峡	181	闪云斜长花岗岩	II级为主	灌后物探检测平均波速一般大于 5000m/s, 95% 的测点波速不小于 4000m/s	$q \leq 3Lu$
构皮滩	230.5	中厚层灰岩	I级、II级	I级、II级岩体灌后声波波速 90% 的测试值大于 5000m/s, 小于 4500m/s 的测试值不超过 5%, 且不集中; III级岩体灌后声波波速 90% 的测试值大于 4750m/s, 小于 4250m/s 的测试值不超过 5%, 且不集中	$q \leq 3Lu$
二滩	240	左岸正长岩, 右岸玄武岩	II级、III ₁ 级	正长岩体灌后声波波速不小于 4500m/s, 玄武岩岩体灌后声波波速不小于 5000m/s	帷幕线附近及坝趾 $q \leq 1Lu$, 其余部位 $q \leq 3 \sim 5Lu$
拉西瓦	250	花岗岩	II级为主 局部 III ₁ 级	岩体灌后声波波速不小于 4500m/s	$q \leq 3Lu$
小湾	292	花岗岩 及角闪斜长片麻岩	II级为主局部 III级	建基面以下 0~2m 声波波速大于 4750m/s, 2m 以下声波波速大于 5000m/s。单孔声波波速合格点数量不低于 85%, 小于设计标准波速 85% 的测试值不得超过 3%, 且不集中	坝趾区 $q \leq 1Lu$, 其他 坝基部位 $q \leq 3 \sim 5Lu$

表 4 (续)

工程名	最大坝高/m	建基岩性	建基岩体质量	合格标准	
				声波	透水性
锦屏	305	大理岩和砂板岩	左岸Ⅱ级、Ⅲ级， 右岸Ⅱ级为主	按照岩性及岩体级别的不同，85%以上的测点波速不低于规定的声波值，小于规定的声波值比例不大于5%	帷幕线附近 $q \leq 1Lu$ ， 其余部位 $q \leq 3Lu$
溪洛渡	285.5	玄武岩	Ⅱ级、Ⅲ ₁ 级	建基面以下 0~5m 段声波波速平均值 $\geq 4800m/s$ ，波速小于 4000m/s 的百分比 $\leq 12\%$ ；5m 以下段波速平均值 $\geq 5000m/s$ ，且小于 4000m/s 波速的百分比 $\leq 12\%$ 。单孔或跨孔的平均波速适当下调约 200m/s	$q \leq 3Lu$
乌东德	270	主要为灰岩 局部白云岩	以Ⅱ级为主 局部Ⅲ ₁ 级	以单孔声波测试为主。1~13号坝段：建基面以下 0~3m 坝段灌后波速平均值不小于 5200m/s，小于 4500m/s 的测试值不超过 5%，且不集中；建基面以下 3m 至孔底坝段灌后波速平均值不小于 5500m/s，小于 4700m/s 的测试值不超过 5%，且不集中。14~15号坝段：建基面以下 0~3m 坝段灌后波速平均值不小于 5000m/s，小于 4200m/s 的测试值不超过 5%，且不集中；建基面以下 3m 至孔底坝段灌后波速平均值不小于 5200m/s，小于 4500m/s 的测试值不超过 5%，且不集中	$q \leq 3Lu$

从表 4 可以看出，每个工程坝基固结灌浆后的声波波速值合格标准各不相同，这主要是因为岩体质量与岩性差别导致岩体固有的声波波速存在差异。目前多倾向于采用固结灌浆声波波速的提高幅度而不是声波波速绝对值来体现固结灌浆效果，也强调通过固结灌浆消除声波波速的低值区，使得坝基岩体波速值更趋集中，达到地基性状均匀的目的。高坝及坝基应力较高的工程，对固结灌浆质量的要求也相对较高。

此外，固结灌浆质量一般还结合孔内录像、钻孔取芯、钻孔弹性模量测试等手段进行综合评价。

4.3 覆盖层地基固结灌浆

4.3.1 覆盖层地基固结灌浆已在瀑布沟、向家坝、长河坝、泸定、硃碛、加查等大坝中得到应用，效果良好。国内西南、西北地区的覆盖层地基固结灌浆应用越来越广泛。

覆盖层地基固结灌浆可划分为两大类：一类为坝、堤防、围堰等水工建筑物的地基固结灌浆，单纯以提高地基承载力、整体性或解决抗震液化问题为主，对变形控制要求相对较低；另一类为水闸、泵站及电站厂房等水工建筑物的地基固结灌浆，既要求提高地基承载力、稳定性，又在灌浆过程中对变形控制要求相对严格。因此，固结灌浆应根据使用要求等提出具体的设计要求。

有的工程将固结灌浆作为对覆盖层承载能力的补强措施，如瀑布沟水电站大坝地基对左岸心墙区的砂层，在开挖清除地基覆盖层至砂砾石层、掺 5% 的水泥干粉过渡料分层碾压后，再固结灌浆处理。有些工程对覆盖层的液化问题采用了固结灌浆处理，如新疆下坂地工程，大坝坝基右岸下游部分区域的可液化地层位于漂块石之下，采用其他方法施工困难、费用高，经研究采用了灌浆网格围封及在围封网格内设排水减压措施处理覆盖层地震液化问题。

覆盖层地基固结灌浆设计与防渗帷幕灌浆设计参数的确定相

同。由于建筑物的使用要求不同，固结灌浆设计时应根据建筑物的具体要求，结合地质及施工等条件进行。

4.3.2 覆盖层的形成受自然环境的影响，在空间结构上变化较大，同一断面不同的高程可由不同的条件形成，可能由冲积、洪积、冲洪积、湖积、冰碛、冰水碛、风积或人工等因素产生，查明覆盖层的成因、分布范围、层次、颗粒组成和力学指标等条件，是固结灌浆设计的前提。在震区对覆盖层的液化特性需先做出判断，固结灌浆后还需判断是否消除了地震液化的可能性。

4.3.3 当采用可灌比值判别地层的可灌性时，常用到灌浆材料的 D_{85} 值。不同灌浆材料的 D_{85} 值见表 5。

表 5 不同灌浆材料的 D_{85} 值 单位：mm

灌浆材料	42.5 水泥	32.5 水泥	磨细水泥	膨润土	黏土	水泥黏土浆	粉煤灰
D_{85}	0.06	0.075	0.025	0.0015	0.02~ 0.026	0.05~ 0.06	0.047

地层的可灌性除用可灌比 M 作为判别指标外，也有用以下三项指标进行判断的：

(1) 利用地基渗透系数判断。渗透系数的大小，可以间接的反映地基土的孔隙大小，根据渗透系数的大小，可选择不同的灌浆材料。

$K=800\text{m/d}$ ，水泥浆液中可加入细砂；

$K>150\text{m/d}$ ，可灌纯水泥浆；

$K=100\sim 200\text{m/d}$ ，可灌掺有减水剂的水泥浆；

$K=80\sim 100\text{m/d}$ ，可灌加有 2%~5% 活性掺料的水泥浆；

$K\leq 80\text{m/d}$ ，可灌黏土水泥浆。

一般认为，渗透系数大于 40m/d 的地层，水泥黏土浆灌注效果较好。渗透系数大于 25m/d 的砂砾石地层，一般能接受水泥黏土浆液或经过磨细的水泥与膨润土制成的混合浆液。

(2) 利用地层中粒径小于 0.1mm 的颗粒含量判断。砂砾石地基中小于 0.1mm 的颗粒含量小于 5% 时，一般能接受水泥黏土浆液。

(3) 利用地层的颗粒级配判断。国内曾根据一些工程的经验整理出若干特征曲线作为地基对不同灌浆材料可灌性的界限进行判断，见图 1。当被灌地层的颗粒曲线位于 A 线左侧时，该地层容易接受水泥灌浆；当地层埋藏较浅（如 5~10m），其颗粒曲线位于 B 线和 A 线之间时也可接受水泥黏土灌浆；当地层颗粒曲线位于 C 线和 B 线之间时，该地层容易接受一般的水泥黏土灌浆；当地层颗粒曲线位于 D 线和 C 线之间时，需使用膨润土和磨细水泥灌注。

对所有的砂层和砂砾石层，化学灌浆都是可灌的。从工程造价考虑，化学灌浆费用高，水泥浆、水泥黏土（膨润土）混合浆费用低，且无毒性，对环境影响较小，是优先选用的灌浆材料。

另外，本标准的可灌性判断主要适用于渗透性灌浆，覆盖层劈裂灌浆、挤密灌浆等需另行研究。

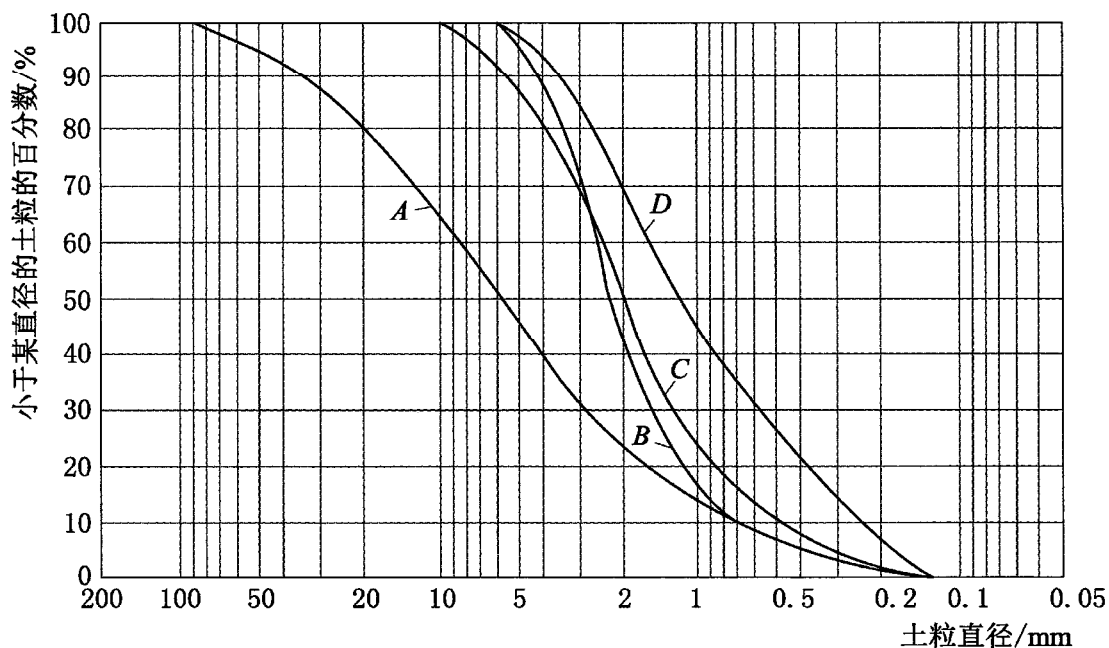


图 1 判别覆盖层地基可灌性的颗粒级配曲线图

4.3.4 水闸、泵站、电站厂房等水工建筑物荷载作用沿地基深度具有扩散性，按照 45° 扩散角考虑，外延距离可与灌浆深度相同。设计时根据实际地质条件及建筑物对地基承载力的要求，按计算确定加固范围。土石坝地基或防渗墙两侧的固结灌浆范围根据具体情况确定。

4.3.5~4.3.7 覆盖层地基固结灌浆设计的孔距、排距、灌浆压力等参数的确定方法可通过现场试验、工程经验类比确定。覆盖层地基固结灌浆压力一般情况下可采用 $0.1\sim 1\text{MPa}$ ，必要时需进行变形监测。

覆盖层地层灌浆的方法很多，我国常用的有沉管灌浆法、孔口封闭灌浆法、套阀管灌浆法等。

为提高覆盖层地基固结灌浆压力和灌浆质量，可采取下列处理措施：在砂砾石层上部铺设一定厚度的黏土铺盖；通过碾压等手段增大表层密实度；在砂砾石表层的灌注浆液中加大水泥含量，或灌注纯水泥浆，以形成一个较坚固的盖重层；采用自上而下灌浆法；利用需要挖除的覆盖层作为盖重，在灌浆完成后再将其挖除；设置混凝土盖板，防止浅层灌浆时冒浆。

覆盖层灌浆灌浆段划分宜短。一般灌浆段长为 $1\sim 2\text{m}$ ，很少有超过 3m 的。钻孔孔径不宜太小，终孔孔径通常为 $\phi 91\sim 150\text{mm}$ ，开孔孔径不小于终孔孔径并根据钻孔护壁、钻孔变径等要求综合确定。物探测试孔、质量检查孔孔径参考钻孔孔径，并根据测试、钻孔取芯等需要确定。

4.3.8 覆盖层地基固结灌浆的浆液材料可参照覆盖层地基防渗帷幕的要求，并优先选用水泥浆液作为灌浆材料。水泥灌浆水灰比一般采用 $3:1\sim 0.5:1$ 。水泥灌浆不能满足工程要求时，可采用化学灌浆材料。

4.3.10 压（注）水试验方便快捷，可用来初步评价固结灌浆的效果，但注水试验结果与固结灌浆后地层的力学特性缺乏明确的关系，一般压（注）水试验与其他试验手段联合采用。国内部分大坝的地基覆盖层地基固结灌浆灌后检查项目见表 6。必要时，

可通过载荷与坑探，进一步准确地评价固结灌浆效果。

表 6 部分大坝地基覆盖层地基固结灌浆灌后检查项目

工程名称	检查项目
向家坝	压水试验、声波测试
瀑布沟	压水试验、地震波测试
长河坝	注水试验、地震波测试
泸定	地震波测试、载荷试验
下坂地	重型动力触探
加查	压（注）水试验、重型动力触探
硃砂	压水试验、声波测试、超重型动力触探

4.4 固结灌浆试验

4.4.1 由于不同工程的规模、功能要求和地基地质条件各不相同，所以水工建筑物设计对地基的要求也不尽相同，以往同类工程的灌浆经验可作为参考，但不宜直接搬用。为了使灌浆设计（灌浆孔布置、处理深度、灌浆施工工艺等）符合实际情况，经济合理，地质条件复杂或有特殊要求的 1 级、2 级水工建筑物岩基固结灌浆和 1 级、2 级水工建筑物覆盖层地基固结灌浆须先期在现场进行灌浆试验，以确定灌浆设计方案的可行性，并以试验成果作为灌浆设计、施工的基本依据。

其他认为有必要进行现场试验的灌浆工程，主要指存在对建筑物安全有重要影响的特殊地层和有复杂地质问题（如松散体、强透水层、破碎带、软岩、缓倾角结构面）的灌浆工程，以及采用特殊灌浆方法与灌浆材料（新方法与新材料）、灌浆条件差（如无盖重条件、高水头）、技术难度较高、效果难以掌控的灌浆工程。

4.4.3、4.4.4 场地选择与方案确定是灌浆试验的两项重点工作，两者相互关联。由于各工程的情况不同，很难对其做出统一的规定。

一般来说，灌浆试验场地选择需考虑几方面的条件：

(1) 选取的试验场地应能充分反映实际施工的地质条件，当存在多个性状不同的地质单元或复杂地层时，应视情况布置多个试区或进行多组试验。常规灌浆试验可以选在未来灌浆施工区地质条件中等偏差的地段，基岩中的软弱夹层、断层破碎带、糜棱岩、性状差的岩脉、强岩溶发育区等部位要重点考虑，或设专门试区。

(2) 灌浆试验区可以选在坝基需要处理的部位，试验工程即作为永久工程固结灌浆的一部分，但应对试验工程的利用及与永久工程灌浆的衔接做好安排，且不宜进行破坏性检查；当可能对建筑物或地基产生不利影响时，应另选试验地点。

(3) 选择灌浆试验位置时还需考虑场地地形、机械设备与材料运输、水电供应、人员交通等条件，与其他施工干扰宜小。试验区还要远离岸坡临空面。同时，辅助工程量宜小，尽量选择在地势相对平缓部位或现有洞室内，使开挖、场平等辅助工程量小，节约投资及便于管理。

5 防渗帷幕与排水

5.1 一般规定

5.1.2 防渗帷幕的耐久性影响因素很复杂，目前相关研究成果较少。丹江口大坝加高过程中，系统对河床坝基已运行约 40 年的初期工程防渗帷幕的现状防渗性能和长期耐久性进行了研究，成果表明除 31 坝段断层部位外，其余部位水泥灌浆和丙凝灌浆帷幕防渗性能未见明显下降，其耐久性满足加高工程使用年限要求。但是，也有部分工程帷幕运行过程中，出现幕后排水孔有析出物、渗流量增加等情况。帷幕耐久性与地质条件、地下水水质、灌浆材料、施工质量等均相关，各工程帷幕耐久性均不相同。防渗帷幕设计中，应考虑帷幕的耐久性问题。如地下水对混凝土存在腐蚀时，灌浆浆材应考虑抗地下水侵蚀的要求；断层破碎带、溶蚀发育部位等尽可能灌注密实，可采取提高灌浆压力、增加帷幕排数等措施；采用化学浆材灌浆时，还要重视化灌帷幕的抗挤出破坏问题和性能老化问题。

5.1.3 河床防渗帷幕与两岸山体防渗帷幕保持连续性，才能封闭渗水通道。

5.1.4 根据近几十年来研究和工程实践，对地基防渗帷幕和排水作用的认识有所提高。帷幕以防渗和减少渗漏量为主，排水以降低扬压力为主。应根据地基的工程地质、水文地质条件，结合水工建筑物挡水高度和功能，分析研究确定帷幕和排水的设置。灌浆试验对指导防渗帷幕灌浆孔布置及工艺参数设计有重要的指导意义。

5.1.5 本条强调岩溶地区需要重视地基处理，需通过有效的手段查明岩溶发育规律及规模，评估其对工程的影响，对岩溶地区可能出现的地质问题需要专门设计。

应在查明地基范围岩溶发育特点、分布特征、充填物性质及

地下水活动特点等基础上，选择经济、合理的处理措施。如清江隔河岩水电站利用勘探平硐、灌浆平洞、施工支洞等地下洞室，对帷幕线上下游 15~20m 范围内的岩溶进行追挖、清理、回填混凝土，实现“变岩溶岩体为裂隙性岩体”后再进行帷幕灌浆处理，取得了很好的效果。

乌江构皮滩水电站岩溶数量多、规模大、特征各异，实施过程中结合溶洞特点、地质条件及工程要求进行动态设计，采用了高压灌浆、防渗墙、高压旋喷、混凝土换填封堵、地下水引排和避让等多种岩溶处理技术，取得了良好效果。①灌浆技术：包括高压水泥灌浆、磨细水泥灌浆、化学灌浆、膏状浆液灌浆等。溶洞充填物尽量采取先冲洗后灌浆的方法。如右岸高程 465m 灌浆平洞中揭示的 K678 溶洞垂直灌浆平洞水平发育，宽度 0.5~4.0m，充填细砂夹泥，处理方案为：先对岩溶充填物用高压风水冲洗，再实施高压水泥灌浆。②防渗墙技术：对不具备清挖条件的砂卵石充填溶洞，采用防渗墙处理。如左岸高程 640m 灌浆平洞 K256 溶洞主要充填粉细砂，可能通过裂隙通道与库水发生水力联系。该溶洞距离左坝肩较近，施工初期曾采用高压旋喷墙处理，但取芯显示高压旋喷墙体连续性不理想，最终在高压旋喷墙下游重新设置一道厚度 1m 的塑性混凝土防渗墙。③高压旋喷技术：对于充填砂、卵石、砾石或黏土的溶洞，除了采用防渗墙外，还可利用高压旋喷使水、气、浆液扰动地层，使水泥浆和充填物充分融合形成具有抗压、抗渗能力的复合体。构皮滩水库蓄水至 550m 后，发现大坝 23 号、24 号坝段坝基在高程 530~535m 存在最大宽度约 3m、穿越帷幕的 K280 充砂管道。处理措施为从上部大坝基础廊道（高程 570m）对帷幕线附近范围的充砂管道采用高压旋喷工法进行处理，高喷采用双重管工艺，喷射压力 15~35MPa。

5.1.6 完整连续的防渗帷幕施工完成，才能截断渗水通道，保证蓄水安全。此外，工程实例证明，在地下动水条件下进行帷幕灌浆时，其灌浆效果往往较差，质量难以保证。根据经验，当孔

口涌水压力大于 0.2MPa 时，灌浆施工尤为困难，部分工程坝基帷幕灌浆为处理此类问题，耗费了较多的时间、材料和人力。因此，要求在水库蓄水前，应完成不同蓄水时段最高蓄水位以下防渗帷幕的施工并检查合格，以确保帷幕灌浆的质量和蓄水的顺利进行。

有的工程因特殊原因在蓄水前来不及完成全部帷幕灌浆，或不能在蓄水过程中完成相应蓄水位以下的帷幕灌浆。如在岸坡部位，特别是拱坝岸坡部位往往在上下层廊道或灌浆平洞间存留三角形未灌区，为了保证按期蓄水，部分工程经过论证分析，也至少需要完成接触灌浆，并要求完成近岸段一定范围内的帷幕灌浆。这种近岸段“一定范围”在不同工程条件下存在较大差异，有的工程规定近岸段 30m 以内，有的工程位于岩溶区规定近岸段 200m 以内，有的工程则要求需包括地下厂房以内的地段，具体范围要根据各工程的具体情况慎重分析确定。此外，如遇近坝部位帷幕灌浆可能堵塞接触灌浆管路的情况，经论证，对于作用水头不高的部位，可采取在岸坡接触灌浆管路埋设前，先行实施坝基无盖重固结灌浆，利用无盖重固结灌浆作为临时帷幕，待接触灌浆完成且蓄水后，立即实施近坝部位的帷幕灌浆。

至于远岸段剩余的帷幕灌浆，部分工程采取了在蓄水前先完成一排帷幕灌浆或设置临时帷幕，后期再进行其余排帷幕灌浆或主帷幕灌浆的应对措施，但临时帷幕的工期对工程亦会有影响，且会增加投资，效果亦需论证，采用时要认真研究可行性。

5.1.7 帷幕灌浆施工可能导致结构物或岩体的变形变位，应安设抬动变形监测装置，并在压水、灌浆过程中连续进行观测并记录。一些工程通常规定允许抬动值为不大于 $200\mu\text{m}$ ，具体到某工程应根据地质条件和抬动可能造成危害分析确定。实际作业时努力控制灌浆在无抬动条件下进行。抬动监测装置通常使用千分表或位移传感器，对于抬动值大或工作面上不易安设抬动监测装置的部位，应研究采用其他监测方法。

5.2 岩基防渗帷幕

5.2.1 为防止混凝土坝基拉应力损伤防渗帷幕，防渗帷幕宜布置在靠近上游面的坝基压应力区。考虑到防渗帷幕经库水的不断侵蚀，或其他原因，可能发生基础渗漏量增加、扬压力加大等情况，因此，要考虑为将来补强灌浆创造条件，大坝一般应设置灌浆廊道。

封闭抽排措施在葛洲坝水利枢纽二江泄水闸、三江冲沙闸和大江冲沙闸护坦应用成功后，近几十年来在我国积累了较多的经验。对下游水位较高的坝，采用封闭抽排措施后，扬压力减小，抗滑稳定能力得到提高。封闭防渗帷幕由封闭抽排区下游侧的纵向帷幕及封闭抽排区两侧连接下游纵向帷幕与主帷幕的横向帷幕组成。封闭防渗帷幕的防渗标准可较主帷幕稍低，深度一般为下游水头的0.3~0.5倍。

5.2.2 水闸防渗帷幕一般布置在作用水头较高的一侧；对于承受双向水头的水闸，其防渗排水布置应以水位差较大的一侧为主，即某一侧挡水时水头差更大，则防渗排水布置以该侧为主。同理，具有双向扬程的灌排结合泵站，其防渗排水布置应以扬程较高的一侧为主。

5.2.3 岩基上的土石坝，当坝基岩体透水性较大，存在软弱夹层、风化破碎或有溶蚀通道，可能导致水库渗漏量较大且影响水库效益或地基渗透稳定时，可采用帷幕灌浆对坝基进行处理。

5.2.4 为防止绕坝渗漏，两岸山体防渗帷幕宜伸入正常蓄水位与地下水位相交处或与相对隔水层相交处。对于相对隔水层和地下水位均较低缓的，若硬性按上述规定执行，可能使帷幕延伸长度达到几倍甚至十多倍坝高，此时，宜通过渗流分析确定帷幕轴线方向及延伸长度。经渗流计算，选定的帷幕方向及端点满足坝肩渗流稳定、渗漏量等要求即可。

5.2.5 结合乌江渡、东风、隔河岩、构皮滩、水布垭等岩溶地区建坝的经验，帷幕轴线尽量避开岩溶发育部位，无法避开时，

帷幕轴线宜与岩溶发育主通道垂直穿过，以减少施工难度及处理工程量。

5.2.6 为减少厂房地基的扬压力，可考虑在厂房地基适当部位设置防渗及排水设施。河床式厂房上游侧的防渗及排水设施对保证厂房的整体稳定尤其重要，宜考虑设置专用廊道以便于检修。

5.2.7 防渗排水对裂隙发育、地下水丰富的洞室外岩体或靠近水库的地下厂房尤为重要。防渗排水可减少地下水对围岩的不利影响，减少作用于围岩支护结构上的渗水压力，并能降低厂内的湿度。地下厂房帷幕的防渗标准未有统一规定，应综合考虑挡水高度、地质条件、渗流计算成果及同类工程经验等，以满足地下厂房渗流控制要求确定，也可根据地下厂房相邻库水水头高度，参考混凝土坝帷幕防渗标准确定。

5.2.8 本条与 SL 319—2018《混凝土重力坝设计规范》第 7.4.4 条一致。根据理论研究和国内许多工程实测坝基扬压力和渗漏量的观测资料，并参考国外混凝土坝帷幕防渗标准制定。对于复杂坝基，宜结合渗流计算等综合选择合适的防渗标准。

坝体高度较小的坝段及两岸山体段帷幕防渗标准和相对隔水层的透水率可取本条控制标准的大值。

水资源短缺的水库或有特殊要求的混凝土坝坝基帷幕防渗标准和相对隔水层的透水率可取本条控制标准的小值。

5.2.9 本条与 SL 274—2001《碾压式土石坝设计规范》第 6.3.9 条一致。

5.2.10 溢洪道控制段防渗帷幕的透水率控制标准引自混凝土重力坝低坝防渗帷幕的透水率控制标准。靠近坝肩的溢洪道灌浆帷幕应与大坝帷幕共同起阻止基底渗流及坝肩和岸坡绕渗的作用，因此，其帷幕防渗标准和相对隔水层的透水率控制标准应与大坝相一致。远离坝肩的堰口溢洪道由于其对其他建筑物影响较小，可适当降低透水率标准。

5.2.11 该条是总结一些工程实践经验而确定的。根据帷幕是否伸入相对隔水层，帷幕可分为封闭式和悬挂式。相对隔水层埋藏

较浅则帷幕应伸入到该层内，此外，考虑到前期勘察工作的有限性和地质条件的复杂性，部分工程还增加了“且防渗帷幕深度应不小于0.3倍水头”的要求。相对隔水层埋藏较深或分布无规律时，帷幕深度应考虑地质条件、建筑物高度、挡水水头等因素，按满足降低建基面扬压力和渗流量等要求确定。如盐锅峡、石泉、桓仁等坝根据实测岩层裂隙产状，确定将帷幕孔穿过紧靠上游附近的较深处裂隙。隔河岩渗流计算和三维电模拟试验表明，相对隔水层埋藏很深，加深帷幕对降低渗压力作用不是很明显。

5.2.12 根据近十年来的国内外工程实践经验、施工工艺水平，特别是钻孔斜控制水平的进步，单层帷幕灌浆施工的深度在70m左右也已经比较常规。关于灌浆隧洞的断面，采用净断面 $2.5\text{m}\times 3\text{m}$ 、 $3.0\text{m}\times 3.5\text{m}$ 的较多。随着我国经济实力的提升，为便于机械化施工加快施工进度，改善灌浆施工环境条件，部分工程也采用过 $4.0\text{m}\times 4.5\text{m}$ 的断面。一般的，双排孔及以上灌浆区域的灌浆隧洞断面宜比单排区大些。

分层设置灌浆隧洞的高差及层数需考虑的因素有地形地质条件、岩溶分布高程、分期蓄水高程、钻孔灌浆技术水平、施工支洞、洞口边坡安全及与坝体的连接要求、施工通风和排水等。为满足分期蓄水进度要求，完成蓄水位以下帷幕灌浆施工，可在适当高于分期蓄水位高程布置一层灌浆隧洞。

5.2.13 防渗帷幕设计应根据多种因素，特别是现场灌浆试验确定有关设计参数，并在施工过程中充分重视动态设计，根据先导孔，先排孔，先序孔等先期施工的钻孔、压水、灌浆资料等优化调整灌浆设计及施工。

帷幕孔间距、排距主要根据灌浆试验和类似工程经验确定，规定值作为参考。

帷幕两排或多排时，其中一排主帷幕孔灌浆至设计深度，其余排孔深可适当变浅。对于岩体条件较差的部位，两排或多排帷幕也可采用等深布置，具体应结合防渗标准和灌浆试验等确定。

两排帷幕或多排帷幕一般先施工下游排，再施工上游排，最

后施工中间排。帷幕先导孔应布置在先施工排上，以先期查明地质条件，并进一步确认帷幕底线是否需要进行调整。

5.2.14 帷幕灌浆采用较高压力有利于提高防渗效果。为保证帷幕灌浆压力能达到设计要求，混凝土中坝、高坝一般应浇筑 25~40m 厚的混凝土后才进行帷幕灌浆施工，具体厚度视地质条件、坝高和要求的灌浆压力而定。面板堆石坝混凝土趾板、心墙坝混凝土基座等结构厚度有限，通常布置抗抬锚杆，或先低压固结灌浆再进行帷幕灌浆，并严格控制灌浆工艺和抬动变形监测，以防止灌浆抬动结构混凝土。

5.2.15 为了防止基岩和结构混凝土抬动超过设计允许值，应进行灌浆试验确定灌浆压力。本条规定的灌浆压力可作为参考，混凝土重力坝、拱坝第 1 段灌浆压力达不到 1 倍坝前静水头时，可考虑采取加厚帷幕等措施。

5.2.16 防渗帷幕灌浆遵循以水泥灌浆为主、化学灌浆为辅的原则。目前国内外岩基防渗帷幕大都采用水泥灌浆，其胶结性能好，结石强度高，比较经济，便于施工。如地下水有侵蚀性时，需选择可抗侵蚀性的灌浆材料。

当水泥灌浆达不到设计防渗要求时，可采用水泥+化学浆材复合灌浆。如三峡工程 F₂₁₅ 断层等采用水泥和 CW 系列改性环氧化学浆材复合灌浆，丹江口大坝加高工程 F₆₀₉ 断层等采用湿磨细水泥和 AC-II 丙烯酸盐化学浆材复合灌浆，均取得了很好的效果。复合灌浆可采用排内复合、排间复合或孔内复合等形式，具体应根据灌浆试验确定。

5.2.17 根据国内外岩溶地区筑坝经验，即使地质条件复杂、岩溶发育，只要工程地质勘察清楚，采用帷幕灌浆结合溶洞回填，一般均能取得成功。对帷幕线路上的岩溶洞穴或具有强透水性的溶蚀裂隙，可采取开挖回填混凝土处理或在需处置部位两端设置阻浆洞（井）等措施后进行灌浆处理。如乌江渡、东风、隔河岩、回龙山、高坝洲等工程均对坝基防渗有影响的溶洞采用混凝土回填和帷幕灌浆处理。

岩溶地区防渗帷幕一般采用水泥灌浆，遇到溶洞灌浆漏量特别大时，可用水泥砂浆或水泥与黏土、膨润土、粉煤灰等混合浆液。对深部无充填物溶洞，可钻大口径钻孔灌注高流态细骨料混凝土。大规模溶洞一般设法先进行回填混凝土，再进行灌浆处理。

由于岩溶的溶蚀裂隙是不规则的，溶洞洞穴大小不一，灌浆孔排距、灌浆浆材和灌浆压力等需根据地质构造和岩溶水文地质条件，开展帷幕灌浆试验，并按不同情况、不同部位确定。灌浆试验时应研究灌浆所形成防渗帷幕的允许渗透比降及耐久性。

5.3 岩基排水

5.3.1 主排水孔一般设置在基础灌浆廊道内防渗帷幕的下游，但二道坝防渗帷幕一般布置在水流向的下游侧，则相应排水孔布置在防渗帷幕水流向的上游侧。为防止防渗帷幕产生渗透破坏，要求建基面处主排水幕与防渗帷幕的距离不小于 2m。对于软弱结构面、断层破碎带、夹泥裂隙等发育部位，为防止防渗帷幕渗透破坏，经研究也可在基础灌浆廊道下游侧专设排水廊道，以加大防渗帷幕与排水幕的距离。

辅助排水孔指布置在主排水孔下游起辅助排水作用的浅排水孔。辅助排水孔一般布置在与基础灌浆廊道平行的纵向排水廊道内；当地基开挖高程沿坝（堰、闸）轴线方向变化较大时，也沿横向排水廊道布置辅助排水孔。

排水孔应在固结灌浆、帷幕灌浆、接触灌浆等完成后钻孔，防止在灌浆过程中，水泥浆串入排水孔内堵塞排水通道。

5.3.2 当坝（堰、闸）轴线较长且纵向建基面高差较大时，封闭抽排区可分成几个分区；当消力池亦需要封闭抽排时，消力池抽排区要与坝基抽排区分开，以利于分区检查与检修。

5.3.3 丹江口大坝 2 号~3 号、13 号~17 号、33 号~41 号坝段坝基为微弱透水的中性火成岩，坝基只设排水而不设帷幕；三门峡大坝坝基为闪长岩， $q \leq 1\text{Lu}$ 的地段未做连续帷幕，只设排

水。以上两个坝实测坝基扬压力均小于设计值。

5.3.4 重力坝岸坡坝段的坝基设置专门的排水设施有利于坝肩和岸坡坝段的侧向稳定，是否设置排水洞一般根据坝肩和岸坡坝段的侧向稳定计算及地形、地质条件确定。如黄坛口、桓仁坝的右坝头及黄龙滩两岸坝头内设置排水洞和排水孔，扬压力均小于设计值；新安江 2 号坝段向岸坡钻设扇形排水孔，使一直超过设计值的渗透压力降低到允许值以下；石门坝右坝肩增打了 5 个水平排水孔，使渗透压力降到地面高程；丹江口大坝左岸岸坡设置横向廊道，向山体钻设排水孔，降低了该部位的扬压力。

5.3.5 在帷幕的下游侧设置排水措施，能迅速排出渗水，降低扬压力，是增加坝基岩体抗滑稳定的一个重要措施，尤其对拱座岩体的稳定，排水较帷幕更加有效。

5.3.7 对地下水较丰富的地下厂房岩体，应以洞室外围排水为主，但这将会增加工程投资，应根据工程具体情况考虑。提前形成厂外排水系统，可使厂房主洞室开挖支护施工安全、方便。

5.3.8 国内一些工程设置的排水孔孔距一般在此范围内。

5.3.9 当坝（堰、闸）基承压水层或较大的深层透水区不影响坝（堰、闸）基深层抗滑稳定的，应采取避让原则，尽量减少扰动，确需深入此部位的也应慎重研究。小浪底水利枢纽坝基排水孔进入下部承压水层，向家坝水电站坝基排水孔进入下部强透水砂岩层，都带来一系列工程问题，处理难度及代价较大，故排水孔是否深入深层承压水层要进行研究，在综合分析深层承压水对深层抗滑稳定的影响、排水的作用及利弊、其他抗滑措施的替代性等基础上，慎重决定排水孔的深度是否穿过深层承压水层。

5.3.10 葛洲坝水利枢纽二江泄水闸闸基黏土质粉砂岩和黏土岩泥化的结构面部位，采用排水孔内设组装式过滤体，有效地保护了泥化结构面的渗透稳定，运行 30 多年来情况良好，过滤体采用的泡沫塑料未发现严重老化，至今未进行更换。隔河岩水垫塘封闭排水孔页岩段采用工业过滤布裹硬质花管保护，运行情况表明，受保护的页岩段孔壁未发生严重塌孔。王甫洲泄水闸闸基排

水孔黏土岩采用孔内回填砂砾反滤料保护，运行中未发现异常现象。

排水孔孔径一般为 76~110mm，当排水孔需要设置反滤保护装置时，孔径可取大值。

5.3.11 坝基渗水与坝面排水管渗水以及结构缝渗水等，都需要通过排水廊道尽快排出坝体。下游最高水位以上的渗水可通过坝后廊道自流排出；下游最高水位以下的渗水通过集水井汇集后抽排至坝外。集水井的位置、数量及容量根据坝基高程及渗水量综合考虑设置。抽排设施应有备用容量，确保个别设备损坏后，剩余容量仍能满足抽排能力要求。

厂外排水有条件的尽量采用自流排水，可减少抽排设备的投资和运行费用。位置较高的排水洞一般都具备自流排水条件。

厂外排水系统的集水井可布置在厂房主洞室外，也可布置于主洞室内，具体应根据工程地质、水文地质条件和工程布置情况确定。当岩体透水性强、地下水丰富、洞室靠近水库、渗水量大时，集水井宜在主洞室外单独设置，有利于厂房安全。若要设置于主洞室内，应单独布置，并应在集水井与厂房连通通道处设置密封门或密封盖板，以防抽排设备发生故障导致水淹厂房。当地下水渗水量较小时，可将集水井布置于主洞室内，并可与厂内渗漏集水井结合，以减少工程投资，并便于抽排设备的运行管理和维修。

彭水电站位于岩溶地区，在主洞室外单独设置厂外排水系统集水井。构皮滩水电站同样位于岩溶地区，厂外排水系统的集水井布置在厂房主洞室内，单独设置，并与厂内渗漏集水井之间设置了连通阀，其目的是当厂外渗水量大时，打开连通阀，利用厂内渗漏集水井内的水泵帮助排水。三峡水利枢纽地下电站由于围岩透水性弱，地下水渗水量较小，厂外排水系统集水井与厂内渗漏集水井结合布置。

5.4 覆盖层地基防渗帷幕

5.4.1 土石坝、厂房、水闸、泵房、堤防、围堰等水工建筑物

地基为覆盖层时，均可能采用帷幕灌浆进行防渗处理。查明覆盖层的成因、结构、空间分布、颗粒组成、渗透系数、允许渗透比降和地下水特性等，是选择合理、可行的防渗帷幕设计方案的前提。

5.4.2 渗流控制包括渗透变形控制和渗流量控制。从已建成的土石坝等水工建筑物运行情况看，失事的工程一般是由渗透变形破坏引起的。因此，防渗帷幕设计应以控制不发生渗透变形破坏为主，渗流量的控制应满足工程正常运行时允许的渗漏损失量或生态供水要求等。

5.4.4 帷幕的允许渗透比降是确定帷幕厚度的主要控制指标。

《水工设计手册》（第2版）“第6卷 土石坝”明确：“对一般水泥黏土浆，容许渗透比降值可采用3~4。也有容许渗透比降采用大于5的工程实例。”

SL 274 和 DL/T 5395《碾压式土石坝设计规范》对帷幕允许渗透比降均规定：“对一般水泥黏土浆液（帷幕），可采用3~4……深度较大的多排帷幕，其厚度可随深度增加而减薄”。按工程经验，帷幕允许渗透比降一般随帷幕深度增加而提高。因此，对于深度较大的多排帷幕，可根据渗流计算成果和已有工程经验沿深度逐渐减薄。

DL/T 5267《水电水利工程覆盖层灌浆技术规范》规定：“帷幕的允许比降，水泥黏土浆可采用3~6，若大于6应通过试验论证”。条文说明中举例：新疆下坂地水利枢纽结合坝基现场及室内模拟试验成果和专家评价意见，坝基覆盖层85m深度以下的水泥黏土浆灌浆帷幕允许渗透比降选用不大于6。该工程实例中帷幕允许渗透比降取6时，帷幕深度已经超过了绝大多数工程的帷幕深度。

综合考虑，水泥黏土浆灌浆帷幕的允许渗透比降一般可采用3~4。对于允许渗透比降取值大于4的水泥黏土灌浆帷幕和其他材料灌浆帷幕，宜结合渗流控制要求和灌浆试验等综合确定。

5.4.5 根据目前的设计理念和工程实践经验，国内外工程的

覆盖层防渗灌浆一般都采用垂直防渗型式，防渗效果最佳。防渗灌浆的施工经验表明，受覆盖层地层结构不均匀性的限制，采用垂直孔灌浆，其孔斜控制简单方便，易于实施，优于倾斜孔。

帷幕灌浆孔的排数应根据帷幕厚度要求及灌浆试验确定，一般不少于 2 排，灌浆孔孔距一般在 1~3m。如新疆下坂地水利枢纽坝基深厚覆盖层采取“上墙下幕”方案进行处理，防渗帷幕一般布置 4 排灌浆孔，孔距 3m；冶勒水电站右岸覆盖层防渗帷幕共布置 3 排灌浆孔，孔距 2m；桐子林水电站二期上游围堰左堰肩覆盖层防渗帷幕共布置 3 排灌浆孔，孔距 1.5m。

5.4.6 防渗帷幕的底部伸入相对隔水层，主要目的是为了保持工程防渗系统的封闭性和完整性。

5.4.7 水泥黏土浆宜采用水泥：黏土=1：1~1：4（质量比），水：干料（水固比）=3：1~1：1。当对浆液结石有强度要求时，水泥的掺量可采用较大值。

5.4.8 防渗帷幕灌浆压力与覆盖层的厚度、地层结构及变形要求、上部建筑物的变形要求有关，一般情况下应通过灌浆试验来确定。当缺乏试验资料时，可通过工程类比确定灌浆压力。覆盖层厚度或覆盖层上的盖重层厚度较大时，灌浆压力可采用较高值。如新疆下坂地水利枢纽工程，坝基为冰碛含漂块碎石层及冰水碛含块卵砾石层，厚度 149m，坝基防渗结构为 85m 深的混凝土防渗墙下接 4 排孔帷幕灌浆至基岩。帷幕起始灌浆高程以上的覆盖层厚度为 80m，采用的最大灌浆压力为 3.5MPa。

覆盖层灌浆部位宜设置混凝土盖板，混凝土盖板厚度不宜小于 0.5m，宽度宜超出灌浆两侧边线 3m 以上。帷幕直接与土石坝填筑体或其他建筑物相接并在其后施工时，宜设置变形监测点，以便于施工控制和保证建筑物安全。变形监测点的布置范围、数量根据工程的具体情况确定，变形值通过灌浆前及灌浆过程中测量获得。

水闸、泵站及电站厂房等建筑物地基，灌浆压力还应根据建

筑物的允许变形要求控制。土坝、堤防、围堰等建筑物地基灌浆时，抬动变形允许值可适当放宽。

5.5 帷幕灌浆试验

5.5.1 其他认为有必要进行现场试验的灌浆工程参照 4.4.1 条及其条文说明。

6 防 渗 墙

6.1 一 般 规 定

6.1.1、6.1.2 混凝土防渗墙与高喷防渗墙、水泥土搅拌防渗墙的成墙原理明显不同，混凝土防渗墙通过钻孔、挖（铣）槽机械开挖槽孔或桩柱孔，在槽（孔）内浇筑混凝土或其他防渗材料，形成具有良好防渗性能的地下连续墙，高喷防渗墙则是通过在覆盖层中造孔，利用高压浆液形成高速喷射流束，冲击、切割、破坏、包裹土颗粒，凝结、硬化构成具有较好防渗性能、连续的水泥防渗体，而水泥土搅拌防渗墙则是通过深层搅拌机械，在土体中边钻进，边喷射水泥、石灰等固化剂，拌和形成具有防渗性能的水泥土、灰土桩柱体。尽管三者成墙原理、施工方法有较大差异，但其成墙后防渗的作用相同，设计原理类似，且均在水利水电工程中得到广泛应用，因此，一并纳入本标准。

(1) 混凝土防渗墙。

混凝土防渗墙为广义概念，墙体材料不仅仅局限于普通混凝土、黏土混凝土、粉煤灰混凝土、塑性混凝土，还包括固化灰浆、自凝灰浆以及其他防渗材料。混凝土防渗墙在坝（闸）基覆盖层与土石坝坝体防参加固中均得到广泛应用，国内、国外防渗墙工程实例分别见表 7、表 8。其中，坝体防渗墙不属于水工建筑物地基处理范畴，故未纳入本标准。

根据工程经验，防渗墙除了用于覆盖层地基防渗处理外，还经常用于风化破碎岩体防渗处理，例如，长江三峡船闸右岸山体地层主要为全强风化花岗岩层，常规水泥灌浆及化学灌浆效果较差，后采用混凝土防渗墙防渗，上游端与船闸右挡水坝坝头连接，下游与山体帷幕线搭接。乌江构皮滩水电站大坝左岸高程 640m 灌浆平洞 K₂₅₆ 大型溶洞主要充填粉细砂，距离左坝肩较近，初期采用高压旋喷处理，但取芯显示旋喷墙体连续性差，后

表 7 国内混凝土防渗墙工程实例

序号	工程名称	建设地点	建成年份	坝型	坝(堰)高/m	覆盖层特性	墙顶长/m	最大墙深/m	墙厚/m	墙上水头/m	渗透比降	成墙面积/m ²
1	月子口水库主坝	山东	1959	斜墙土坝	26.0	砂卵石		18.0	0.43	24.5	61.5	7696
2	密云水库主坝	北京密云	1960	斜墙土坝	66.0	砂砾卵石	784.8	44.0	0.8	63.5	80	18876
3	毛家村水库主坝	云南会泽	1964	黏土心墙土石坝	82.5	砂砾石	277.0	40.0	0.9	72	85	7831
4	崇各庄水库主坝	北京	1965	斜墙土坝	16.0	砂卵石		22.0	0.8	15.5	23.8	12861
5	旗岭水闸	广东东莞	1965	混凝土闸	7.0	砂砾石层	265.0	13.2	0.8			2914
6	金川峡水库大坝	甘肃	1966	土心墙土石坝	21.0	砂砾石		32.0	0.8	30.0	37.5	4480
7	龚嘴电站上游围堰	四川乐山	1967	土石围堰	35.0	漂石, 砂卵石	193.7	47.8	0.8			8062
8	龚嘴电站下游围堰	四川乐山	1967	土石围堰	19.0	漂石, 砂卵石	86.0	52.0	0.8			4320
9	南谷洞水库大坝	河南林县	1969	斜墙堆石坝	73.5	砂卵石层	65.0	53.3	0.8	73	91.2	2913
10	映秀湾水电站拦河闸	四川汶川	1969	闸		漂卵石	20.0	32.0	0.8	22.5	28.2	4513
11	渔子溪一级电站拦河闸	四川汶川	1969	闸		漂卵石		32.0	0.8		28.2	2342
12	十三陵水库主坝	北京昌平	1970	斜墙土坝	29.0	砂卵石及黏土层	487.0	60.0	0.8	29	41.5	20790
13	绿水河水闸	云南蒙自	1970	闸	22.0	坡积砾石层	108.0	27.0	0.6			2000
14	窄巷口大坝	贵州修文	1970	双曲拱坝	39.5	砂砾卵石	74.4	30.9	1.0			1534

表 7 (续)

序号	工程名称	建设地点	建成年份	坝型	坝(堰)高/m	覆盖层特性	墙顶长/m	最大墙深/m	墙厚/m	墙上水头/m	渗透比降	成墙面积/m ²
15	西斋堂水库主坝	北京门头沟	1971	斜墙土坝	58.0	砂砾石, 漂石	226.4	56.0	0.7			6230
16	玉马水库大坝	河南汝阳	1971	黏土斜墙土石坝	50.0	砂卵石	76.6	24.5	0.8			1516
17	乌江渡电站下游围堰	贵州遵义	1972	混凝土围堰	23.0	填渣	30.0	20.9	0.85			334
18	东方红水库大坝	广州新会	1971	复式土坝	40.0	砂卵石	114.8	21.0	0.8			1447
19	碧口电站大坝	甘肃文县	1973	壤土心墙土石坝	101.0	黏土砂砾石层	181.0	65.5	0.8	100	77	7865
20	黄羊河水库大坝	甘肃武威	1974	宽心墙土石坝	52.0	砂卵石层	76.0	64.4	0.8		65.6	5430
21	察尔森大坝一道墙	内蒙古兴安盟	1976	均质土坝、心墙土坝	39.7	砂卵石及冰碛石	1319.7	20.0	0.6		60	26394
22	洪潮江水库大坝	广西合浦	1976	均质土坝	33.0	砂页岩	291.8	31.3	0.65			4411
23	半城子水库大坝	北京半城子	1976	沥青混凝土斜墙坝	29.0	砂卵砾石层	99.0	16.2	0.8			1117
24	北台上水库大坝	北京	1977	均质土坝	28.6	砂质黏土及砾石互层	511.0	49.0	0.7		43	15101
25	商城子水库副坝	辽宁开原	1979	黏土心墙砂砾坝	5.0	砂砾石	250.0	25.0	0.7			6250
26	皇城滩水库大坝	甘肃武威	1980	壤土斜墙坝	45.0	砂卵石		35.0	0.8			
27	葛洲坝一期纵向围堰	湖北宜昌	1976	土石围堰		砂卵石	943.3	30.0	0.8			20321

表 7 (续)

序号	工程名称	建设地点	建成年份	坝型	坝(堰)高/m	覆盖层特性	墙顶长/m	最大墙深/m	墙厚/m	墙上水头/m	渗透比降	成墙面积/m ²
28	葛洲坝二期横向围堰	湖北宜昌	1982	土石围堰	47.0	砂卵石层	822.3	47.3	0.8			51155
29	邱庄水库大坝加固	河北丰润	1983	均质土坝	28.0	亚黏土及砂砾石层	895.6	58.7	0.8			37627
30	邱庄水库大坝二期加固	河北丰润	1985	均质土坝	28.0	坝体壤土, 坝基砂卵石	44.8	44.7	0.8			2000
31	草坡水闸	四川阿坝	1985	闸坝	19.3	孤石、漂卵石夹砂	63.0	38.7	0.8			1319
32	南桠河三级电站闸基	四川石棉	1983	钢筋混凝土闸	21.0	砂砾石	95.6	25.3	0.8			2450
33	渔子溪二级电站闸基	四川汶川	1984	钢筋混凝土闸	31.5	漂卵石砾石	74.0	57.5	0.8			2455
34	牛头山水库大坝	浙江临海	1984	沥青斜墙砂砾石坝	49.3	砂砾石层	349.5	62.0	0.8			13000
35	于桥水库大坝	天津蓟县	1981	均质土坝	23.95	黏土、砾石加砂层	130.0	33.16	0.8			2620
36	柯柯亚水库	新疆	1984	混凝土面板堆石坝	41.5	砂砾石		37.5	0.8	40	50	
37	万安电站主坝	江西万安	1985	黏土心墙砂壳坝	64.5	黏土、壤土砂卵石	420.0	44.5	0.8			14900
38	铜街子堆石坝挡墙	四川乐山	1986	混凝土重力挡墙	28.0	砂卵石、漂石	178.34	74.4	1.0			7954
39	纪村电站大坝	安徽泾县	1986	混凝土坝、土坝	22.0	白垩系宣南统红层	204.9	37.5	1.0		14.8	5180
40	阿湖水库主坝	浙江苍南	1983	黏壤土心墙坝	33.0	砂卵石、漂石	182.8	67.0	0.8			3654

表 7 (续)

序号	工程名称	建设地点	建成年份	坝型	坝(堰)高/m	覆盖层特性	墙顶长/m	最大墙深/m	墙厚/m	墙上水头/m	渗透比降	成墙面积/m ²
41	棘洪滩水库大坝	山东青岛	1989	土坝	15.24	黏土及壤土层	165.5	50.0	0.8			1228
42	松华坝大坝	云南昆明	1990	黏土心墙土石坝	48.6	黏土夹碎石	127.5	53.2	0.8			4651
43	水口电站二期上围堰	福建闽清	1990	土石围堰	44.55	砂卵石、漂石	386.0	44.0	0.8			10044
44	册田水库大坝	山西大同	1991	均质土坝	41.5	壤土、砂卵石	451.0	44.0	0.8			12337
45	黑龙潭水库大坝	云南路南	1993	混凝土闸		黏土、粉细砂	267.0	51.0	0.8			11057
46	大峡电站二期围堰	甘肃白银	1994	土石围堰		砂卵石层	162.4	55.2	0.8			5230
47	小浪底主坝	河南孟津	1994	斜心墙土石坝	154.0	砂卵石夹漂石	259.6 151.0	81.9 70.3	1.2 1.2			10541 5101
48	云州水库主坝	河北赤城	1994	斜墙土石坝	43.15	砂卵石层	172.3	50.2	0.8			5376
49	西枝江水库大坝	广东惠东	1982	均质土坝	40.5	坝体, 土料级配不良	185.0	50.5	0.6			7352
50	蛤蟆通水库大坝	黑龙江宝清县	1992	均质土坝		黏土、砂卵石砾石		47.0	0.2			20000
51	姐勒水库大坝	云南瑞丽	1992	土坝坝	20.8	砂卵石	208.0	49.1	0.8			6644
52	太河水库大坝	山东淄博	1997	宽心墙砂卵石坝	48.5	黏土、砂卵石层	1042.0	51.9	0.8			47600

表 7 (续)

序号	工程名称	建设地点	建成年份	坝型	坝(堰)高/m	覆盖层特性	坝顶长/m	最大坝深/m	墙厚/m	墙上水头/m	渗透比降	成墙面积/m ²
53	赣东堤	江西	2003	土堤		壤土、砂砾石	1883.0		0.2		50.0	26352
54	水布垭上游围堰	湖北		土石围堰		砂砾石	87.1	31.3	0.8			
55	水布垭下游围堰	湖北		土石围堰		砂砾石	81.6	22.1	0.8			
56	板桥水库大坝	云南	2003	黏土斜墙风化石料坝	37.8	砂砾石	292.0	59.9	0.8			13739
57	大隆水利枢纽	海南	2005			砂砾石	283.3	26.0	0.8			
58	北江大堤	广东	2003	土堤		黏土、细砂		25.0	0.3			14487
59	乌拉泊水库主坝	新疆	1993	均质土坝	26.0	砂卵石	505.0	49.0	0.9			
60	乌拉泊水库副坝	新疆	2003	壤土砂砾石均质坝	22.0	砂砾石	217.0	53.4	0.8			
61	咸阳渭河城区段	陕西		橡胶坝		沙土	373.9	10.0	0.4			
62	四大龙口水库大坝	新疆	2002	水力冲填坝	40.0	砂岩	280.0	19.0	0.45			5300
63	冶勒电站大坝	四川	2004	沥青混凝土心墙堆石坝	125.5	砂卵石		84+76	1.2			55000
64	坎儿其水库大坝	新疆		沥青混凝土心墙砂砾石坝	51.3	砂砾石		40.5	0.8			

表 7 (续)

序号	工程名称	建设地点	建成年份	坝型	坝(堰)高/m	覆盖层特性	墙顶长/m	最大墙深/m	墙厚/m	墙上水头/m	渗透比降	成墙面积/m ²
65	赵山渡水利枢纽	浙江	2000			砂砾石		53.7	0.8			5821
66	梅溪水库	浙江	1994	混凝土面板堆石坝	40.0	砂卵石		20.0	0.8			10532
67	艇湖水利枢纽	浙江	2000	橡胶坝	4.0	砂砾石	250.1	12.0	0.6			3012
68	昌马水库	甘肃	2001	壤土心墙砂砾石坝	54.8	砂砾石	224.0	33.0	0.8			5500
69	白禅寺电站大坝	四川		混凝土面板堆石坝	25.0	卵石		15.0	1.0			
70	白龙河水库大坝	云南		定向爆破堆石坝	46.0	砾质黏土		44.5	0.8			
71	碧莲电站大坝	浙江	1997	混凝土溢流坝	7.04	砂卵石		13.0	1.2			
72	东乡电站闸坝	广东		闸坝		砂卵石	131.6	20.0	0.8			
73	漳河水库副坝	湖北	2001		10.0	砂卵石	630.0	25.0	0.25			13500
74	响水铺水库副坝	河北	2005		15.0	砂砾石	53.0	19.0	0.45			
75	信江界牌枢纽	江西	1999	闸坝		砂砾石	315.4	16.3	0.8			3074
76	温州电厂二期坝	浙江	1999	堆石坝	34.0	砂卵石	112.7	32.0	0.8			3171
77	三峡船闸右岸山体	湖北				土石回填层	350.0	35.5	0.8			10725

表 7 (续)

序号	工程名称	建设地点	建成年份	坝型	坝(堰)高/m	覆盖层特性	墙顶长/m	最大墙深/m	墙厚/m	墙上水头/m	渗透比降	成墙面积/m ²
78	茅坪溪防护坝	湖北	1998	沥青混凝土心墙堆石坝	104.0	花岗岩全、强分化带	1446.0	45.0	0.8			31900
79	沃卡电站许莫副坝	西藏	1999			砂砾石	156.4	42.5	0.6			5276
80	天生桥副坝	陕西		碎石黏土坝		砂砾石	201.3	51.5	0.8			
81	汾河二库左坝肩	山西	2000	碾压混凝土坝	88.0	砂砾石	129.5	23.5	0.8			
82	满拉水库大坝	西藏	1998	黏土心墙堆石坝	76.3	砂砾石	72.8	34.0	0.8			1510
83	汉坪嘴电站大坝	甘肃文县	2004	混凝土面板砂砾石坝	57.0	砂砾石	38	56.0	0.8			2800
84	米家寨水库大坝	山西	2005	壤土斜墙混合坝	22.4	砂砾石	274.9	69.0	0.8			13489
85	黄壁庄水库副坝	河北	2003	水中填土均质坝	19.2	砂砾石	4860.0	66.5	0.8			271500
86	黑石山水库副坝	青海	2002	面板坝	34.5	砂砾石		55.0	0.6			8097
87	尼尔基水利枢纽	黑龙江		沥青心墙砂砾石坝	41.5	砂卵砾石		38.5	0.8			
88	梁辉水库	浙江	2002	混凝土面板堆石坝	35.4	砂卵石	292.0	31.7	0.8			65841
89	西南水闸	广东	2004	混凝土闸坝		砂基	292.3	22.0	0.3			6420
90	冶源水库大坝	山东	1998	土石坝		砂砾石	452.0	30.7	0.8			32277

表 7 (续)

序号	工程名称	建设地点	建成年份	坝型	坝(堰)高/m	覆盖层特性	墙顶长/m	最大墙深/m	墙厚/m	墙上水头/m	渗透比降	成墙面积/m ²
91	方塔水库大坝	陕西延安	2003	土石坝		砂砾石	155.0	40.0	0.6			4000
92	大坞水库大坝	浙江	2005	黏土斜墙坝	6.0	砂砾石	76.0	23.2	0.8			
93	小陈岙水库大坝	浙江	2005	均质土坝	12.5	混砾粉质黏土	312.0	15.0	0.3			
94	二道河子水库二期	内蒙古	2007	均质土坝	44.5	砂砾石	441.0		0.8			15581
95	直岗拉卡水电站	青海	2005	土石坝		砂卵砾石	168.9		0.8			3400
96	龙头石水电站	四川	2007	沥青混凝土心墙堆石坝	72.5	砂砾石		70.0	0.8			
97	狮子坪水电站	四川	2007	砾质土直心墙堆石坝	136.0	砂砾石		101.0	1.2			5210
98	三峡一期围堰	湖北宜昌	1994	土石风化砂围堰	42	砂卵石夹孤石	830.2	43	0.8			59000
99	三峡二期上游围堰	湖北宜昌	1998	土石风化砂围堰	82.5	砂卵石夹孤石	992.3	73.5	0.8	75	≥80	42244
100	三峡二期下游围堰	湖北宜昌	1998	土石风化砂围堰	70	砂卵石夹孤石	1075.9	66.7	1.1			36350

表 8 国外混凝土防渗墙工程实例

序号	坝名	国家	坝型	坝高 /m	覆盖层 厚度 /m	防渗墙 最大深度 /m	防渗墙 结构型式	防渗墙 厚度 /m	防渗墙 面积 /m ²	防渗墙 完成年份
1	维尔尼	法国	土石坝	—	75.0	50.0	槽孔墙	1.2	—	—
2	卡斯提勒托	瑞士	心墙土坝	90.0	>100	52.0	洞挖回填墙	2.0	17700	1953
3	马利亚拉奇	意大利	堆石坝	30.0	35.0	40.0	连锁桩柱式	0.6	7500	1954
4	佐科罗	意大利	斜墙土石坝	66.5	100.0	55.0	槽孔墙	0.6	33100	1960
5	利诺	法国	闸基	9.1		40.0	槽板式	0.8	6000	1963
6	加塔维塔	哥伦比亚	斜心墙坝	54.0	92.0	78.6	槽孔墙	0.8		1963
7	蒙塔	芬兰	心墙堆石坝	26.0	40.0	40.0	桩柱式	0.6		1963
8	马尼克-5围堰	加拿大	土石围堰	72.0	76.0	77.0	连锁桩柱墙	0.61	2760	1964
9	塞斯基勒	哥伦比亚	心墙堆石坝	52.0	100	76.0	连锁桩柱与 槽孔混合墙	0.55		1964
10	阿勒格尼	美国	堆石坝	51.0	55.0	56.0	槽孔墙	0.76	10700	1964
11	阿罗坝围堰	加拿大	土石围堰	35.0	51.0	52.0	槽孔墙	0.75		1965
12	箭湖坝	加拿大	斜墙土石坝	35.0			槽孔墙	0.75		1965
13	弗莱斯特利茨	奥地利	沥青面板堆石坝	22.0	>100.0	47.0	槽孔墙	0.50		1965
14	马莱罗斯	墨西哥	心墙土坝	60.0	80.0	91.4	连锁桩柱墙	0.61	15160	1966
15	矢木泽副坝	日本	堆石坝	6.0	50.0	41.3	连锁桩柱墙	0.60	3550	1966

表 8 (续)

序号	坝名	国家	坝型	坝高 /m	覆盖层 厚度 /m	防渗墙 最大深度 /m	防渗墙 结构型式	防渗墙 厚度 /m	防渗墙 面积 /m ²	防渗墙 完成年份
16	埃伯尔拉斯特	奥地利	沥青心墙堆石坝	26.0	>124.0	47.0	槽孔墙		15000	1967
17	拉·维力大	墨西哥	心墙堆石坝	60.0	80.0	80.0	桩柱式和槽板式	0.60	15000	1968
18	包尔德赫德	英国	心墙堆石坝	55.0		46.4	槽孔墙	0.60	8240	1968
19	大角坝	加拿大	心墙土石坝	92.0	63.0	73.0	连锁桩柱与 槽孔混合墙	0.61	3249	1969
20	第一瀑布	加拿大	斜心墙土石坝	38.0	60.0	61.0	槽孔墙	0.75	5500	1969
21	马尼克-3 围堰	加拿大	土石坝	—		48.0	槽孔墙	0.61	5500	1970
22	马尼克-3 主坝	加拿大	心墙土石坝	107.0	130.4	131.0	双孔式连锁桩柱 与槽孔混合墙	0.61	20740	1975
23	凯版	土耳其	心墙土石坝	207.0	40.0	100.6	洞挖回填墙	1.50	16900	1972
24	波埃乔斯	秘鲁	心墙土坝	48.0	46.0	47.0	槽孔墙	0.60		1973
25	邦纳维尔	哥伦比亚	厂房扩建围堰		45.0	33.5~46.0	槽孔墙	0.6	24000	1976
26	坎文托·维约	智利	心墙土坝	40.0	55.0	55.0	槽孔墙	0.8	16412	1977
27	沃尔夫·克里克	美国	均质土坝	79.0	40~65	84.70	连锁桩柱	0.61	49080	1979
28	科尔本坝	智利	心墙上坝	116.0	50~67	68.0	槽孔墙	1.2	12900	1984
29	纳沃霍坝	美国	土坝	110.0	—	110.0	槽孔墙	1.0	11000	1987

改为在高压旋喷墙下游设置一道厚度 1m 的塑性混凝土防渗墙，效果良好。

(2) 高喷防渗墙。

在水利水电工程建设中，高喷防渗墙广泛应用于围堰、堤坝等水头相对较低的永久及临时工程防渗，适用于淤泥质土、粉质黏土、粉土、砂土、碎石土、人工填土等地基。例如，四川嘉陵江亭子口水利枢纽上下游围堰、雅砻江桐子林水电站一期围堰、三峡水利枢纽一期土石围堰岸坡延伸段均采用高喷防渗墙进行堰基防渗，效果良好。长江堤防、汉江遥堤、湖北武汉南湖环境治理工程、安徽宣城双桥联圩堤防等工程地质条件各不相同，既有淤泥质土、粉土，也有砂土、砾石层，采用高喷墙防渗，均取得较好效果。值得注意的是，对含有大量纤维质的腐殖土和坚硬密实的黏土地层一般应通过试验确定其可行性，对含有大量漂石或块石地层，应慎重采用。

(3) 水泥土搅拌防渗墙。

水泥土搅拌防渗墙广泛应用于低水头的堤坝防渗工程中，主要适用于淤泥质土、粉质黏土、粉土、砂土、素填土、黄土等地基。例如，洞庭湖区安澧蓄洪垸堤位于洞庭湖坳陷盆地西部安乡地堑之中，下覆地层为第四系中更新统河流阶地堆积物，地质条件复杂，采用水泥土深层搅拌桩进行防渗。钻孔注水试验表明，防渗墙的渗透系数均小于 $5.0 \times 10^{-7} \text{ cm/s}$ ，防渗效果良好。广东吴川堤防、江苏徐州湖西大堤、陕西凌塘水库、新疆阿克苏水库、河北马河水库、江苏淮阴号三号泵站等堤防、水库及泵站的基础防渗均采用了水泥土搅拌墙防渗，也取得了良好的效果。

当土中伊利石、氯化物和水铝英石等矿物含量较高时，或土的抗剪强度小于 20kPa 时，水泥土搅拌防渗墙效果较差。土质不均、土体中含硬夹层或土中碎石、块石含量较高时，也需慎重采用。

6.1.3 国内外对混凝土防渗墙耐久性的研究成果相对较少，主要是通过水泥中氧化钙的溶出量百分率粗估其耐久性，而氧化钙

的溶出速度与墙体受力、承受的水头及渗透比降、混凝土龄期、混凝土渗透系数、水泥和掺合料的品种与用量、外加剂的品种和用量、水环境等多种因素相关，不能准确定量。各种材料的防渗墙抗溶蚀性能由强至弱依次为普通混凝土、粉煤灰混凝土、塑性混凝土、黏土混凝土、固化灰浆、自凝灰浆等。永久性防渗墙在复杂受力条件和复杂水环境条件下的耐久性需引起重视。

高喷防渗墙、水泥土搅拌防渗墙由于其多应用于低水头或临时工程，对其在水的作用下的耐久性研究更少，多参考类似工程设计。高喷及水泥土搅拌防渗墙若应用于高水头永久工程，其长期耐久性应引起足够的重视，必要时需论证其可行性及安全性。

6.1.4 防渗墙的应力状态、防渗性能除了与墙体材料、覆盖层结构有关外，还与上部结构关系密切，高坝深覆盖层条件下尤应注意。例如，高土石坝地基覆盖层中的防渗墙主要承受上部坝体荷载及水压力、地震荷载，斜墙、低闸坝及围堰下的防渗墙主要承受水压力、地震荷载等。因此，防渗墙设计时应充分考虑其与上部结构之间的相互关系。

6.1.5 对于墙厚 0.3~1.2m、墙深小于 100m 的防渗墙应结合工程实际情况和设计要求，确定是否进行现场试验论证。当墙深超过 100m 或厚度不在 0.3~1.2m 范围内的，一般应结合工程实际分析论证其可行性，必要时应结合现场试验进行专门论证。

四川狮子坪大坝防渗墙最大墙深 101.8m、墙厚 1.2m，新疆下坂地水利枢纽试验墙最大墙深 102m、墙厚 1.2m，西藏旁多水利枢纽防渗墙最大墙深 158m、墙厚 1.0m，黄金坪大坝最大墙深 129m、墙厚 1.2m，新疆小石门水库防渗墙深 121.5m、墙厚 1.0m，黄河小浪底水利枢纽混凝土防渗墙最大墙深 81.9m、墙厚 1.2m，毛尔盖大坝防渗墙厚 1.4m，均做了现场试验。国内墙深超 100m 的防渗墙工程实例统计见表 9，均无一例外进行了现场试验论证。

地质条件复杂或重要工程的防渗墙也应根据实际情况进行现场试验论证。

表 9 国内墙深超 100m 的混凝土防渗墙工程实例统计表

序号	工程名称	施工起止年月	坝 型	最大坝高 /m	最大墙深 /m	墙厚 /m	成墙面积 /m ²
1	四川冶勒水电站	2001 年 7 月—2005 年 8 月	沥青混凝土心墙 碾压堆石坝	125.5	78.5 (试验段 101)	1.0	48000
2	四川狮子坪水电站	2005 年 10 月—2006 年 10 月	碎石心墙堆石坝	136.0	101.8	1.2	—
3	四川泸定水电站	2008 年 3 月—2009 年 4 月	黏土心墙堆石坝	79.5	125	1.0	30000
4	新疆下坂地水库	2007 年 9 月—2009 年 10 月	沥青混凝土心墙 砂砾石坝	78.0	85 (试验段 102)	1.0	20100
5	西藏旁多水利枢纽	2009 年 9 月—2013 年 6 月	沥青混凝土心墙 砂砾石坝	72.3	158.47 (试验段 201)	1.0	—
6	四川黄金坪水电站	2012 年 1 月—2014 年 5 月	沥青混凝土心墙 堆石坝	82.5	129	1.2	23000
7	新疆小石门水库	2012 年 12 月—2014 年 2 月	沥青混凝土心墙砂 砾石坝	81.5	121.5	1.0	21100
8	西藏雅砻水库	2015 年 1 月—2016 年 10 月	沥青心墙砂砾石坝	73.5	124.05	1.0	19195
9	新疆大河沿水库	2015 年 11 月—2017 年 5 月	沥青心墙砂砾石坝	75.0	186.15	1.2	—

6.1.6 高喷墙在水利水电工程中多应用于围堰等临时工程或堤坝等低水头建筑物地基防渗，水泥石搅拌墙则多用于低水头或建筑物级别相对较低的土坝、堤防等建筑物的地基防渗，若要作为1级、2级水工建筑物的地基防渗则应对其可行性和安全性进行分析论证。

6.1.7 永久工程或承受水头较高的高喷墙、水泥石搅拌墙，地层复杂，例如含有较多漂石或块石的地层，以及深度超过30m的高喷墙工程或深度超过15m的搅拌墙工程，均应选择有代表性的地层进行高喷灌浆、水泥石搅拌成墙现场试验，以论证其可行性。

高喷墙现场试验的目的在于探索适合的结构形式、孔排距布置、有效桩径（或喷射范围）、浆液性能要求、墙体防渗性能等，以确定高喷灌浆的方法及其适用性，为设计提供依据。

水泥石搅拌墙现场试验的目的在于验证并确定水泥浆液的水灰比、外加剂掺量及种类、搅拌机的转速与提升速度、输浆量、复搅复喷部位、深度等。

6.2 混凝土防渗墙结构设计

6.2.1 坝基和围堰堰基中的防渗墙一般在坝（堰）防渗轴线附近布置，水闸防渗墙轴线一般布置在闸底板上游边缘附近或闸前铺盖下。墙体与上部防渗体（例如防渗心墙或坝前铺盖）应可靠连接。为避开不良地质体或结构要求，防渗墙轴线也可布置成折线型。

6.2.2 封闭式防渗墙是指防渗墙伸入到基岩或相对不透水层一定深度，防渗墙底部岩土体渗透性不满足防渗标准时，可在墙下接防渗帷幕。这里的封闭不仅指墙体进入基岩，而且指墙底岩土体或墙下帷幕的防渗性也满足防渗标准。

非封闭式的防渗墙统称悬挂式防渗墙。悬挂式防渗墙在深厚覆盖层中应用较多，西南地区诸多河流均涉及到在深厚覆盖层上修建闸坝防渗的问题，封闭式防渗墙工程量大、施工难度大。例

如：金沙江、岷江、大渡河、雅江等河流的上游及一些支流河床覆盖层一般深 40~70m，有的甚至深达百米以上，闸坝下防渗墙一般为悬挂式，难以做到完全封闭。针对此类情况，宜通过数值模拟或模型试验等手段，基于渗漏量、渗透比降、经济造价等多目标控制，研究悬挂式防渗墙的适应性与防渗效果。

6.2.3 防渗墙的厚度受墙体材料抗渗性及耐久性、强度指标、应力条件、水环境、施工设备、覆盖层物质组成等因素影响。深厚覆盖层防渗墙厚度，一般先按抗渗及耐久性要求初拟厚度，再通过应力应变验算墙厚，并参考类似工程经验，考虑施工、地质条件、水环境等因素综合确定墙体厚度。

对于高坝深厚覆盖层下的防渗墙，受力极其复杂，应采用数值计算方法分析不同墙厚情况下的应力应变状态，以确定最合理的墙体厚度。资料表明，墙的厚度增大对墙体受力并不一定有利，在满足抗渗及耐久性要求的前提下，优选合理防渗墙墙厚。

防渗墙成墙厚度与施工方法、成槽机械密切相关，设计墙厚时应充分考虑地质条件和施工方法的可行性。我国 20 世纪 90 年代前造孔设备少，混凝土防渗墙厚度大多采用 80cm，之后，随着大量引进国外先进设备和自主研发，适应各种墙厚的设备不断增加，墙厚一般可在 0.3~1.4m 选择。例如，采用冲击钻造孔成槽，墙厚不宜小于 0.6m，一般为 0.6~1.2m；采用液压抓斗，墙厚不宜小于 0.3m，一般为 0.5~2.0m；采用射水法成槽，墙厚宜为 0.2~0.3m，墙深不宜超过 30m；采用锯槽机成槽，墙厚宜为 0.2~0.4m，墙深不宜超过 20m；采用轮式铣槽机，墙厚可达 2.0m 以上。某些情况下，由于环境水对混凝土存在侵蚀情况，防渗墙还应适当加厚。

一般来说，造墙的工期和造价，主要由钻孔与混凝土浇筑两道主要工序控制。以冲击钻造孔建墙为例，薄墙钻孔数量增大则混凝土减少，厚墙则反之，两者有一个最佳经济组合，墙厚小于 0.6m 时，减少的混凝土量已不能抵偿钻孔量增大的代价，经济上不合理。因此，采用冲击钻造孔建墙，最小厚度一般不应小于

0.6m。如墙厚小于 0.6m，则可根据地质条件，选择水力成槽法、薄型抓斗成槽法或锯槽机成槽法成槽更为经济。

6.2.4 防渗墙在渗透作用下，其耐久性取决于机械力侵蚀和化学溶蚀作用。由于这两种侵蚀破坏作用都与水力梯度密切相关，因此，防渗墙设计一般根据破坏时渗透比降确定墙厚。国内外试验表明，塑性混凝土抗机械破坏的极限渗透比降可超过 300，普通混凝土防渗墙渗透比降相比略高，安全系数取为 3~5，则允许渗透比降取 60~100。经统计国内外近 100 个工程设计实例，一般情况下，刚性混凝土防渗墙 $J=80\sim 100$ ，普通黏土混凝土 $J=60\sim 80$ ，塑性混凝土 $J=40\sim 60$ ，固化灰浆 $J=30\sim 50$ ，自凝灰浆 $J=20\sim 40$ ，也有少数工程防渗墙允许渗透比降取到了 100 以上。因此，规定防渗墙允许渗透比降 $J=20\sim 100$ 。有条件时可通过试验测定。

工程实践表明，采用允许渗透比降的概念初选防渗墙厚度是可行的，简单实用。但防渗墙的厚度问题涉及因素较多，具体厚度确定还要综合各因素论证优选。

6.2.5 深厚覆盖上高土石坝工程由于水头高、受力复杂，若布置一道防渗墙，墙厚超出现有施工技术水平，若布置两道或以上的防渗墙，各墙分担水头的比例、材料强度、厚度与布置可通过数值计算和模型试验确定。例如，四川大渡河瀑布沟水电站最大坝高 186m，上部坝体荷载及水压力巨大，在河床覆盖层布置两道各厚 1.2m 的全封闭混凝土防渗墙防渗，中心距 14m，最大深度 67.5m。又如，四川大渡河长河坝水电站最大坝高 240m，上、下游水位差约 220m，防渗墙允许比降按 90 考虑，若只设置一道防渗墙，墙深 70~80m，墙体厚度达 2.4m，国内外现有施工技术水平难以实现，实际布置两道厚 1.4m、1.2m 的全封闭混凝土防渗墙，中心距 15.3m。还有，长江三峡工程二期围堰最大堰高达 90m，施工时水深达 60m，最大挡水水头超过 75m，堰基覆盖层为淤积粉细砂，力学性质差，防渗条件复杂，堰体变形较大。二期围堰挡水运行时间长，安全运行维护要求高。按二

期主体工程施工进度安排，二期基坑施工时段为 1998 年 9 月—2002 年 9 月，历经 4 个汛期，安全风险巨大。经数值计算与模型试验，布置两道厚 1m 的塑性混凝土防渗墙，共同承担水头作用，联合受力，确保了二期工程的安全施工。

6.2.6 复杂条件一般指高坝、深覆盖层、地震等。防渗墙在复杂条件下应有适宜的强度和变形能力，其应力状态与结构型式、施工与蓄水过程、墙体材料等因素相关，应根据其工作条件进行结构计算，并对第 6.2.4 条计算的墙厚进行复核调整。

高土石坝下深覆盖层中的防渗墙，主要承受上部坝体传来的荷载与水压力；斜墙或低坝（闸、堰）基下深覆盖层中的防渗墙，主要承受上部水压力；高烈度地震区，覆盖层中的防渗墙除受上部坝体荷载及水荷载外，还承受地震荷载作用。作为水工建筑物或地基的一部分，防渗墙应力应变力学计算本质上是一个空间问题，尤其是坝体填料、坝基地层组成复杂时，理论计算非常复杂，多采用数值分析方法结合模型试验进行分析。

防渗墙的应力应变分析宜选用合适的非线性大应变模型进行分析，以避免应力、应变失真。根据类似工程实例，防渗墙计算应力、应变大小除与计算程序、本构模型、计算参数相关外，还与模型精度、边界条件等有关，规范不宜对采用何种方法、何种模型规定过死，也不可能给出适用于所有工程的容许位移值和容许应力大小，具体应以满足工程要求为准。

工程实践表明，高坝深厚覆盖层条件下，由于刚性混凝土墙体和覆盖层的不均匀沉降，即变形不协调所产生的负摩阻力成为影响防渗墙应力大小与合理分布的一个主要因素，可通过降低混凝土变形模量、提高强度的方法来减小变形不协调的影响，因此，本规范条文给出了原则性的规定，即防渗墙的墙体竖直位移、水平位移与地基的变形协调一致，墙体应力满足强度要求，应力分布合理，具体根据工程实际情况灵活把握。

值得注意的是，较多工程的计算成果和监测成果对比表明，高坝防渗墙理论计算应力很大，远超实际监测数据，主要原因在

于数值计算模型、计算参数选用不合理。因此，用位移与应力指标控制防渗墙设计时，应选择合适的计算参数、计算模型和不同的计算程序进行比对分析，并结合施工及运行期安全监测资料进行判断。

6.2.7 为满足防渗墙受力要求和结构变形要求，部分工程的刚性防渗墙布置了钢筋。例如，新疆那兰面板堆石坝河床采用钢筋混凝土防渗墙加连接板与水平趾板形成整体防渗体系，防渗墙深18~20m，轴线全长度54m，墙厚0.8m，深入基岩0.5m。根据有限元计算，防渗墙主要受压，局部有拉应力存在，最大拉应力为1.25~1.5MPa，最大压应力6.5MPa。防渗墙采用C25混凝土，配置双层钢筋，320m高程以下竖向钢筋直径20mm，钢筋间距20cm，水平向分布钢筋直径16mm，钢筋间距30cm；320m高程以上水平向和竖向钢筋直径均为20mm，钢筋间距20cm。又如，湖北恩施老渡口面板堆石坝坝基覆盖层厚约30m，通过趾板前的钢筋混凝土防渗墙截渗，防渗墙与河床趾板间设钢筋混凝土连接板，防渗墙、连接板、岸坡趾板、面板间及板间伸缩缝止水形成封闭防渗挡水面，达到截渗挡水的目的。钢筋混凝土防渗墙总长度为66m，最大深度为29.8m，墙厚0.8m，进入基岩深度0.5~1.0m。墙身采用C25混凝土，纵横向均设置间距为20cm、直径为20mm的Ⅱ级钢筋。此外，钢筋的布置不仅要根据墙体应力应变计算结果设置，还应充分考虑到防渗墙施工工艺，方便施工，从而使墙体钢筋真正发挥作用。

6.2.8 20世纪80年代初期，国内开始对防渗墙墙体材料进行系统的研究，陆续研制成功了适用于低水头闸坝或临时围堰的固化灰浆、自凝灰浆材料以及适用于低水头大坝和临时围堰的塑性混凝土和适用于高坝深厚覆盖层地基防渗墙的高强混凝土、后期强度较高的粉煤灰混凝土。其中，自凝灰浆防渗墙在深圳大亚湾核电站核岛基坑有应用实例（最大深度16m，墙厚0.8m，28d抗压强度 ≥ 0.2 MPa），但在国内水利水电工程未见报道，主要原因是我国水利水电工程在修建防渗墙时所遇到的地层多为砂卵砾

石层，且夹有大漂石、孤石等，槽孔的钻凿时间不易准确控制，难以匹配自凝灰浆凝结时间要求。固化灰浆防渗墙多用于临时围堰，便于后期拆除，国内在四川铜街子水电站率先得到应用，后推广至其他工程，效果良好。

墙体材料的选用直接影响防渗效果和工程造价，与之密切相关的几个问题简述如下：

(1) 刚性墙与柔性墙的选择。防渗墙材料根据其抗压强度和弹性模量，又可分为刚性墙和柔性墙。刚性材料一般抗压强度大于 5MPa，弹性模量大于 2000MPa；柔性材料一般抗压强度小于 5MPa，弹性模量小于 2000MPa。刚性墙主要包括普通混凝土、黏土混凝土、粉煤灰混凝土等，柔性墙主要包括塑性混凝土、自凝灰浆、固化灰浆等。

20 世纪 80 年代以前，防渗墙多以刚性墙为主。工程实例及数值计算表明，高土石坝坝基深厚覆盖层中的防渗墙，易出现在墙顶巨大压力和侧面摩擦力条件下的压剪破坏；中、高土石坝坝基深覆盖层中的防渗墙，易出现墙体拉裂和剪切破坏。但无论哪种破坏都将显著降低防渗墙的防渗效果和耐久性。

80 年代以后，针对刚性防渗墙弹性模量高、极限应变小、墙体易开裂的缺点，塑性混凝土墙逐渐得到推广应用。国际大坝工程界对塑性混凝土防渗墙的普遍共识为：①弹性模量为地基模量的 1~5 倍，一般不大于 2000MPa，极限变形可达 1%~5%；②28d 抗压强度一般为 1.0~5.0MPa，模强比一般为 150~500；③渗透系数一般为 $10^{-8} \sim 10^{-6}$ cm/s；④渗透破坏比降一般为 200~300。

(2) 泥浆下浇筑对墙体强度的影响。根据相关资料，用直升导管法在泥浆下浇筑的防渗墙混凝土，其强度比同等级地面浇筑的混凝土强度有不同程度的降低，仅为后者的 70%~90%。因此，应考虑泥浆下浇筑对实际强度的不利影响，设计施工配合比时应相应提高混凝土的强度等级。参照国内外经验，建议对普通混凝土可提高一个强度等级，对黏土混凝土和塑性混凝土，可提

高 10%~20%。

(3) 物理力学指标与配合比关系。本标准未对防渗墙的技术指标，例如抗压强度、弹性模量、模强比、渗透系数、塌落度、初凝时间、终凝时间等做统一规定，主要原因在于不同的工程技术指标要求差异较大。为科学评价防渗墙的混凝土强度、抗渗性和耐久性，重要工程应对墙体材料进行配合比试验，通过试验合理确定胶凝材料的用量、水胶比、砂率。混凝土防渗墙的材料配合比设计问题较为复杂，从本质上来说是一个“结构材料配合比设计优化与控制”的问题，此处仅引用相关文献资料，简要叙述普通混凝土、黏土混凝土、塑性混凝土、固化灰浆和自凝灰浆的胶凝材料用量、水胶比等配合比参数，供设计参考，具体如下：

a. 普通混凝土防渗墙在工程应用最多，一般情况下，普通混凝土的胶凝材料用量不宜少于 $350\text{kg}/\text{m}^3$ ，水胶比不宜大于 0.60，砂率不宜小于 40%。

b. 黏土混凝土在 20 世纪 90 年代以前应用较多。黏土混凝土的变形模量远高于地基，仍属刚性墙体材料。黏土混凝土中黏土的掺率一般为水泥和黏土总重量的 20% 左右，不高于 25%，黏土也可用膨润土代替，但其掺量较低，一般为水泥和膨润土总量的 10% 左右。黏土吸水量较大，黏土混凝土的水胶比上限可略高于普通混凝土，但不宜大于 0.65。黏土具有一定的保水作用，且含有部分砂粒，故黏土混凝土的砂率下限小于普通混凝土，取为 36%。参考类似工程经验，黏土混凝土的胶凝材料用量不宜低于 $350\text{kg}/\text{m}^3$ ，水胶比不宜大于 0.65。黏土掺量不宜大于水泥和黏土总量的 25%，砂率不宜小于 36%。

c. 塑性混凝土是一种水泥用量较少，并掺加膨润土、黏土的塑性墙体材料。根据国内工程资料统计，塑性混凝土防渗墙水泥用量 $80\sim 200\text{kg}/\text{m}^3$ ，水胶比 0.78~1.33，抗压强度一般为 1~5MPa。与其他材料防渗墙相比，塑性混凝土防渗墙由于其组成的原材料更多，影响其力学性能的因素众多，其配合比设计在各种材料的防渗墙配合比设计中最为复杂。根据类似工程经验，

要求塑性混凝土模强比一般介于 100~300，不超过 500；与相邻土体弹性模量相差不大；每立方米混凝土中水泥掺量以 100~150kg 为宜，最多不超过 200kg；严格控制膨润土质量；合理掺加粉煤灰以及其他外加剂。塑性混凝土胶凝材料的总量一般不宜少于 240kg/m³，其中水泥用量不宜少于 80kg/m³。膨润土用量不宜少于 40kg/m³，水泥与膨润土的合计用量不宜少于 160kg/m³，砂率不宜小于 45%。例如，三峡二期土石围堰由于其重要性，分别采用正交试验设计方法和均匀设计方法，经大量试验及计算分析，终选出代号为 TFK2 的优选材料，确保满足抗压强度大于 2.0MPa、模强比小于 250、渗透系数小于 10⁻⁷ cm/s、塌落度为大于 18~22cm 等设计指标要求。当工程规模不大，而且在不具备较好的试验条件的情况下，也可以采用工程类比法设计塑性混凝土的配合比，以节省配合比设计工作量。

d. 固化灰浆和自凝灰浆防渗墙目前应用相对较少，供使用时参考，具体如下：①固化灰浆单位体积的水泥用量不宜少于 200kg/m³，水玻璃用量宜为 35kg/m³ 左右，砂的用量不宜少于 200kg/m³；②自凝灰浆单位体积水泥用量不应小于 100kg/m³，不宜大于 300kg/m³，膨润土的用量宜为 40~60kg/m³。

6.3 混凝土防渗墙连接与构造

6.3.1 防渗墙与心墙、斜墙、趾板（面板）、廊道等防渗体的连接是防渗关键问题，各材料的不均匀变形容容易产生裂缝进而导致渗漏，工程设计时需引起足够的重视。

6.3.2 防渗墙伸入上部心墙防渗体的连接形式有直接插入式、Y 形、活塞式、廊道式 4 种，具体见图 2 所示。目前国内工程上应用较多的主要有直接插入和廊道连接两种形式。防渗墙与上部防渗体的连接处是影响工程安全的重要部位，连接方式应特别强调安全、可靠，连接处的体型结构不宜过于复杂，体型应方便施工，受力明确，变形协调，保证质量。无论何种连接方式均应避免出现较大的应力集中导致墙体可能破坏的情况出现。

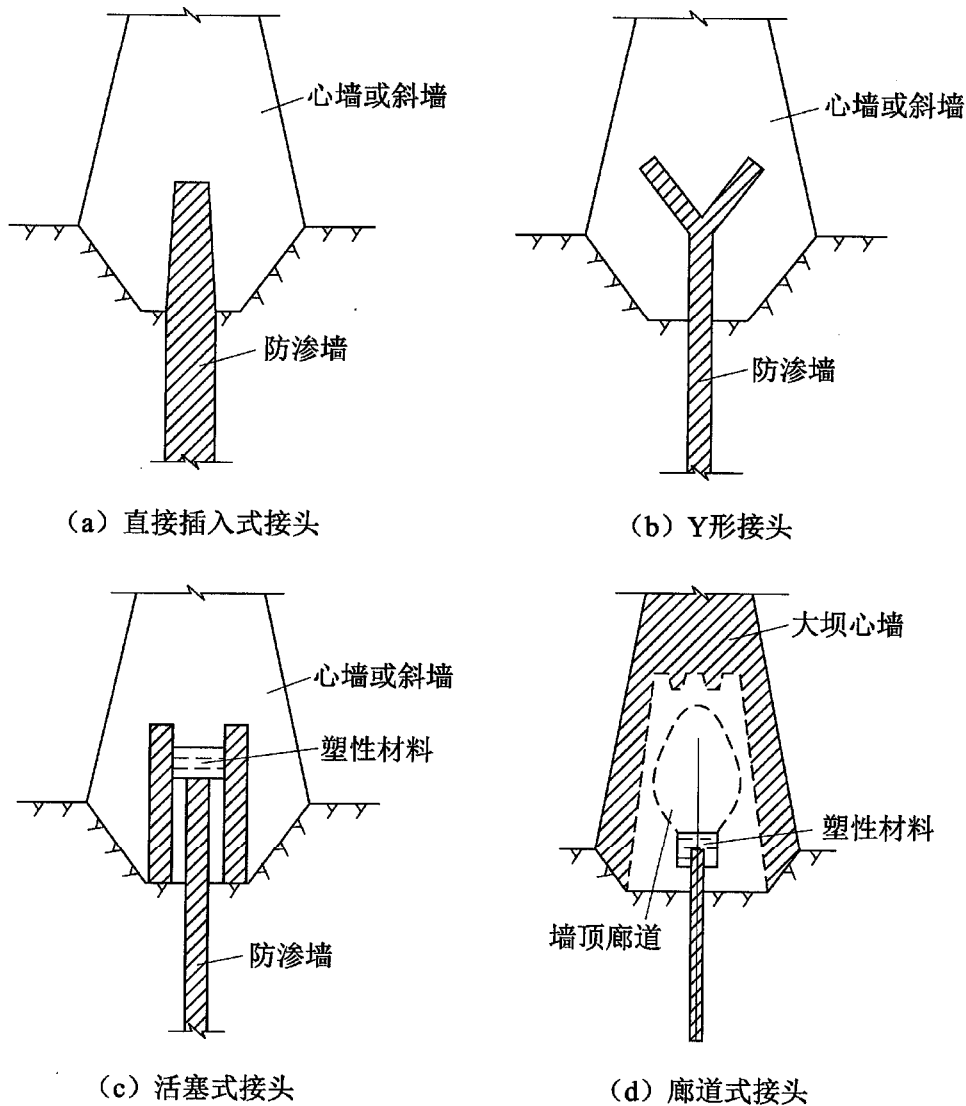


图 2 防渗墙与心墙防渗体的连接形式示意

(1) 插入式连接。防渗墙采用直接插入心墙内部的方式（插入式）有较多成功的工程经验。该连接方式一般要求防渗墙伸入心墙或斜墙的长度宜为挡水水头的 $1/10$ ，防渗墙顶部宜做成光滑的楔形，下部防渗墙与上部楔形体平接或通过键槽连接，缝间设止水。例如小浪底斜心墙堆石坝，最大坝高 160m，覆盖层厚约 80m，由砂砾石组成，夹有厚约 20m 的细砂层及粉细砂透镜体，采用防渗墙截渗，防渗墙厚 1.2m，插入心墙 12m，该工程 2000 年底竣工，运行中未发现问题。另有水牛家碎石土心墙堆石坝，2005 年底竣工，坝高 108m，全封闭防渗墙最大深度

32m，厚 1.2m，插入心墙 10m，至今运行正常。有的工程设了 2 道防渗墙，一道为主墙，采用廊道式连接；另一道为副墙，采用插入式连接，副墙插入土质防渗体的深度根据渗流计算和应力应变计算成果，综合考虑施工、变形等因素确定。

(2) 廊道式连接。防渗墙与防渗体采用廊道连接是另一种连接形式，在国内外高坝中也有不少成功案例。例如，加拿大马尼克-3 号大坝位于蒙特利尔东北圣洛朗河上，主坝为冰积土心墙坝，坝高 107m。坝基覆盖层厚 130m，河床有较大范围的细砂层，设计选用 2 道厚度 0.6m 的混凝土防渗墙，墙顶设置灌浆、观测廊道，防渗墙最大深度 131m，两墙中心距 3.2m，墙顶长 220m。该工程于 1971 年 2 月开始施工，1972 年 11 月完工，运行至今无重大质量问题报告。又如，四川宝兴河碛砾石土心墙堆石坝最大坝高 125.5m，坝基采用厚度 1.2m 的混凝土防渗墙，最大深度 70.5m，防渗墙顶部设有灌浆、观测廊道，2006 年底初期蓄水后，发现廊道与岸边的连接结构缝出现压扭现象，并有少量渗水，修补后至今运行良好。再如，四川毛尔盖水电站拦河大坝采用直心墙堆石坝，坝顶高程 2133m，最大坝高 147m，坝址区覆盖层厚度 30~50m，主要由冲洪积的漂卵砾石层组成，采用混凝土防渗墙对坝基进行防渗处理，防渗墙最大深度 51.8m，墙厚 1.4m，防渗墙与廊道连接部位形状为倒梯形，廊道侧壁和顶拱厚度 1.2m，底板厚度 3.5m，蓄水至今运行正常。

工程实践表明，不少高坝工程由于河床地基的帷幕灌浆量比较大，为加快施工进度，节约工期，在防渗墙顶部专门设置灌浆廊道，帷幕灌浆安排在灌浆廊道里与大坝同步施工，廊道兼起大坝内部变形、应力、水压观测作用，若防渗墙有施工缺陷，通过廊道还可对防渗墙进行修补。但是这种连接形式相对复杂，防渗墙的布置和结构设计需综合考虑廊道外轮廓形状、廊道在心墙中的位置（即防渗墙墙顶伸入心墙内部的高度）、廊道顶部高塑性黏土厚度及范围、防渗墙与廊道接头型式（刚性接头或软性接

头)、墙体材料等诸多因素。必要时,应采用模型试验和数值计算分析确定。

防渗墙与廊道连成一体,一般有两种做法:一种是刚性连接;另一种是柔性连接。其中,刚性连接即混凝土防渗墙直接插入廊道底板或廊道底部倒梯形混凝土基座,柔性连接即混凝土防渗墙与廊道底板(座)之间留有一定的空隙,空隙中充填一种具有防渗性能又能在一定的压力下自由流动的塑胶材料。刚性连接的缺点在于防渗墙应力偏大,优点在于结构简单、造价低,柔性连接的缺点在于结构复杂、防渗可靠性差、造价高。加拿大马尼克-3号坝及我国瀑布沟心墙堆石坝均采用刚性连接方式。

柔性连接理论上可以改善防渗墙和廊道的应力,但在工程实践尤其是高坝中应用却较少。根据文献资料,柔性接头中防渗材料抗渗强度一般较低,水压力在 $0.4\sim 0.5\text{MPa}$ 时即存在较大的漏水风险。若不设沉降缝或廊道与两岸基岩的连接缝,采用柔性接头的廊道犹如一根悬挂的、两端支撑于两岸基岩的混凝土管,纵向受力状态很差,极易拉裂;若设沉降缝或连接缝,缝间必然会产生较大的沉降差,很难保证止水结构不会失效,这些不利因素可能是高坝工程极少采用的原因。

廊道式连接的构造设计主要包括廊道外轮廓、高塑性黏土区、复合土工膜与反滤保护、廊道与坝肩连接等。廊道外轮廓一般采用抛物线型和城门洞型,不仅可以减少传给下部混凝土防渗墙的荷载,还可以改善交界面处心墙的应力和变形。此外,在廊道顶部设接触黏土,可以增强该处抗渗变形能力,减少坝体传给廊道的压力,以改善防渗墙的应力。廊道为城门洞型,内部尺寸一般为 $3.5\text{m}\times 4\text{m}$ (宽 \times 高),满足在廊道内进行帷幕灌浆的尺寸要求。为减少廊道与心墙接触部位的水力坡降,在廊道上下游一般要求铺设复合土工膜。廊道与坝肩连接处,廊道底板结构缝可在水平方向深入基岩 $3\sim 5\text{m}$,这样可减少缝的错移,又不致产生较大应力集中。同时,为防止渗水和泥沙大量涌出,尚应在

缝周廊道与岩体接合部位设置一定厚度的反滤层。瀑布沟大坝采用两道厚 1.2m 的防渗墙，上游防渗墙墙体插入心墙的高塑性黏土区，下游防渗墙（主墙）采用廊道连接，周围均为高塑性黏土区，这是深厚覆盖层上高坝坝基防渗墙采用廊道连接的成功范例。设计过程中着重注意了以下几点：①采用刺墙或廊道，保证有足够的渗径；②廊道周围设置了高塑性黏土区，确保了防渗可靠与变形安全；③廊道与两岸坝坡连接处设置了结构缝，采用比混凝土面板堆石坝周边缝要求更高的接缝止水结构与止水材料；④心墙基础覆盖层进行固结灌浆，并铺设水泥土防渗；⑤廊道上、下游均铺设土工膜和反滤层保护。

参考类似高坝工程经验，防渗墙顶部与廊道底板连接段设置成倒梯形可改善应力状态。例如，四川毛尔盖水电站，对防渗墙与廊道采用非对称连接、直接连接、倒梯形连接等三种连接形式进行了对比分析，计算表明，非对称连接形式在直角过渡处易产生应力集中，且竣工期有拉应力存在，直接连接形式的应力状态稍差，倒梯形连接形式廊道应力状态最好，因而采用了倒梯形连接形式。再如，四川瀑布沟水电站，防渗墙墙顶明浇高标号混凝土与廊道底板连接，两侧回填 C10 低标号混凝土，总体呈倒梯形，较好地解决了采用直接连接或非对称连接导致的廊道附近应力集中问题。

瀑布沟水电站防渗墙与廊道连接如图 3 所示。

值得注意的是，有的高坝工程在河床设置廊道后，与岸坡廊道的连接出现问题，蓄水后基础廊道在两岸岸坡部位扭曲及错动变形明显，进而出现渗漏。例如，四川大渡河某心墙堆石高坝，当坝体填筑到一定高度时，廊道环向结构缝出现了渗漏现象。监测发现，在此之前左、右岸环向缝部位的变形分别为 12.98mm、8.24mm，超过了止水结构的容许变形值，止水结构局部撕裂，左、右两岸环向结构缝部位的渗水量分别为 51L/s、13L/s。因此，设计时应预先采取以下措施：①在河床廊道与两岸山体灌浆廊道岸坡连接处设环向结构缝，且止水结构应可靠；②通过灌浆、

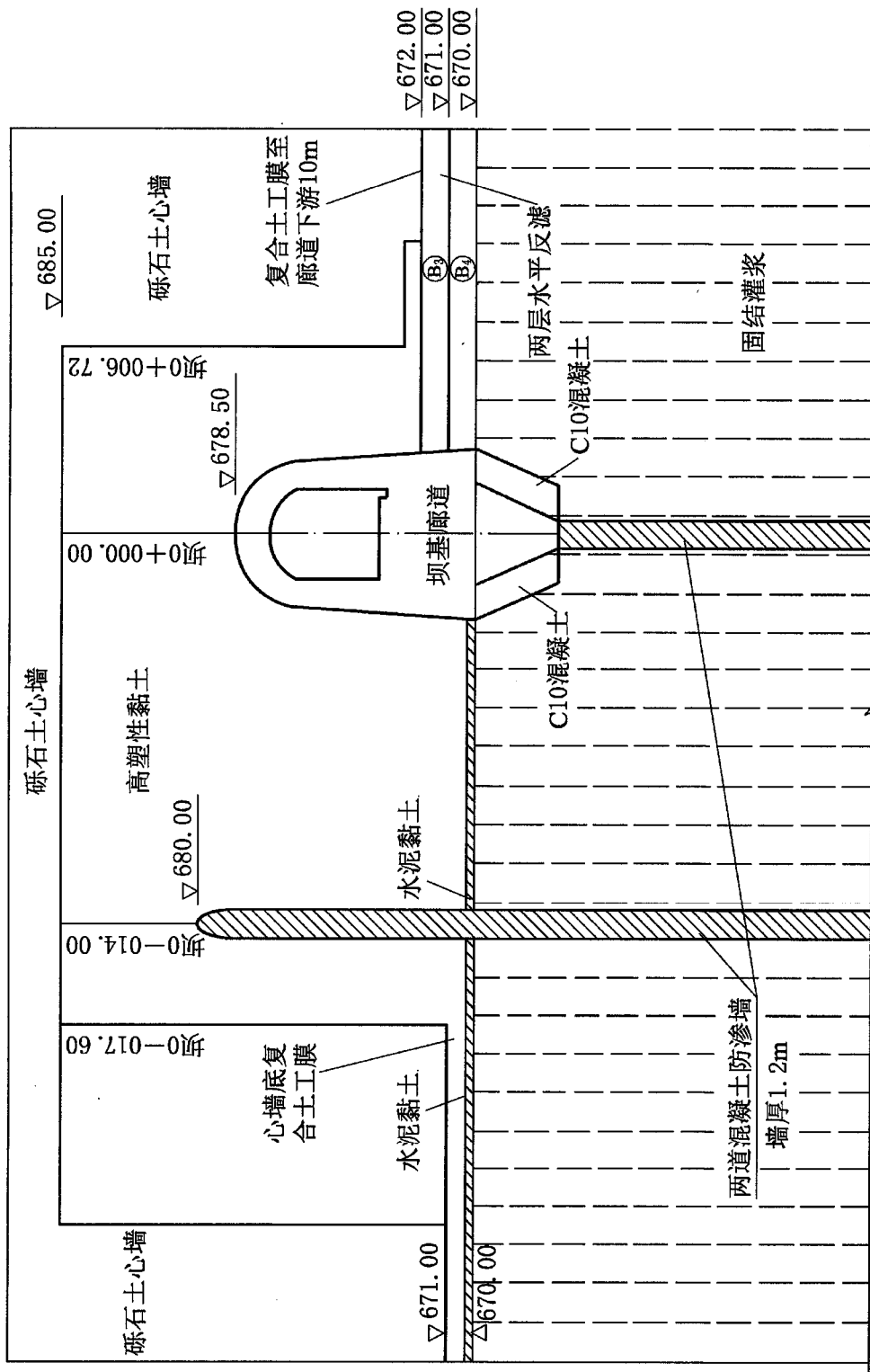


图 3 瀑布沟水电站防渗墙与廊道连接示意图 (高程、桩号单位: m)

碾压等措施提高河床心墙下覆盖层承载力，尽量减小心墙内廊道变位；③根据环向结构缝在土、水压力作用下易发生垂直和水平方向变形的特点，合理布置 U 形止水结构；④环向结构缝预留二期混凝土，待廊道结构变形基本稳定后浇筑二期混凝土；⑤廊道布置在平面上采用微拱向上游的折线布置形式。

(3) 沥青混凝土心墙一般通过钢筋混凝土基座与地基混凝土防渗墙连接。例如，西藏旁多水利枢纽挡水建筑物为沥青心墙砂砾石坝，坝基深覆盖层内设 158m 深防渗墙，基础防渗墙与坝体沥青心墙即采用钢筋混凝土基座相连，如图 4 所示。该坝连接混凝土基座顶面做成深 0.2m，半径 3.35m 的圆弧形凹槽，坝体底部 3m 高沥青混凝土心墙厚度由 1.0m 逐渐扩大到 2.2m，在槽面上铺筑一层砂质沥青玛蹄脂，并设置一道铜片止水，以确保沥青混凝土心墙与混凝土基座可靠连接。钢筋混凝土基座每 15~

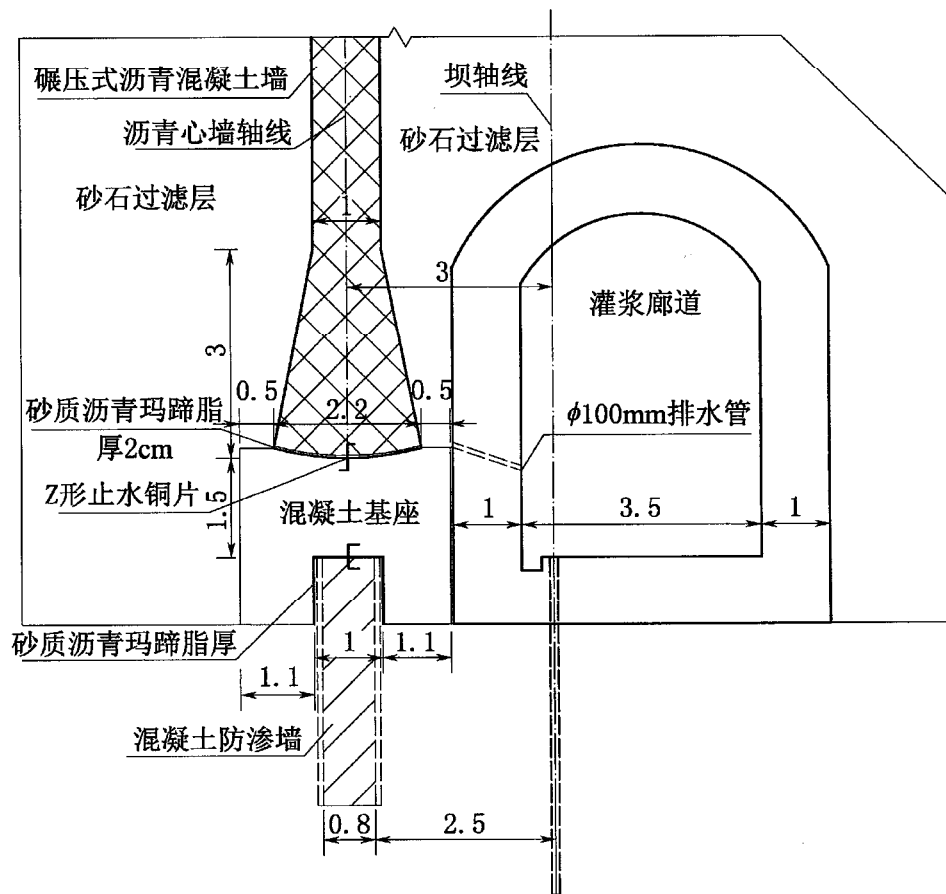


图 4 防渗墙与沥青心墙连接示意图 (单位: m)

20m 设一道结构缝，缝内设两道铜片止水。

(4) 混凝土防渗墙与闸、坝前黏土铺盖的连接如图 5 所示。需要强调的是，防渗墙除应伸入黏土铺盖一定深度外，还应做好墙与黏土铺盖间的保护，防止出现渗漏。

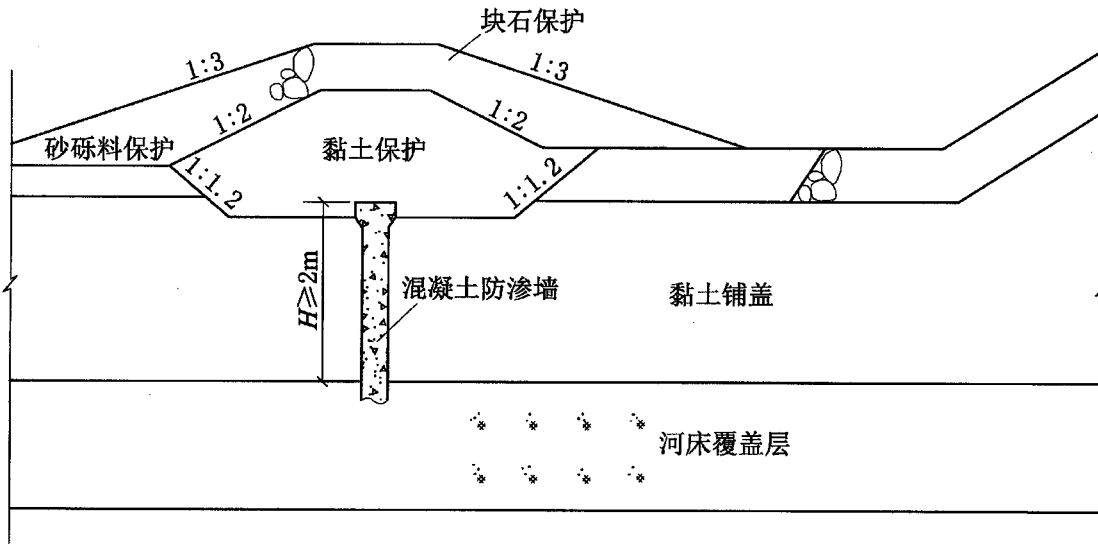


图 5 防渗墙与黏土铺盖连接示意图

(5) 混凝土防渗墙与水闸闸前铺盖的连接可采用水平直接式与垂直顶接式，连接示意如图 6 所示。

(6) 与闸坝底板结构混凝土连接可采用插入键槽式，设塑料止水或铜止水，缝内填塞沥青杉木板或闭孔泡沫板等柔性材料，连接示意如图 7 所示。

(7) 防渗墙与堆石（砂砾石）坝混凝土面板的连接方式一般有两种：①水平趾板连接型，即通过趾板、单块或多块连接板与防渗墙水平连接；②垂直趾板连接型，即水平趾板直接坐落在防渗墙顶或通过重力墙、连接梁坐落在防渗墙顶。无论何种连接方式，均要满足防渗墙与混凝土趾板或面板变形协调的运行要求。防渗墙与趾板、防渗墙与连接板、连接板与趾板之间均应设置柔性变形缝，缝底部一般设铜止水，顶部设柔性止水，缝顶填充止水材料。

(8) 土工膜防渗近年发展迅速，较多中低土石坝采用土工膜

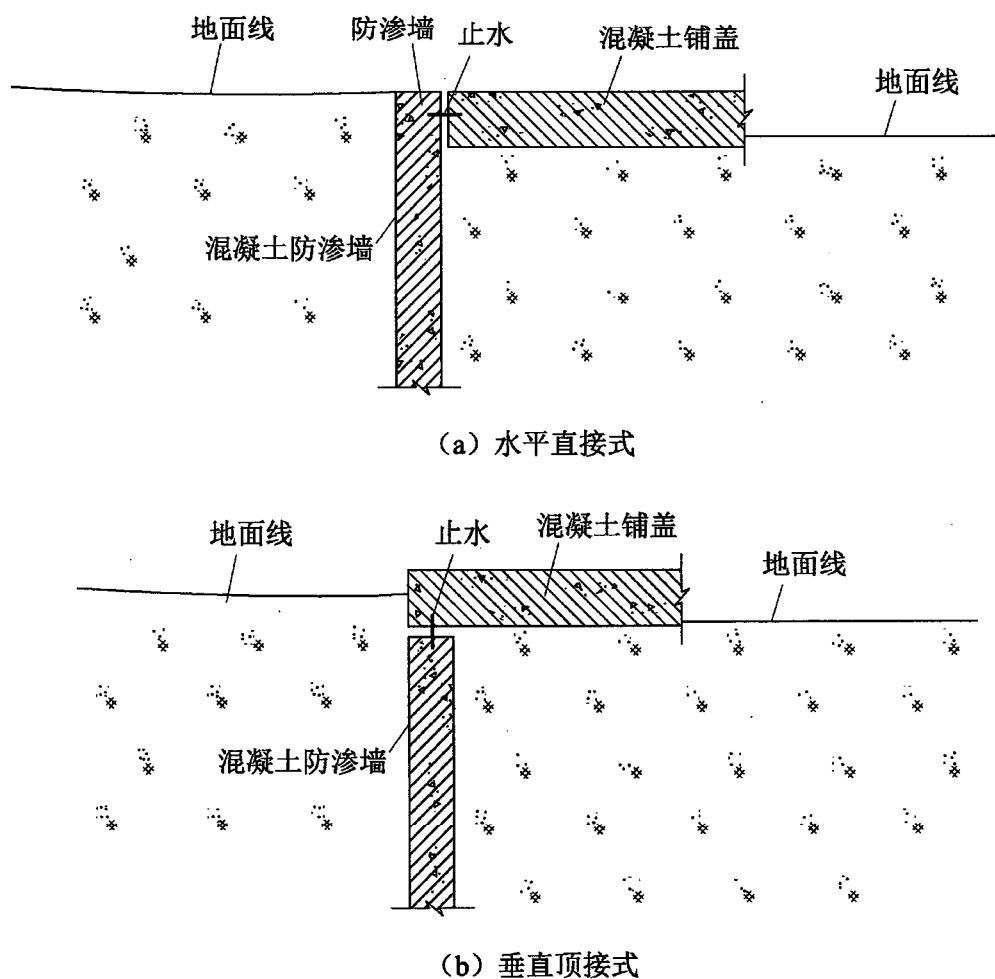


图 6 防渗墙与混凝土铺盖连接示意图

作为防渗心墙。坝基防渗墙与防渗心墙土工膜连接形式如图 8 所示。防渗墙与土工膜的连接，设计需采取可靠的措施，防止土工膜拉断。

6.3.3 深厚覆盖层中防渗墙与下部帷幕的连接往往是防渗体系的薄弱环节，尤其是在防渗墙不能完全封闭覆盖层且需在墙底设置灌浆帷幕的情况下（即覆盖层中的“上墙下幕”），墙幕连接部位由于其埋深大、承受水头高、地质条件复杂，一旦处理不当，其补救措施很难实施。因此，防渗灌浆帷幕与防渗墙之间必须设搭接段，以防止“上墙”与“下幕”结合部位发生渗透破坏。一般采取的方法是使防渗墙底部嵌入灌浆帷幕一定深度，使下部灌浆帷幕紧紧包住防渗墙底部，形成一个统一的防渗体，达到减少

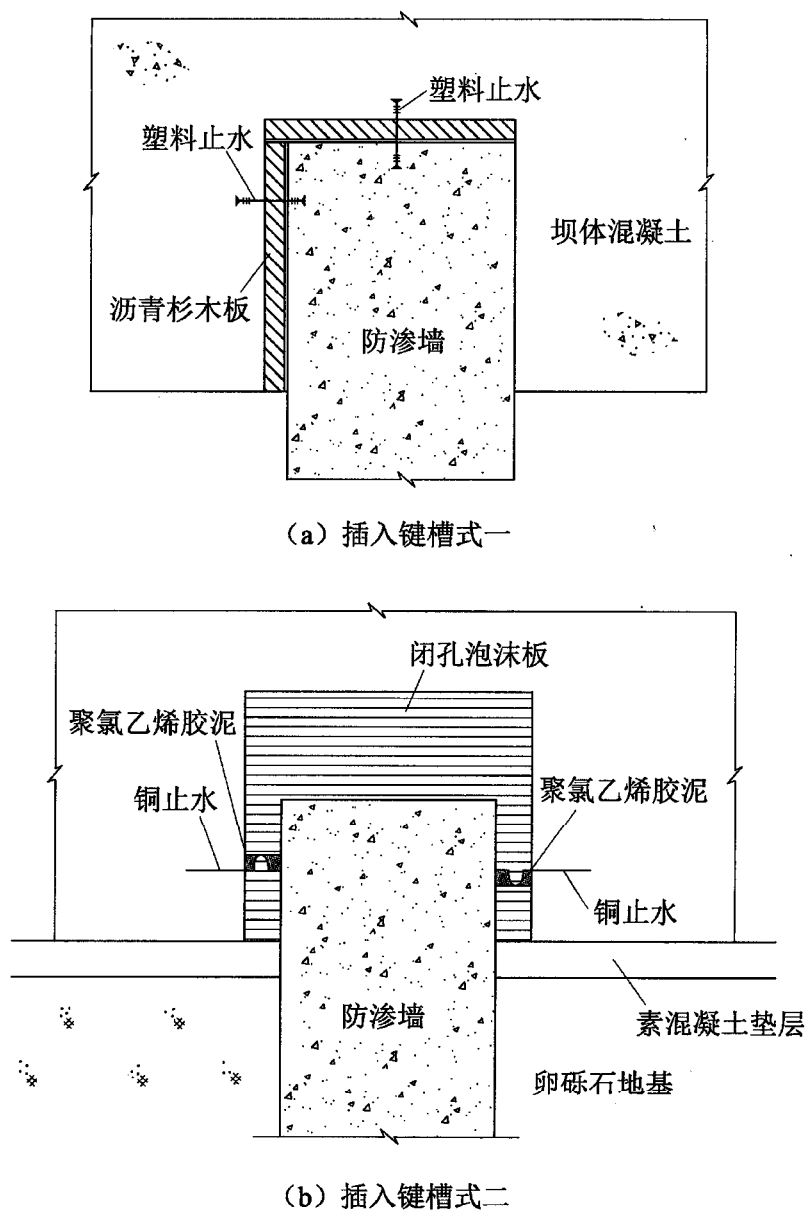


图7 防渗墙与闸坝底板结构混凝土插入键槽式
连接示意图

渗漏的目的。具体做法为：待上部防渗墙和墙下帷幕灌浆（一般是通过墙内埋管或钻孔）施工完毕后，在防渗墙上、下游两侧各施工1排（或多排）灌浆孔至墙下灌浆帷幕底线，自防渗墙与灌浆帷幕的结合处（也就是防渗墙底部）以上5~10m开始灌浆，直至帷幕底线。上、下游两侧的帷幕灌浆孔可在建基面施工，也可在设置的灌浆或监测廊道内施工。例如，新疆下坂地水库坝基

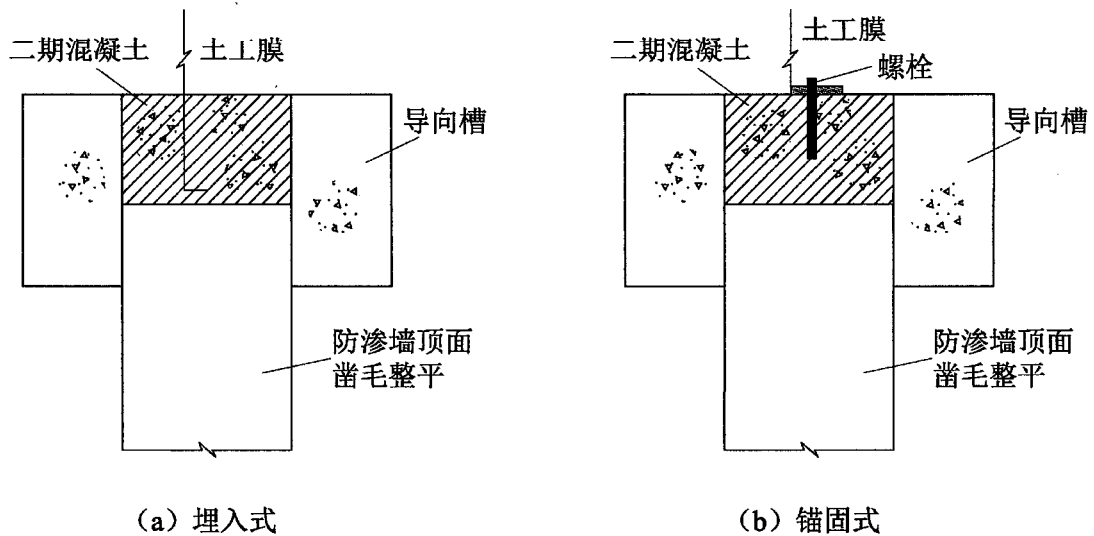


图 8 坝基防渗墙与防渗心墙土工膜连接形式示意图

冰碛砂砾石覆盖层最大厚度超过 150m，设计采用上部 85m 防渗墙下接帷幕灌浆的形式来实现全断面截断坝基渗流，灌浆帷幕设 4 排，防渗墙内埋管灌浆 1 排，墙前布置 1 排帷幕灌浆，墙后廊道内布置帷幕灌浆 2 排。第 1 排、第 3 排、第 4 排帷幕灌浆起灌高程 2822m，防渗墙底高程 2812m，帷幕搭接段长度 10m。下坂地防渗墙与帷幕搭接示意如图 9 所示。

6.3.4 有的工程防渗墙嵌入完整基岩，有的工程防渗墙嵌入弱风化基岩，具体应根据工程防渗要求结合地质条件综合确定，不能一概而论。

6.3.5 根据工程需要，防渗墙相邻部分采用其他防渗形式，如水泥帷幕灌浆或高喷灌浆。对于此类情况，两种不同防渗形式之间必须连接可靠，防止形成集中渗漏通道。防渗墙与其他防渗体连接形式如图 10 所示。

低水头条件下，防渗墙与混凝土建筑物连接时，可采取先预留槽孔后浇筑混凝土的方式进行连接，如图 11 所示。高水头条件下，可加设止水带进行接头防渗。

防渗墙拐点处可能造成较大的应力集中，对重要工程、地质条件复杂或水头较高的工程，防渗墙拐点附近视工程需要进行局部加固处理。例如，有的工程在拐弯点采用高喷或混凝土桩、短

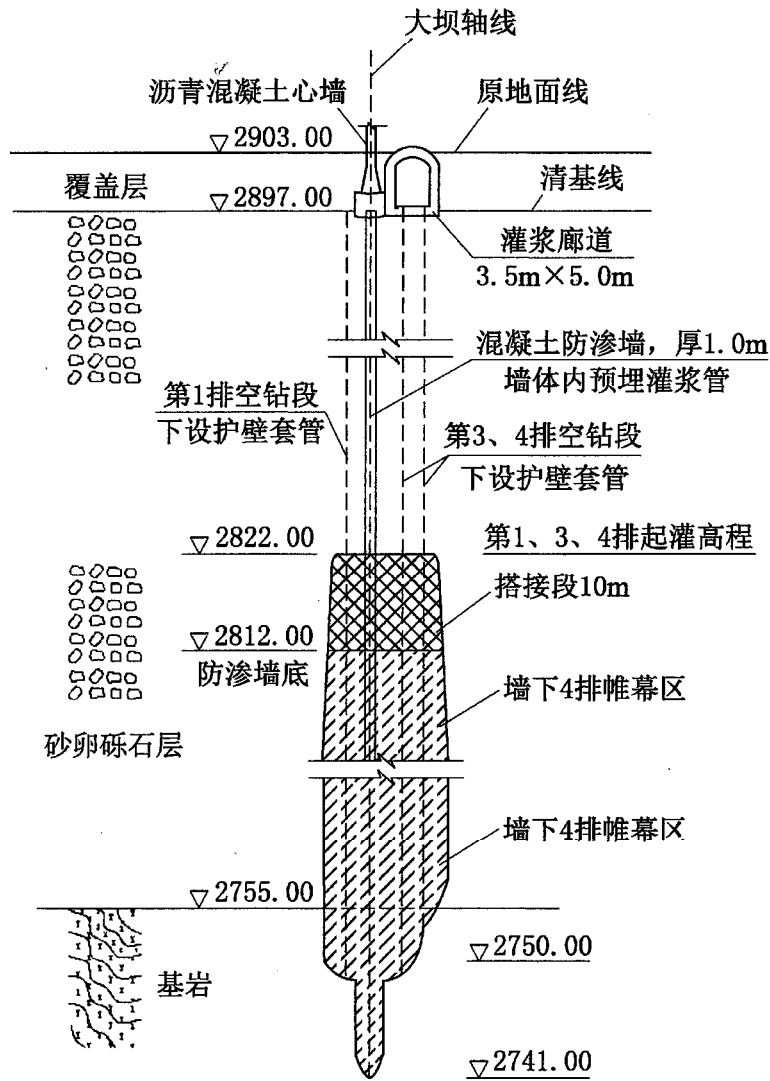


图9 下坝地防渗墙与帷幕搭接示意图 (高程单位: m)

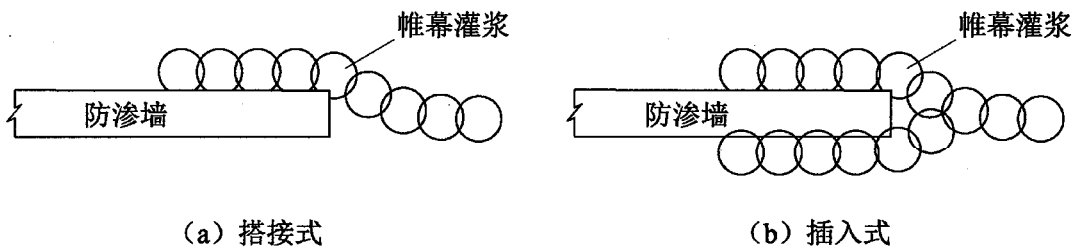


图10 防渗墙与其他防渗体连接形式示意图

墙进行支撑, 也有的工程在接缝上游侧补贴一段新墙, 还有的工程在接缝迎水面采用高压喷射灌浆或水泥灌浆进行处理。

6.3.6 参考相关国内外资料, 并结合工程实例, 提出本规定。

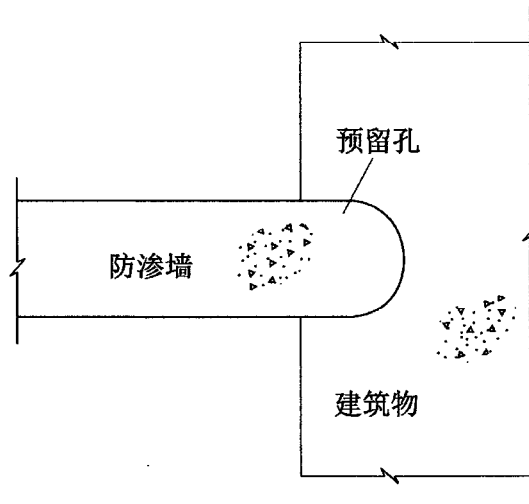


图 11 预留槽孔后浇筑混凝土的连接示意图

钢筋笼外应有足够厚度的保护层，除了为防止钢筋被侵蚀，也是为了留有足够的流散净宽，以有利于混凝土扩散，保证浇筑质量。

6.4 高喷防渗墙








6.4.1 高喷防渗墙的布置以及深度、墙厚等结构设计原理与混凝土防渗墙基本相同，因此参照混凝土防渗墙相关规定执行。

6.4.2 高喷墙体的渗透系数、抗压强度与多种因素有关，其渗透破坏比降不易准确确定，有资料提出破坏比降为 200~500，允许比降 50~100，此处供设计墙厚时参考。有条件时，宜通过试验确定。

6.4.3 高喷墙体的渗透系数、抗压强度与地质条件、孔距和布置方式、材料选择、施工工艺等多种因素有关，正文表中数据提供了一个范围供设计参考。

6.4.4 高喷墙的孔、排距布置受水文地质条件、布置形式以及高喷体（旋喷、摆喷、定喷形成的桩柱体或墙段）的直径或长度范围等多种因素影响。宏观分析，细粒土地层孔距可较大，粗粒土地层的孔距应较小。同时，高喷体（旋喷、摆喷、定喷形成的桩柱体或墙段）的直径或长度范围难以准确定量，从而导致孔、

表 10 高喷防渗墙常用的孔距和布置方式

编号	名称	图例	孔距/m	厚度/cm	特点
1	旋摆直线型		1.6~2.5	10~30	便于连接, 稳定性好
2	微摆型		1.6~2.2	20~40	连接可靠, 墙厚
3	折线型		1.6~2.5		蜂窝状, 便于连接
4	直摆型		1.6~2.2	20~50	便于连接
5	摆定型		1.6~2.5	10~40	连接结构稳定性好
6	柱列型		0.8~1.4	20~40	套接可靠性差
7	板柱型		1.4~2.0	>10	便于连接、结构稳定性好

排距设计时盲目。目前比较可行的方法多是通过现场试验和工程类比加以确定。根据国内若干高喷墙工程实例，旋喷、摆喷结合的直线型布置孔距一般为 1.6~2.5m，微摆型孔距一般为 1.6~2.2m，折线型孔距一般为 1.6~2.5m，直摆型孔距一般为 1.6~2.2m，摆定型孔距一般为 1.6~2.5m，柱列型孔距一般为 0.8~1.4m，板柱型孔距一般为 1.4~2.0m。几种常用的孔距和布置方式见表 10。

表 11 为一些工程的经验资料，可供初定旋喷桩的直径时参考选用。

表 11 旋喷桩的直径

土 质		单管法/m	双管法/m	三管法/m
粉土和 粉质黏土	$0 < N < 10$	0.7~1.1	1.1~1.5	1.5~1.9
	$10 \leq N < 20$	0.5~0.9	0.9~1.3	1.1~1.5
	$20 \leq N < 30$	0.3~0.7	0.7~1.1	0.9~1.3
砂土	$0 < N < 10$	0.8~1.2	1.2~1.6	1.6~2.0
	$10 \leq N < 20$	0.6~1.0	1.0~1.4	1.2~1.6
	$20 \leq N < 30$	0.4~0.8	0.8~1.2	1.0~1.4
砂砾	$20 \leq N < 30$	0.4~0.8	0.8~1.2	1.0~1.4

注：N 为标准贯入击数；摆喷及定喷的有效长度为旋喷桩直径的 1.5 倍左右。

6.4.5 根据工程需要和地质条件，高压喷射灌浆可采用旋喷、摆喷、定喷三种形式，每种形式可采用三管法、双管法和单管法。定喷和小角度摆喷适用于粉土和砂土地层，大角度摆喷和旋喷适用于各种地层。承受水头较小的或历时较短的高喷墙，可采用摆喷折接或对接、定喷折接形式。在卵（碎）砾石地层中，深度小于 20m 时，可采用摆喷对接或折接形式；深度为 20~30m 时，可采用单排或双排旋喷套接、旋摆搭接形式；当深度大于 30m 时，宜采用两排或三排旋喷套接形式或其他形式。高喷防渗墙的常见结构形式如图 12 所示。

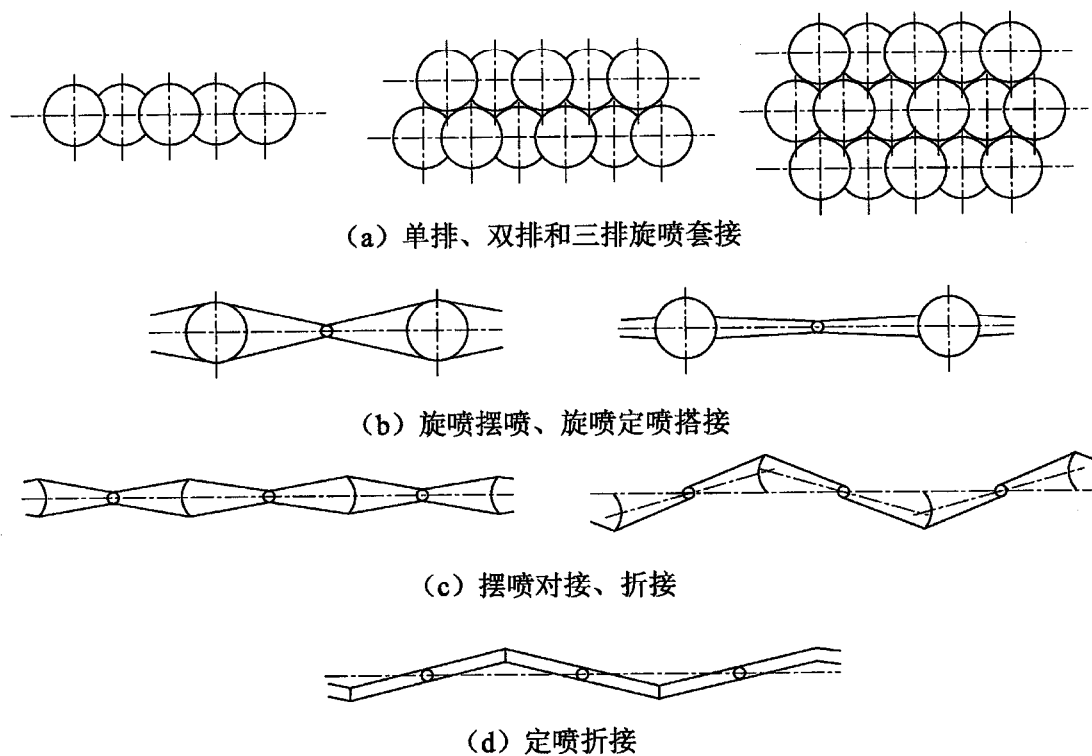


图 12 高喷防渗墙常见结构形式

6.5 水泥土搅拌防渗墙

6.5.1 水泥土搅拌防渗墙的布置以及深度、墙厚等结构与混凝土防渗墙、高喷墙基本类似，设计时可参照混凝土防渗墙与高喷墙的相关条款执行。水泥土搅拌墙在堤防、土坝等低水头建筑物防渗工程中应用较为普遍，其布置一般多沿建筑物的防渗体轴线或平行建筑物轴线布置。堤防、土坝等水工建筑物承受的水头相对较低，建筑物级别与工程重要性低，设计人员往往容易忽视水泥土搅拌防渗墙与上部防渗体的衔接设计，本条对此予以强调。

6.5.2 水泥土搅拌防渗墙主要适用于粉质黏土、粉土、砂土、素填土等土层地基，一般不存在伸入到基岩的情况，因此，本条明确若采用封闭式，防渗墙宜伸入不透水土层一定深度。根据类似工程经验及施工工艺水平，水泥搅拌防渗墙深度一般不大于 30m，墙深 5~15m 较为常见。由于其深度不大，多采用封闭式防渗，若确需采用悬挂式，墙深宜根据地质条件、渗流计算成

果、施工条件等综合确定。

6.5.3 水泥土搅拌防渗墙的渗透比降难以准确把握，根据类似工程经验，提出允许比降 30~80，供设计墙厚时参考。例如，江苏徐州湖西大堤采用水泥土搅拌桩防渗，墙体承受水头 4.2m，设计墙深 8m，允许比降取为 80，计算墙厚 54mm，选用桩径 0.22m；江苏省镇江凌塘水库主坝采用水泥土搅拌墙防渗，承受水头 3.5m，允许比降取为 30，计算墙厚 0.12m，取有效厚度 0.30m，选用单桩直径 0.40m；湖北某泵站明挖深基坑采用水泥土搅拌防渗墙止水，计算作用水头 12m，允许比降取为 50，选用单桩直径 0.60m。

6.5.4 桩间距的选择与有效墙厚、桩径、成墙工艺、施工方法等密切相关。一般来说，由于需要考虑桩与桩之间的搭接，桩间距比桩径要小，例如：广州地铁三号线大汉区间明挖段基坑采用水泥土搅拌防渗墙止水，选择 0.6m 的桩径，取桩间距 0.45m，桩与桩之间搭接 0.15m，墙厚 0.4m。此处对桩间距的布置仅给出了原则性的规定，具体应参考类似工程经验，根据有效墙厚、渗透系数等指标要求，结合地质条件、成墙工艺综合确定。

6.5.5 一般情况下，水泥土搅拌防渗墙的固化剂宜优先采用普通硅酸盐水泥，水泥浆液中的水泥掺量多为 5%~20%（占天然土重的百分比），黏性土中水泥掺量可取 5%~12%，砂性土中水泥掺量可取 10%~20%，水灰比 1:0.4~1:1.0。水利工程中搅拌防渗墙掺用石灰或单纯采用石灰作为固化剂的应用实例相对较少，实际应用时宜根据土层颗粒组成、pH 值、有机质含量、酸碱度、气温、施工条件等通过试验综合确定石灰掺量配比。大多数情况下，水泥土搅拌防渗墙不需要掺入外加剂，若确实需要，其品种和掺量均应通过试验确定。

6.5.6 搅拌防渗墙与高喷防渗墙的连接构造要求基本类似，为避免重复，搅拌防渗墙与其他防渗体的连接及墙体之间的搭接参照高喷墙相关条款执行。

7 挖填置换

7.1 一般规定

7.1.2 地基与上部结构之间的相互关系，不宜单从地基处理方面来满足上部结构要求，应通过研究论证，采取措施使上部结构与地基相互协调和适应。根据国内外岩土地基上水工建筑物地基处理经验，处理后的地基应符合承载能力、抗滑稳定、变形稳定、抗渗性等要求。

7.1.3 规模较大、性状差的工程地质缺陷，其对水工建筑物安全影响较大，应进行专门的设计。如：三峡大坝左厂1号~5号坝段坝基发育缓倾角结构面，存在深层滑动稳定问题，其处理方案除采用传统刚体极限平衡法进行分析外，同时还采取有限元数值分析、地质力学模型试验等多种方法进行论证。

7.2 断层破碎带与软弱层带挖填置换

7.2.1 本条阐明了水工建筑物岩石地基范围内断层破碎带或软弱层带采用挖填置换处理时应考虑的主要因素。为保证地基处理效果，必要时挖填置换还可与其他处理措施（如固结灌浆、锚固等）相结合实施。

7.2.2 强调按断层破碎带组成物性质及其对地基的强度、压缩变形的影响程度来决定处理方式，如断层破碎带组成物主要为硬性构造岩，对地基的强度和压缩变形影响不大时，适当挖至较完整岩石；若组成物以软弱的构造岩如糜棱岩、断层泥为主，对地基的强度和压缩变形有一定影响时，则挖除后用混凝土塞加固；断层破碎带规模较大或交汇带，组成物主要为软弱或夹泥岩，对地基的强度和压缩变形影响较大，应经专门研究后加以处理。目前国内普遍使用有限元法计算各种不同产状和组成物的断层破碎带的强度和变形，找出最危险的部位，通过多种方案比较后提出

合理经济的处理方案。

7.2.3 软弱层带处理措施国内积累了很多经验。桓仁坝4号坝段坝基下 $15^{\circ}\sim 20^{\circ}$ 倾向下游的第9层内有3~4层厚0.1~1.0cm的浅绿色亚黏土结构面，第10层内的三层同类结构面累计厚30cm，两结构面采用洞挖回填混凝土，均满足抗滑稳定要求。天生桥二级溢流坝上游齿墙深8m，明挖最大深度控制在13.5m以内。安康中、表孔坝段坝基深部的缓倾角断层破碎带沿 f_{1b} 软弱层带设 $2\text{m}\times 3\text{m}$ 、 $4\text{m}\times 5\text{m}$ 抗剪混凝土洞塞。

7.2.4 大体积的混凝土塞、齿墙或混凝土洞塞，混凝土温度的升降使混凝土易与周围岩体脱开或产生内部裂缝，影响接触面的抗剪指标。置换混凝土必要时可配筋，体积较大的混凝土结构需布设冷却系统，混凝土周围要进行必要的固结灌浆和接触灌浆处理，并埋设相应的监测仪器。

7.3 岩溶挖填置换

7.3.1 本条阐明了水工建筑物岩石地基范围内岩溶挖填置换处理应考虑的问题。水工建筑物地基的岩溶处理，我国广西、湖南、云南、贵州、四川、湖北等省（自治区）积累了许多经验。归纳为铺（黏土铺盖或混凝土护面）、堵（混凝土或浆砌石封堵洞穴）、截（混凝土截渗墙）、灌（灌浆）、导（排水排气）等项措施。挖填置换为岩溶处理的主要措施之一，必要时可与其他处理措施相结合。

7.3.2 不同水工建筑物，地基岩溶埋深、规模等不同，其处理方法也各有不同，可根据条件选用适当措施处理。地基岩溶灌浆材料种类也较多，可视情况选用纯水泥浆、水泥砂浆、水泥黏土浆、水泥粉煤灰浆等，必要时可通过大口径钻孔灌注高流态细骨料混凝土等。

对规模较大的溶洞溶槽应视其对建筑物的影响和危害进行分析研究后提出专项处理设计。如：构皮滩坝基K280溶洞采取“立体分层、平行追踪”方式追挖、“分序、分期”方式置换混凝

土、洞壁辅以固结、接触灌浆等综合措施；乌东德 K_{25} 岩溶斜井（体积约 37 万 m^3 ）采取“顶部溶蚀洼地封闭、坝顶高程以下岩溶斜井分层开挖、分层回填混凝土、分层灌浆”的处理方案；西流溪水库溶腔封堵采取“级配块碎石充填、水下自密实混凝土浇筑、后期灌浆补强”的处理方案等，均取得了较好的效果。

7.3.3 岩溶处理中回填大体积混凝土时，混凝土易与洞周岩体脱开，影响回填体的联合受力。

7.3.4 应根据地质勘探资料对岩溶水的发育特征进行预估，在岩溶追挖时进行合理的引排，防止突发涌水突泥等事故。

7.4 特殊土挖填置换

7.4.1 水工建筑物地基中涉及到特殊土置换的包括水电站厂房、碾压式土石坝、水闸、泵站、堤防、渠道。SL 266《水电站厂房设计规范》第 5.4.4 条中规定对地基中可能发生液化的土层可采用换填措施进行处理。SL 274《碾压式土石坝设计规范》6.4 节中规定对判别可能发生液化的土层，也挖除、换土。软黏土坝基的处理措施，宜挖除。湿陷性土地基宜采用挖除、翻压、强夯等方法，消除其湿陷性。SL 265《水闸设计规范》第 8.4.4 条规定对于地基中的液化土层，可采用挖除置换等方法。GB 50265《泵站设计规范》6.4 节规定对于泵房地基中可能发生“液化”的土层宜挖除。当该土层难以挖除时，宜采用振冲或强夯法等处理措施。泵房地基为湿陷性黄土地基，可采用换土垫层法，泵房基础底面下应有必要的防渗措施。泵房地基为膨胀土地基，可将膨胀土挖除，换填无膨胀土料垫层。GB 50286《堤防工程设计规范》第 6.2.2 条规定地基中浅埋的薄层软黏土宜挖除。当厚度较大难以挖除或挖除不经济时，可采用铺垫透水材料加速排水和扩散应力。SL 18《渠道防渗工程技术规范》第 6.7.1 条规定软弱地基，可采用置换法处理。换填砂砾石时，压实系数不应小于 0.93；换填土料时，大型、中型渠道压实系数应不小于 0.95，小型渠道应不小于 0.93。

挖填置换特殊土层的厚度不宜大于 3m，置换厚度太大，开挖和回填的工程量相应增大，致使工程造价上升，具体采用何种方案，应进行技术经济比较后确定。

对于液化砂土，挖填置换主要消除地基的液化可能性。当厚度在 1~3m 时，应全部挖填置换。厚度大于 3m 时，挖填置换不经济，如在表层换填垫层，仍然不能完全解决地基的液化问题。因此当水工建筑物地基液化砂土层的厚度大于 3m 时，应采用其他方法。

对于软黏土，挖填置换主要用于减小地基的变形，增加地基的稳定性。当软土层厚度 1~3m 时，应全部挖填置换。当软土层厚度较大时，可将基底一定深度的软弱土层挖掉，用密实的土或砂等材料回填并夯实，使满足水工建筑物沉降和稳定的要求。

对于膨胀土，换填无膨胀性土料垫层厚度可依据当地大气影响急剧层的厚度，或通过胀缩变形计算确定，可采用 1~3m。南水北调中线工程很多地方采用 1m 换填；对于膨胀性较低的弱膨胀土来说，换填厚度为 1m 足够，因此本条规定换填厚度为 1~3m。

对于湿陷性土，挖填置换主要用于消除地基的湿陷性。当厚度大于 3m 时，挖填置换不经济，如在表层换填垫层，仍然不能完全解决地基的湿陷性。因此当水工建筑物地基湿陷性土层的厚度大于 3m 时，应采用其他方法。

7.4.2 特殊土挖填置换不但要满足水工建筑物对地基稳定、变形和渗流的要求，而且要做到经济合理，因此挖填置换设计主要内容包括计算垫层的厚度和宽度、确定换填材料、确定垫层的密实度要求、核算垫层及垫层下地基的稳定性以及复核地基沉降量等。同时部分水工建筑物（如水工挡土墙、涵闸）有防渗的要求，采用砂垫层、碎石垫层作为换填材料时，在防渗方面引起了不良影响，水通过砂垫层极易从上游渗漏到下游，因此换填砂垫层后，往往要打板桩或采取其他的措施保证渗流安全。例如，江苏的一些涵闸工程采用板桩防止水流向砂垫层渗漏，砂垫层的宽度须限制在板桩范围以内。现有的涵闸也有采用部分黏性土垫层

防渗，即按照防渗要求在闸基上下两侧筑防渗垫层。

换填料可选择黏土、粉质黏土、灰土、砂石（密砂、碎石、砾石）、水泥土等。黏性土垫层不应含有杂草、树根等有机质，易溶盐含量不应大于 8%，以保证黏性土垫层在水中的稳定性。土料中的黏粒含量不应超过 60%，以便土料具有良好的压实性。粉质黏土垫层材料的有机质含量不得大于 5%。砂石垫层材料宜选用碎石、卵石、角砾、圆砾、粗砂、中砂或石屑，级配应良好。当使用粉细砂或石粉时，应掺入不少于总质量 30% 的碎石或卵石。砂石的最大粒径不宜大于 50mm。

根据水工建筑物不同的使用条件垫层材料应有所限制。对于湿陷性黄土或膨胀土地基，不宜采用砂石材料，主要是避免水分浸入。当水体或垫层以下的土层有侵蚀性时，垫层材料还需保证其强度和耐久性等。

8 强夯与强夯置换

8.1 一般规定

8.1.1 强夯法是反复将夯锤（质量一般为 10~40t，目前国内最大的 75t）提到一定高度使其自由落下（落距一般为 10~30m），给地基以冲击和振动能量，提高地基土的密实度、强度、均匀性和承载力并降低其压缩性和渗透性，消除湿陷性，提高抗液化能力，改善地基性能。工程实践表明，强夯法加固后的地基土干密度可达 $1.60\text{g}/\text{cm}^3$ ，压缩模量可提高 2 倍以上，承载力可提高 1 倍以上，有效地提高地基抗地震液化的能力。强夯法经济高效、节能环保、适用土类广，我国自 20 世纪 70 年代引进此法后，迅速在全国推广应用。

有些土（我国主要是黄土）在一定的压力作用下受水浸湿，土的结构迅速破坏而产生显著附加下沉，称为土的湿陷性。湿陷性土可分为自重湿陷性土和非自重湿陷性土。强夯法处理湿陷性土层的厚度一般为 3~12m，当土的饱和度大于 60% 时，则不宜采用。水工建筑物地基强夯与强夯置换的适用条件见表 12。当地基有防渗要求时，还应配合采用板桩或连续墙围封等措施，如对建于深厚覆盖层上的土石坝，结合土石坝抗震和控制不均匀沉降要求，采用强夯法对地基进行加固以提高其承载能力，减小坝基变形；在此基础上还需要对覆盖层地基进行防参加固，包括河床和两岸岸坡的防渗和加固处理、两岸沿上游方向山体的防渗处理等。

(1) 清江水布垭水利枢纽工程位于湖北省恩施州巴东县境内。为保证大坝上游坝坡稳定、减小坝体变形，挖除紧邻趾板下游 150m 范围内的河床覆盖层和坝子沟出口处分布的洪积扇以及桩号 K0+65m~K0+165m 靠近右岸的透镜体，其余部位覆盖层以及左岸砂卵砾石层予以保留。砂卵砾石层保留区长约 370m，占大坝填

筑底宽 60%，宽 55~65m，面积约 1.65 万 m²，砂卵砾石层厚度 7~10m，体积约 14 万 m³。为减小覆盖层的变形量，对保留区河床砂卵石覆盖层进行强夯处理。强夯加固前砂卵砾石层平均天然密度为 2.15g/cm³，平均干密度为 2.07g/cm³，含水量为 2.46%~5.64%，含砂量为 2.9%~9.0%，超重型动力触探试验承载力为 300kPa，天然旁压模量为 7~9MPa，渗透系数在 10⁻¹~10⁻²cm/s 量级。强夯设计参数见表 13。

表 12 水工建筑物地基强夯与强夯置换的适用条件

处理方法	适用地基	适用水工建筑物
强夯	碎石土、砂土、低饱和度的粉土、粉质黏土、湿陷性土等	土石坝、水闸、泵站地基、堤防、水工挡土墙、渠道
强夯置换	高饱和度的粉土、软塑~流塑的黏性土等	心墙坝、泵站

表 13 强夯设计参数

处理深度/m	<3	3~6	6~9	9~12	≥12
夯锤重量/kN	150	150	150	150	150
落距/m	5	10	15	20	20
夯击遍数	4	8	8	8	12

强夯后砂卵砾石层的平均干密度达 2.19g/cm³ 以上，承载力达 680kPa 左右，浅部旁压模量大幅提高，浅部透水性变弱，达到设计要求。

(2) 宁夏海原县新区供水工程南坪水库的大坝为碾压式均质土坝，最大坝高 35m，坝顶长 495m，坝顶宽 8m。坝基左岸阶地低液限黏土土层厚度 7.5~14.0m，呈微红色、土黄色，坚硬状态，具层理，大孔隙发育，属Ⅲ~Ⅳ级湿陷性黄土，采用强夯法处理。整个坝基划分为 A~G 区共 7 个强夯区，各区强夯按照“从低到高，夯后即填”的原则施工，通过强夯试验确定的强夯施工技术参数，正三角形布置夯点，夯点间距 4m，夯锤质量 23.5t，

第一遍夯击为主夯，夯锤落距 18m，夯击能 4000kN·m，每个夯点平均夯实 10~12 击，以最后 2 击沉降量小于 5cm 为结束标准。第一遍夯击结束 1 周后开始第二遍夯击，第二遍夯击同为主夯，夯击能 4000kN·m，夯点布置在第一遍夯点之间，施工控制标准同第一遍夯击。第二遍夯击完成后，间隔 2 周进行第三遍低能满夯，夯击能 1000kN·m，满夯采用重锤低落距夯击，锤印搭接满夯 2 周后，现场检测土层干密度，夯后坝基 8m 深处土体干密度由夯前的 1.40~1.57g/cm³ 提高至全部大于 1.70g/cm³，黄土坝基湿陷性全部消除。

山西省横泉水库、河南西段村水库、引黄南干线呼延调节水库以及火电厂灰渣坝等均采用强夯法处理湿陷性黄土坝基，取得良好效果。

(3) 新疆昌吉州西沙河水库位于三屯河下游支流西沙河上，大坝坝基表层普遍存在大孔隙结构疏松软弱层，厚度达 1.0~6.0m，孔隙比为 0.93~1.35，属中压缩性土，具有中等湿陷性，天然地基承载力为 80~100kPa，需进行坝基处理，以达到消除湿陷、降低坝基渗透性及提高大坝抗滑稳定性的目的。西沙河水库坝基处理方案的原则是浅层处理，通过技术经济比较后采用强夯法进行处理。夯后检测结果表明：经过强夯处理的坝基土在 4~6m 深度范围内，其干密度从夯前的 1.3~1.5g/cm³ 提高到 1.5~1.7g/cm³；强夯加固后坝基土渗透系数为 $1.12 \times 10^{-7} \sim 8.01 \times 10^{-5}$ cm/s。坝基各项指标达到设计要求。

(4) 苗家坝混凝土面板堆石坝坝基覆盖层厚 44~48m，自上而下为：①淤积层厚 2~4m；②砂卵砾石层厚 6~20m；③砂卵砾石层厚 12~15m；④含块碎石的砂卵砾石层厚 5~10m。采用 40t 夯锤，8000kN·m 夯击功能对坝基进行处理，强夯后夯点的平均沉降达 63.7cm，场地平均高程从夯前 698.0m 下降为 697.45m，平均沉降 55cm，地基承载力从夯前 719kPa 提高到 851kPa。

8.1.2 强夯置换法是在夯坑内回填块石、碎石等粗颗粒材料，

用夯锤连续夯击形成密实置换墩，适用于处理土层厚度较小、地层较均匀的高饱和度粉土、软塑~流塑的黏性土地基。

乌拉盖水库位于内蒙古锡林郭勒盟乌拉盖河中上游，除险加固时在溢洪道下游建一个长 354m、宽 100m、高 24m 的大坝。根据地质资料，坝基范围内连续分布有沼泽、冲积的淤泥质土、泥质细砂层，厚度 1.7~8.0m，灰黑色有机质含量高，孔隙比大于 1，天然含水量大于液限，压缩性高。为了有效地解决地基土的压缩性高、抗剪强度低、承载力低等不利因素，采用强夯块石墩方法对地基进行加固。夯锤直径 1.2m，夯击能为 1500~4000kN·m，置换墩设计长度为穿越淤泥层进入下卧持力层，置换墩间距为 2.0~3.0m，按等边三角形布置。强夯置换后检测结果表明：墩体承载力容许值为 399~526kPa，单墩复合地基承载力容许值为 345~476kPa，坝基加固效果良好。

8.1.3 当场地地下水位高时，强夯施工可能产生夯坑积水、地基局部液化、橡皮土等现象，影响夯实效果，因此应先结合降水进行处理，目前多采用井点降水等措施先降低地下水位，然后再进行强夯。

8.1.4 水工建筑物的荷载在地基中的应力传递呈一定的规律向下扩散，因此在进行夯击点布置时，应考虑水工建筑物荷载分布，要求地基中的附加应力在扩散范围内均小于土层的地基允许承载力。地基处理面积应大于建筑物基底面积，一般采取外扩 1~2 排夯击点的方式，或在基底每边向外扩大设计要求处理深度的 1/3~1/2，且不少于 3m。

试验研究和计算分析表明，液化往往最先发生在基底下外侧的区域。因此针对可液化地基，强夯处理范围应参考 GB 50011《建筑抗震设计规范》的规定，扩大范围应超过基底下可液化土层厚度的 1/2，并不应小于 5m。

对湿陷土地基，强夯处理范围应符合 GB 50025《湿陷性黄土地区建筑规范》的规定，其处理范围应大于水工建筑物基底面积，超出水工建筑物基底外缘的宽度，每边不宜小于处理土层厚

度的 1/2，且不应小于 2m。

8.2 强 夯

8.2.1~8.2.8 强夯设计包括夯击范围、有效加固深度、夯点布置及间距、单击夯击能、单点夯击数、夯击遍数、前后两遍夯击间歇时间等内容。

8.2.1 强夯的有效加固深度既是反映强夯地基处理效果的重要参数，又是设计强夯处理方案的重要依据。实际影响强夯有效加固深度的因素很多，除了夯锤质量和落距，还包括地基土性质、不同土层厚度及分布、地下水位埋藏深度等，目前尚无一套成熟的理论计算方法。因此，优先推荐采用现场试夯或地区经验确定有效加固深度。

在缺少试验资料或经验时，强夯的有效加固深度可采用以下经验公式估算：

$$h_0 = \alpha_d \sqrt{Mh_d} \quad (1)$$

式中 h_0 ——强夯的有效加固深度，m，从最初起夯面开始计算；

M ——夯锤重，t；

h_d ——落距，m；

α_d ——经验系数，可液化砂土地基、粉土地基可取 0.4~0.5；碎石土地基、粉质黏土地基可取 0.35~0.45；湿陷性土地基可取 0.20~0.50。

目前不同的规范、技术规程对于式（1）中经验系数 α_d 的取值存在差异。本标准采用 CECS 279—2010《强夯地基处理技术规程》的推荐值，对于可液化砂土地基， α_d 可取 0.4~0.5；碎石土地基、非饱和黏性土地基， α_d 可取 0.35~0.45；湿陷性土地基经验系数 α_d 可根据表 14 确定。

式（1）仅适用于单击夯击能小于 8000kN·m 的情况，对于单击夯击能大于 8000kN·m 的有效加固深度应通过试验确定。

表 14 湿陷性土地基的经验系数 α_d

粉土 ($I_p \leq 10$)		
I_L	α_d 取值范围	备 注
$I_L < 0$	0.35~0.45	I_p 小时取大值, I_p 大时取小值
$I_L > 0$	0.45~0.5	I_L 小时取小值, I_L 大时取大值
粉质黏土 ($I_p > 10$)		
I_L	α_d 取值范围	备 注
$I_L < 0$	0.20~0.30	I_L 绝对值大时取小值, I_L 绝对值小时取大值
$0 \leq I_L < 0.25$	0.36~0.45	I_L 小时取小值, I_L 大时取大值
$0.25 \leq I_L < 0.5$	0.45	

8.2.2 夯击点布置与夯实效果有直接的关系。夯击点位置可根据水工建筑物基底形状，采用等边三角形、正方形、等腰三角形进行布置。

8.2.3 夯点间距的确定，一般应根据地基土性质和处理深度确定。当要求处理深度较大时，第一遍的夯点间距不宜过小，以免夯击时在浅层形成密实层而影响夯击能向深层传递。此外，如果夯点的距离太小，容易造成夯锤歪斜或倾倒而影响夯实效果。第一遍夯击点间距可取夯锤直径的 2.5~3.5 倍。夯击能大时，夯点间距取大值；夯击能小时，夯点间距取小值。当需处理土层的深度接近强夯的有效加固深度时，第一遍夯点间距宜适当增大。

8.2.4 强夯过程中一部分能量用于夯实土体，使其产生垂直变形，另一部分则使土体产生横向压缩和挤出，当夯沉量小到趋于稳定值时，说明此时大部分能量不能起到压实土体的作用，此时对应的夯击次数为最佳夯击次数。对于不同地基，单点的夯击次数是强夯设计的一个重要参数，应通过现场试夯确定，根据现场

试夯得到的夯击次数和有效夯沉量关系曲线确定。最后两击的平均有效夯沉量是强夯设计质量控制的重要指标，它反映了强夯处理后地基的质量，不应大于本条的有关规定。同时夯坑周围地面不应发生过大的隆起，夯坑周围隆起量太大说明夯击效率低，夯击次数要降低。

8.2.5 夯点的夯击遍数与地基土性质密切相关。粗粒土的地基，夯击遍数可少一些；细粒土的地基，夯击遍数可多一些。对于大多数工程可以采用点夯 2~4 遍，最后以低能量满夯 2 遍，能够取得较好的夯击效果。表层地基是水工建筑物的主要持力层，因此满夯后可采用轻锤或低落距锤多次夯击、锤印搭接等措施。

8.2.6 对于渗透性好的粗粒土，可以连续夯击。对于渗透性差的细粒土，夯击后土体内会产生超孔隙水压力，因此两遍夯击应有一定的时间间隔，有利于孔隙水压力消散。土中超静孔隙水压力的消散速率和土类别、夯点间距，夯击能等因素相关。有条件时可在试夯前埋设孔隙水压力计，根据孔压消散时间确定两遍夯击之间的间隔时间。当缺少实测资料时，对于渗透性差的粉土和粉质黏土，两遍夯击之间的间隔时间不宜少于 3 周。

8.2.7 地基承载力容许值多用于水利、铁路、公路等行业，建筑行业也称为地基承载力特征值，他是指由现场静载荷载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。强夯地基载荷试验的承压板面积应按强夯处理深度确定。

8.2.8 强夯后地基变形计算应参考 GB 50007《建筑地基基础设计规范》的有关规定，采用分层总和法计算，其中强夯后地基土层的压缩模量会大幅提高，应通过室内土工试验或者原位测试确定。

8.3 强夯置换

8.3.1 强夯置换是在夯坑内回填碎石、砂砾石等粗颗粒材料，利用夯击能将地基土挤密或排开，多次填入和夯击碎石、砂砾石等粗粒料，最终形成密实的柱状墩体。与强夯不同，强夯置换中

夯击能是作为置换软弱土的手段。柱状的砂石墩体一般称为“置换墩”，如果置换墩底部仍存在软弱土，在较高的竖向应力作用下会产生较大的下沉，因此对黏性土等软弱土层，强夯置换墩应穿透软土层，对于深厚的饱和粉土、粉砂，强夯置换墩可不穿透该层。根据现有的强夯置换试验资料，强夯置换墩深度见表 15，一般小于 7m。

表 15 强夯置换墩深度

夯击能/(kN·m)	置换墩深度/m
3000	3~4
6000	5~6
8000	6~7

8.3.2 强夯置换夯击点位置可根据基础平面形状进行布置，可采用等边三角形、正方形、等腰三角形进行布置。

8.3.5 强夯置换处理时，地面不可避免会抬高，特别是在饱和黏性土中，隆起的体积可达填入体积的一半以上，因此强夯时要仔细记录并做出合理的估计，进而在试夯时校正起夯面高程和夯后整平高程。

8.3.6 强夯置换墩材料应选用质地坚硬、性能稳定、无腐蚀性和放射性危害的粗颗粒材料。强夯置换墩材料级配不良或块石过多过大时，均容易在墩中形成大的孔隙，在后续墩施工过程中使得墩间土挤入孔隙。因此，本条规定了置换墩材料中大于 300mm 的颗粒含量不宜超过材料总重量的 30%。

8.3.7 对于砂土、碎石土、粉土地基，强夯置换后的地基承载力宜考虑桩间土的贡献，按照复合地基进行设计，采用单墩复合地基静载荷试验确定其承载力容许值；对于黏土地基，不考虑桩间土的贡献，采用单墩静载荷试验确定地基承载力容许值。

8.4 强夯与强夯置换试验

8.4.1 目前国内强夯工程的夯击能已达到 18000kN·m，但还

没有一套成熟的设计计算方法。因此，规定在强夯和强夯置换前，应通过现场试验确定其适用性、处理效果和强夯参数。

强夯过程中，在夯锤落地瞬间，部分动能转换为冲击波，从而引起地表振动。这种振动的强度过大时，会引起地基和周围建（构）筑物的损伤和破坏，并产生振动和噪音等问题。在采用强夯法加固地基时，应采取一定的隔振措施（如挖掘隔振沟、钻设隔振孔等），以消除或减轻振动危害。由于软黏土在强夯过程中容易造成剪切破坏且难以恢复。因此，在有效夯实深度范围内，如夹有软黏土层，应尽可能采用其他地基加固方法。

8.4.2 强夯及强夯置换试验的目的是确定工程实际采用的各项强夯参数。根据初步确定的强夯参数，提出试验方案，进行现场试夯。应根据不同土质条件，待试夯结束一周至数周后，对试夯场地进行检测，并与夯前测试数据进行对比。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。在确定各项强夯参数后，还应根据试夯所测得的夯沉量，夯坑回填方式、夯前夯后场地高程变化，结合水工建筑物基底高程，确定起夯高程。强夯前场地高程宜高出基底高程。

9 预压排水固结

9.1 一般规定

9.1.1 预压排水固结处理是通过对地基土加载预压，使地基土体孔隙水排出，逐渐固结变形，降低地基土体含水率和压缩性，提高地基土体强度和承载力，减小工后变形。对于在持续荷载作用下体积会发生很大压缩，强度明显增长的土体，预压排水固结方法非常适用，比如淤泥质土、淤泥等饱和黏性土地基；当地基土层存在粉土、砂土等透水、透气层时，若采用真空预压方法，应采取确保膜下真空压力满足设计要求的密封措施。预压排水固结法对处理泥炭土、有机质土和其他次固结变形大的土类效果较差。预压排水固结方法可用于碾压式土石坝、堤防、水闸等水工建筑物的地基处理。

杜湖水库土坝坝高 17.5m，坝基表层有 11~13m 厚的淤泥质黏土层，抗剪强度为 15kPa，采用预压排水固结法（砂井）加固后，随坝体增高，坝基强度增长较快，当大坝填筑到 14m 高度时，坝基土的抗剪强度已增至 50kPa，满足了稳定要求。在浙江宁波、舟山和杭州湾等地，坝基软弱黏性土大多为海相沉积的软黏土（淤泥及淤泥质土），采用预压排水固结法已建成了不少堤坝，最高的坝高达 26m。

马来西亚槟城供水工程直落巴巷大坝为心墙土坝，最大坝高 58m，坝顶长度超过 600m，坝基为海相软弱黏性土，上、下游坝壳部位坝基采用砂井预压排水固结法进行加固处理，工程 1999 年完工，已安全运行 20 年。

利用砂井加速排水加固处理软土地基时，可结合坝脚镇压层，使地基软弱黏土的强度增长与大坝填土荷载的增长相适应，以保持坝体填筑时地基稳定。

9.1.2 预压排水固结方法分为堆载预压、真空预压、真空堆载

联合预压。真空预压适用于处理黏性土为主的软弱土地基。当水工建筑物的荷载超过真空压力且建筑物对地基的承载力和变形有严格要求时，应采用真空和堆载联合预压法。

预压排水固结设计需要的基本资料一般包括：场地使用要求、工期要求、场地的详细地质资料、土层分布、透水层位置、地下水类型及补给、土层先期固结应力、孔隙比与固结压力关系、渗透系数、固结系数、三轴试验抗剪强度指标等。固结系数可通过室内固结试验确定或已有沉降资料推算。对水平向和垂向渗透性相差较大的土层，宜分别测定水平向和垂直向固结系数。

9.1.3 重要工程，应预先选择代表性地段进行预压试验，通过试验区获得的竖向变形与时间关系曲线推算土的固结系数。根据变形与时间曲线可推算出预压荷载下地基的最终变形、预压阶段不同时间的固结度等，为卸载时间的确定、预压效果的评价提供依据。

9.1.4 加固区边线与周边建筑物、地下管线等距离较小时，在预压过程中，可能会影响周边建筑物，损坏地下管线，因此应采取相应保护措施，如隔离、挖沟等。

9.1.5 预压排水固结处理地基一般应设置水平和竖向排水系统。竖向排水系统包括塑料排水板、袋装砂井、普通砂井，其中砂井的砂料应采用中粗砂，黏粒含量不应大于3%。水平排水系统包括排水垫层、土工织物软体排等，其中砂垫层是最常用的水平排水系统，根据表层土质软弱程度，砂垫层厚度宜在50~150cm范围内选用。砂垫层宜采用中粗砂，含泥量不大于5%，渗透系数宜大于 1×10^{-2} cm/s，砂垫层的干密度应大于 1.5g/cm^3 。

当处理土层厚度不大或者含薄粉砂夹层，且固结速率能满足工期要求时，可不设置竖向排水体。对深厚软土地基，应设置竖向排水体。

9.2 堆载预压

9.2.1 为保证水工建筑物地基承载力和侧向稳定性，预压荷载

的范围应大于水工建筑物基底外缘的范围。海堤设计中预压荷载的范围以满足稳定和沉降要求为原则，一般布置在堤身下方荷载较大区域，应避免由于不同排水条件可能发生的不均匀沉降，同时还应满足内坡防渗要求。

9.2.2 塑料排水板的当量换算直径 d_w ，现有规范和参考资料提供了不同的建议值。SL 435—2008《海堤工程设计规范》附录 N 规定塑料排水带的当量换算直径 d_w 应根据其尺寸考虑 0.75 的换算系数。南京水利科学研究院的研究成果表明，计算塑料排水带的当量换算直径 d_w 宜考虑 0.85~0.90 的换算系数，但至今还没有统一的结论。公式 (9.2.2) 是国外学者 Hansbo 提出的，国内工程上也普遍采用，故在规范中推荐使用。普通砂井和袋装砂井的直径是根据现有工程实践经验确定，塑料排水板的宽度、厚度可参考 9.2.9 条文说明表 16 选用。

9.2.3 排水体的有效排水直径 d_e 的选择，应根据地基土的固结特性，预定时间内所要求达到的固结度以及施工影响等通过计算分析确定。根据我国工程经验并参考 SL 435—2008，普通砂井的井径比 ($n=d_e/d_w$) 取 6~8，塑料排水板或袋装砂井的井径比 ($n=d_e/d_w$) 取 15~22，能取得良好的处理效果。

9.2.4 排水体中心间距 L 和排水体有效排水直径 d_e 的转换关系，根据面积相等的原则换算。

9.2.5 竖向排水体的深度，应根据水工建筑物对地基的稳定性、变形等要求确定。堤防、海堤、土石坝地基一般以抗滑稳定（整体稳定）控制，在稳定计算中，最危险滑动面的确定可能存在一定偏差，因此要求排水体深度应大于最危险滑动面以下 2m。以变形控制的地基，排水体宜穿透受压土层，并根据限定时间内完成的变形量确定，其中受压土层以地基附加应力与自重应力之比为 0.1 作为控制计算深度。对受压土层深厚，排水体很长的情况，考虑井阻影响后，土层固结度减小，可考虑采用高性能塑料排水板。

9.2.6 对水工建筑物工程完工到沉降稳定这段时间内的沉降量

有要求，或对预压时间有要求的水工建筑物，可采用超载预压。超载预压时应保证预压荷载下受压土层各点的有效竖向应力大于水工建筑物引起的相应点的附加应力。

9.2.7 对堆载预压工程，预压荷载如一次性施加可能会引起整体稳定破坏，因此荷载应分级施加，加载速率应与地基土的强度增长相适应。加载各阶段均应进行整体稳定验算，其中地基土的强度及强度增长值根据公式(9.2.11)计算，以保证每级荷载下地基的整体稳定性。

9.2.8 变形控制的地基，堆载预压时间根据预压要求完成的变形量和平均固结度确定。在预压期间，应及时整理地基沉降与时间的关系曲线，可采用三点法或者双曲线法推算地基的最终竖向变形、不同时间的固结度，为确定卸载时间提供依据。抗滑稳定或承载力控制的地基，堆载预压时间根据预压地基强度增长计算结果确定。

9.2.9 本条参考 SL 435—2008 给出的地基固结度计算公式，考虑了井阻效应和涂抹效应。排水体采用挤土方式施工时，由于施工对周围土扰动而使土的渗透系数降低，进而影响土层的固结速率，此为涂抹影响。涂抹对土层固结速率的影响大小取决于涂抹区直径 d 、涂抹区土的水平向渗透系数 k_s 与天然土层水平渗透系数 k_h 的比值。而井阻大小取决于竖向排水体深度、竖向排水体纵向通水量 q_w 与天然土层水平向渗透系数 k_h 的比值。对逐渐加载条件下竖井地基水平向排水平均固结度的计算，采用改进的高木俊介法，该公式适用于多种排水条件，可应用于考虑井阻效应、涂抹效应的地基水平向排水固结度计算。

常用的塑料排水板型号及性能指标，可根据表 16 选用。

排水板的纵向通水量是工程关心而又很复杂的问题，他与排水板实际工作状态有关。南京水利科学研究院根据 SL 235《土工合成材料测试规程》测试得到 SPB-B 型普通塑料排水板的通水量为 $38.2\text{cm}^3/\text{s}$ ，经预压排水固结后，排水板在地基土层内的通水量减少到 $11\text{cm}^3/\text{s}$ 。研究表明，土体包裹状态下排水板的通

水量更能反映排水板的实际通水能力，设计时宜考虑排水板的实际工作状态。

表 16 常用塑料排水板型号及性能指标表

项 目	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 350kPa	
宽度/mm	100±2					
厚度/mm	≥3.5	≥4.0	≥4.5	≥5.0		
滤膜渗透系数/(cm/s)	≥5×10 ⁻⁴				试样在水中浸泡 24h	
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/10cm)	≥1.0	≥1.3	≥1.5	≥1.8	延伸率 10%时	
滤膜抗拉强度 (/N/cm)	干态	≥15	≥25	≥30	≥37	延伸率 10%时
	湿态	≥10	≥20	≥25	≥32	延伸率 15%时， 试件在水中浸泡 24h

9.2.10 预压荷载作用下地基的变形包括瞬时变形、主固结变形和次固结变形。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层的次固结变形较显著，其他一般土层的次固结变形不大，如果忽略次固结变形，则受压土层的总变形由瞬时变形和主固结变形两部分组成。经验系数 ξ 考虑了瞬时变形和其他影响因素，根据工程实例推算，取 1.1~1.4。地基土体的 $e-p$ 曲线可以根据固结试验获得，测试方法可参考 GB/T 50123《土工试验方法标准》。

9.2.11 对正常固结饱和软黏土，本条所采用的强度计算公式已在工程上得到广泛应用。该公式反映了预压荷载作用下土体排水固结引起的强度增长情况，式中 τ_{f0} 为地基土的天然抗剪强度，由地基土的原位十字板剪切试验测定。

9.3 真 空 预 压

9.3.1 真空预压加固区边缘的处理效果一般不如中部，因此一

有要求，或对预压时间有要求的水工建筑物，可采用超载预压。超载预压时应保证预压荷载下受压土层各点的有效竖向应力大于水工建筑物引起的相应点的附加应力。

9.2.7 对堆载预压工程，预压荷载如一次性施加可能会引起整体稳定破坏，因此荷载应分级施加，加载速率应与地基土的强度增长相适应。加载各阶段均应进行整体稳定验算，其中地基土的强度及强度增长值根据公式（9.2.11）计算，以保证每级荷载下地基的整体稳定性。

9.2.8 变形控制的地基，堆载预压时间根据预压要求完成的变形量和平均固结度确定。在预压期间，应及时整理地基沉降与时间的关系曲线，可采用三点法或者双曲线法推算地基的最终竖向变形、不同时间的固结度，为确定卸载时间提供依据。抗滑稳定或承载力控制的地基，堆载预压时间根据预压地基强度增长计算结果确定。

9.2.9 本条参考 SL 435—2008 给出的地基固结度计算公式，考虑了井阻效应和涂抹效应。排水体采用挤土方式施工时，由于施工对周围土扰动而使土的渗透系数降低，进而影响土层的固结速率，此为涂抹影响。涂抹对土层固结速率的影响大小取决于涂抹区直径 d 、涂抹区土的水平向渗透系数 k_s 与天然土层水平渗透系数 k_h 的比值。而井阻大小取决于竖向排水体深度、竖向排水体纵向通水量 q_w 与天然土层水平向渗透系数 k_h 的比值。对逐渐加载条件下竖井地基水平向排水平均固结度的计算，采用改进的高木俊介法，该公式适用于多种排水条件，可应用于考虑井阻效应、涂抹效应的地基水平向排水固结度计算。

常用的塑料排水板型号及性能指标，可根据表 16 选用。

排水板的纵向通水量是工程关心而又很复杂的问题，他与排水板实际工作状态有关。南京水利科学研究院根据 SL 235《土工合成材料测试规程》测试得到 SPB-B 型普通塑料排水板的通水量为 $38.2\text{cm}^3/\text{s}$ ，经预压排水固结后，排水板在地基土层内的通水量减少到 $11\text{cm}^3/\text{s}$ 。研究表明，土体包裹状态下排水板的通

水量更能反映排水板的实际通水能力，设计时宜考虑排水板的实际工作状态。

表 16 常用塑料排水板型号及性能指标表

项 目	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 350kPa	
宽度/mm	100±2					
厚度/mm	≥3.5	≥4.0	≥4.5	≥5.0		
滤膜渗透系数/(cm/s)	≥5×10 ⁻⁴				试样在水中浸泡 24h	
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/10cm)	≥1.0	≥1.3	≥1.5	≥1.8	延伸率 10% 时	
滤膜抗拉强度 (N/cm)	干态	≥15	≥25	≥30	≥37	延伸率 10% 时
	湿态	≥10	≥20	≥25	≥32	延伸率 15% 时， 试件在水中浸泡 24h

9.2.10 预压荷载作用下地基的变形包括瞬时变形、主固结变形和次固结变形。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层的次固结变形较显著，其他一般土层的次固结变形不大，如果忽略次固结变形，则受压土层的总变形由瞬时变形和主固结变形两部分组成。经验系数 ξ 考虑了瞬时变形和其他影响因素，根据工程实例推算，取 1.1~1.4。地基土体的 $e-p$ 曲线可以根据固结试验获得，测试方法可参考 GB/T 50123《土工试验方法标准》。

9.2.11 对正常固结饱和软黏土，本条所采用的强度计算公式已在工程上得到广泛应用。该公式反映了预压荷载作用下土体排水固结引起的强度增长情况，式中 τ_{f0} 为地基土的天然抗剪强度，由地基土的原位十字板剪切试验测定。

9.3 真 空 预 压

9.3.1 真空预压加固区边缘的处理效果一般不如中部，因此一

般预压区应大于建筑物基底外缘，每边超出量不得小于 3.0m。真空预压加固区面积不应过大，当预压加固范围较大时应分区加固，分区面积宜为 2 万~4 万 m^2 。

9.3.2 真空预压竖向排水体的深度可按第 9.2.5 条设计，同时竖向排水体不应进入下卧透水层。

9.3.3 真空预压的效果和膜下真空度大小密切相关，真空度越大，预压效果越好。如真空度不高，处理效果将受到影响。根据国内很多工程实例，真空预压膜内真空度一般都能达到 80kPa 以上，因此真空预压膜下真空度应稳定均匀分布保持在 80kPa 以上。当地基土含水率高（大于液限）时，一次性抽真空至最大压力，会引起土颗粒的径向流动，在排水板周围形成“土柱”，因此宜采用分级抽真空至最大压力的加载方式，以减小抽真空初期土颗粒的径向流动。

9.3.4 由于不同的地基加固工程有不同的处理要求，固结度要求不同，因此只要排水体深度范围内土层的平均固结度满足设计要求即可进行卸载。地基的平均固结度宜达到 90% 以上。

9.3.5 对于真空预压工程，抽真空过程中将产生向内的有效应力，进而产生向内的深层水平位移。考虑到其对变形的减少作用，经验系数 ξ 应该适当减小，取 1.0~1.3。

9.3.6 对于真空预压工程，当表层存在良好的透气层或在处理范围内有充足水源补给的透水层时，真空预压效率会大幅降低或失效，因此应采用水泥石搅拌桩密封墙作为隔断密封措施。

9.4 真空和堆载联合预压

9.4.1 真空和堆载联合预压加固效果可以叠加，符合有效应力原理，并经工程实践验证。真空预压是逐渐降低土体的孔隙水压力，不增加总应力条件下增加土体有效应力；而堆载预压是增加土体总应力和孔隙水压力，并随孔隙水压力的消散而使有效应力增加。当采用真空堆载联合预压时，既可以降低孔隙水压力，又通过堆载增加总应力。开始阶段抽真空可以使得土中孔隙水压力

降低，有效应力增大，堆载使土体产生正孔隙水压力，在堆载期间正孔隙水压力不断消散，并与抽真空产生的负孔隙水压力叠加，消散的正、负孔隙水压力绝对值之和转化为有效应力，使地基土固结变形，强度增长。

9.4.4 真空联合堆载预压工程中堆载分级施加时，应待前期堆载后地基土的强度增长满足下一级荷载下地基的整体稳定性要求时，方可加载。

9.4.5 目前真空和堆载联合预压工程，经验系数 ξ 的资料统计有限，仍根据真空预压的经验系数进行计算。

10 复合地基

10.1 一般规定

10.1.1 水工建筑物复合地基设计所需基本资料一般应包括：场地岩土工程勘察报告、钻孔剖面图、土层物理力学性质指标、水工建筑物荷载、抗震设防烈度、复合地基承载力、变形量及抗剪强度指标等。水工建筑物复合地基（振冲碎石桩、沉管砂石桩、水泥石搅拌桩、高压旋喷桩）的适用条件见表 17。

表 17 水工建筑物复合地基的适用条件

地基处理方法	适用地基	适用水工建筑物
振冲碎石桩、沉管砂石桩	松散的砂土、粉土、不排水抗剪强度大于 20kPa 的黏性土等	土石坝坝基、水闸、泵站、堤防、挡土墙
水泥石搅拌桩	淤泥、淤泥质土、黏性土、粉土、粉细砂、中粗砂、饱和黄土等	土石坝坝基、水闸、泵站、堤防、海堤
高压旋喷桩	淤泥、淤泥质土、黏性土、粉土、砂土、黄土、碎石土等	坝基、水闸、泵站

注：采用振冲碎石桩和沉管砂石桩处理不排水抗剪强度小于 20kPa 的饱和黏性土地基应通过现场试验确定其适用性；对于不排水抗剪强度小于 10kPa 的饱和黏性土地基不宜采用。

振冲碎石桩和沉管砂石桩主要用于提高水工建筑物覆盖层地基的强度和承载力，减少地基的变形，提高水工建筑物的抗滑稳定性和坝基抗地震液化能力。当水工建筑物有防渗要求时，仍需采用连续墙、帷幕灌浆、板桩等防渗措施。高压旋喷桩可用于提高水工建筑物（大坝、水闸等）覆盖层地基承载力，同时可以作为水工建筑物的防渗墙。例如泵房地基中有可能液化的土层，可采用高压旋喷桩作为围封工程措施，既提高地基抗液化能力，又达到地基防渗的效果。

10.1.2 振冲碎石桩是采用振冲器振动加水冲的方式在地基中成孔，再将填料挤压入已成的孔中，形成大直径的密实桩体。沉管砂石桩是采用振动或锤击沉管方式在地基中成孔，再将填料挤压入已成的孔中，形成密实桩体。振冲碎石桩和沉管砂石桩主要依靠成桩过程中振动使桩周土的密度增大，强度提高，压缩性降低，所形成的桩体具有良好的透水性，提高抗液化能力。因此，振冲碎石桩和沉管砂石桩适用于可挤密的地基，如松散的砂土、粉土、黏性土等地基。但是，当软黏土不排水抗剪强度小于20kPa时，软弱的土体不足以约束填料而形成桩体，处理效果不显著；软黏土不排水抗剪强度小于10kPa时，不宜采用。国内外的工程实践表明，采用振冲碎石桩或沉管砂石桩，处理砂土及填土地基效果都比较显著，尤其是处理黏粒（小于0.074mm的颗粒）含量小于10%的砂土、粉土地基，挤密效果显著。振冲碎石桩和沉管砂石桩处理可液化地基的有效性也已被国内不少实际地震和试验成果所证实。

振冲碎石桩和沉管砂石桩已在土石坝坝基、水闸、泵站、堤防、水工挡土墙等地基处理中得到广泛应用。国内部分采用振冲碎石桩加固的工程实例见表18。

(1) 某水库大坝为心墙堆石坝，建于强震区，100年超越概率2%地震动峰值加速度5.50gal，坝基深厚覆盖层最大深度566m，最大坝高145m，坝基覆盖层需要进行抗地震液化和防渗处理。抗液化处理方案为：坝基采用直径1.3m、桩间距2m、长度75m的振冲碎石桩；上下游压重体下部采用直径1.3m、桩间距3m、长度75m的振冲碎石桩，对埋深50m以下的粉质黏土层和含砾砂层进行加固，提高抗地震液化能力，振冲碎石桩按梅花形布置。防渗处理技术方案为：坝基采用悬挂式混凝土防渗墙和墙下帷幕灌浆进行防渗处理。

(2) 某水库拦河大坝为沥青混凝土心墙堆石坝，河床地基普遍分布着松软第四纪冲积层，最深10m，冲洪积层内有中粗砂、细砂、粉砂、淤泥和淤泥质黏土，各层分布厚度不一，规律较差，

表 18 国内部分振冲碎石桩工程实例

序号	工程名称	地层特性	加固部位	振冲碎石桩参数			复合地基主要特征
				桩深 /m	桩径 /m	布置形式/间排距	
1	水牛家电站	河床覆盖层厚 14.18~30.36m	碎石土心墙堆石坝坝基	21	1.2	梅花形/2m	复合地基抗剪强度、渗透性、单桩承载力、变形模量均满足设计要求,单桩的压缩模量最大达 260MPa
2	阴坪电站	河床覆盖层主要由砂卵石、砂及壤土组成	闸坝和取水口地基	34	1	等边三角形/1.5m和2m	复合地基的内摩擦角提高至 27°以上,压缩模量大于 40MPa,承载力 350kPa
3	金康电站	覆盖层厚度大于 90m,为冰水堆积漂(块)卵石(碎)砾石夹砂土,河湖相堆积粉质壤土、粉细砂,冲积堆积灰黄色含卵石砂土等	闸坝坝基	27	1.2	梅花形/2m	复合地基内摩擦角提高到 25°以上,压缩模量大于 25MPa,承载力大于 0.3MPa,并具有抗液化能力
4	龙头石电站	河床覆盖层最大厚度 77m,一般 60~70m,为含砂卵石层,含砾砂层,漂(块)卵石(碎)石层等	沥青混凝土心墙堆石坝坝基	25	1.5	等边三角形/2m、2.5m和3m	提高砂层抗液化能力,保证大坝抗震安全,抗剪强度 28°~29°,变形模量 18.3~22.9MPa,承载力 0.32~0.38MPa,各项指标符合设计标准

表 18 (续)

序号	工程名称	地层特性	加固部位	振冲碎石桩参数			复合地基主要特征
				桩深 /m	桩径 /m	布置形式/ 间排距	
5	吉牛电站	含漂砂卵石层下卧含砾中细砂、粉细砂层	闸坝坝基	25	1	等边三角形/ 2.0m	地基内摩擦角提高到 25°以上, 变形模量大于 30MPa, 承载力容许值大于 350kPa, 具有抗液化能力
6	吉牛电站	砂卵石层夹粉细砂层	厂房地基	34	1	等边三角形/ 2.0m	地基承载力容许值大于 500kPa, 压缩模量大于 35MPa
7	海勃湾水利枢纽	以粉砂、细砂为主, 中密~密实状, 夹砂壤土、粉土、壤土和黏土透镜体	厂房地基	25	1	等边三角形/ 2.0m	地基承载力容许值大于 300kPa, 并具有抗液化能力
8	海南大隆水库	淤泥质粉细砂和回填中粗砂层	土石坝坝基	15	1.2	等边三角形/ 1.6m 和 2.0m	地基承载力容许值大于 240kPa
9	福建 LNG 接收站和输气干线项目	回填贝壳砂	接收站和管线地基	16.5	1	梅花形/ 2.6m	管线区面层设计承载力为 200kPa, 其余区域面层设计承载力为 150kPa, 复合地基满足设计要求

抗剪强度低，地基压缩性大，不能满足大坝变形控制要求，并且在地震作用下大坝地基可能会发生液化。为确保水库大坝的安全，采用振冲碎石桩对大坝地基进行加固处理。通过前期试桩试验确定了碎石桩加固处理参数为：桩径 1m，桩长深入全风化层不少于 1m，桩间距根据所处位置（坝趾处、坝轴线处和坝脚处）分别为 1.6m、1.8m、2m。经振冲碎石桩加固处理后该大坝地基取得显著的加固效果，复合地基承载力和抗液化能力明显提高，并加速了大坝地基在坝体填筑荷载下的固结速率，同时有效地减小了地基总沉降，加固后地基满足大坝稳定、抗震和变形控制要求。

(3) 云南务坪水库大坝为修建在湖积软土地基上的黏土心墙堆石坝，最大坝高 52m，坝基湖积软土覆盖最大厚度 33m，湖积软黏土孔隙比 1.5~2.0，天然含水率 60%~80%，不排水抗剪强度小于 20kPa，坝基采用 30m 深的混凝土防渗墙。采用振冲碎石桩和预压固结相结合同时控制加载速率的方案处理湖积层软基。布置 75kW 和 30kW 两种振冲功率的碎石桩，碎石桩呈三角形分布，30kW 振冲器加固区桩间距 1.6~1.8m，75kW 振冲器加固区桩间距 1.8~2.0m，振冲桩最大桩长 18m。通过振冲碎石桩加固软基、反压平台预压固结和分期施工等综合处理措施，竣工后三年内坝体沉降仅 4cm。

(4) 仁宗海复合土工膜斜墙堆石坝坝基河床覆盖层深厚，表层为深度约 20m 淤泥质软土层，采用振冲碎石桩加固处理后，满足了坝基变形和坝坡抗滑稳定要求。

(5) 狮子坪心墙堆石坝为了防止坝基地震液化和提高坝体稳定性，对心墙与下游堆石下部的含碎砾石粉砂层进行了 8~15m 深的振冲碎石桩加固处理。

(6) 辽河干流防洪应急工程位于辽河右岸，堤坝总长 18.23km，辽河堤防坝基在 10m 深度范围内为粉土和砂土，为提高抗液化能力，采用沉管挤密桩处理，桩径 0.4m，桩长 4.4m，检测结果表明，加固后地基消除了土层的液化可能性，

满足 7 度地震设防。

(7) 南水北调中线工程新郑市潮河段引水渠地面以下 5.0~8.5m 和 9.8~12.6m 深处存在 3m 左右厚的可液化砂层, 采用沉管砂石桩加固, 正三角形布置, 桩距 2m, 桩径 0.6m, 深入非液化土层 0.5m。

(8) 广东江罗营口水电站闸坝高 13.8m, 闸坝地基冲积粉细砂层厚 2.0~10.6m, 采用沉管砂石桩加固处理后, 复合地基承载力大于 300kPa, 沉降小于 20mm, 沉管砂石桩桩长 8~13m, 贯穿粉细砂层至砂砾石层, 提高了抗地震液化能力。

10.1.3 水泥土搅拌法是利用水泥等材料作为固化剂, 通过特制的搅拌机械将软土和固化剂(浆液或粉体)强制搅拌, 使软土硬结成具有整体性、水稳性和一定强度的水泥加固土, 从而提高地基土强度和增大变形模量。水泥土搅拌桩具有其独特优点: 最大限度地利用原土, 搅拌时振动小、噪声低, 对周围原有建筑物影响较小等。根据固化剂掺入状态的不同, 可分为浆液搅拌和粉体喷射搅拌两种, 前者是用浆液和地基土搅拌, 后者是用粉体和地基土搅拌。水泥固化剂一般适用于淤泥、淤泥质土、黏性土、粉土、饱和黄土、粉砂以及中粗砂等地基加固。当黏土的塑性指数大于 25 时, 容易在搅拌头叶片上形成泥团, 无法完成水泥土的拌和。对于泥炭土、有机质含量大于 5% 或 pH 值小于 4 的酸性土, 水泥在上述土层可能不凝固或发生后期崩解, 因此, 应充分论证其适用性。在水泥土搅拌桩很少采用、没有工程经验的地区, 同样应先论证其适用性。长期以来, 水泥土搅拌桩多应用于长三角、珠三角沿海地区淤泥、淤泥质土、黏性土等软土地区, 在提高水闸、泵站、堤防等建筑物的地基承载力、增加稳定性、防渗等方面起到了重要作用。近年来水泥土搅拌桩的适用范围更加广泛, 例如汉江兴隆水利枢纽泄水闸地基的深厚粉细砂厚约 25m, 经过比选后采用了格栅式布置水泥土搅拌桩处理, 置换率约 20%, 施工完成后的搅拌桩质量检测全部合格, 变形监测结果表明地基承载力和沉降量控制满足设计要求, 证明了水泥土搅

拌桩同样适用于处理摩阻力大和存在流动地下水的粉细砂层。

10.1.4 高压旋喷桩是将带有喷嘴的注浆管下入钻孔内旋转，并以高压喷射水泥浆，使之与周围土颗粒混合凝结硬化而成的桩体，施工占地少、振动小、噪声较低等优点。该法对淤泥、淤泥质土、流塑或软塑黏性土、粉土、砂土、黄土和碎石土等地基都有良好的处理效果。但对于硬黏性土、含有较多块石、卵石或漂石的地基，因喷射流可能受到阻挡或削弱，冲击破碎力显著下降，进而影响处理效果。对于含有较多有机质的土层，其处理效果取决于固结体的化学稳定性。鉴于在不同的土层中，旋喷桩处理的效果差别较大，因此应进行现场试验确定其适用程度。

(1) 山西溯头水电站位于长治市平顺县北耽车村上游约400m的浊漳河干流上，主要建筑物由拦河闸坝和坝后左岸引水式电站组成，拦河闸坝包括闸室段、左右岸挡水坝段。水闸地基主要为低液限黏土和卵石混合土，地质条件复杂，为确保闸基的稳定及安全，需对左岸挡水坝段和闸室段地基进行高压旋喷桩加固。高压旋喷桩有效桩径1.0m，桩间距2.2m，局部桩间距1.7m，梅花形布置，钻孔深入岩面以下0.5m。地基处理后检测结果表明单桩承载力、复合地基承载力、桩间土承载力及桩体抽芯质量检测全部满足设计要求。

(2) 红崖山水库为亚洲最大的沙漠水库，长度6.6km的东坝大部分坝基置于深厚覆盖层上。泄洪闸位于东坝3+033处，泄洪闸闸基土层为饱和细砂、中砂层，在地震时可能发生液化。针对地震液化问题，采用高压旋喷桩围封法进行抗液化处理。设计采用的旋喷桩桩径为1.0m，单桩深度20m，桩间距为1.0m，网格状布置，网格纵横间距均为10m，共布置768根高压旋喷桩。施工结束14d后经过开挖检测，桩径、完整性、均一性好。28d后第三方检测单桩竖向和水平极限承载力、抽芯试验抗压强度、弹性模量、渗透系数等参数，均符合设计要求。

(3) 山西孤山水库副坝坝基覆盖层为全新统冲洪积层，表层为结构松散的淡黄色低液限粉土，下部为级配不良砾夹级配不良

砂，局部为卵石混合土透镜体，结构松散，局部架空。地基承载力不满足要求，副坝沉降和不均匀沉降过大，采用高压旋喷桩处理地基，沿坝轴线方向桩距 3m、垂直坝轴线方向排距 2.5m，浆液采用 42.5 级普通硅酸盐水泥。检测结果单桩复合地基承载力容许值 350kPa，满足地基承载力设计要求。

10.1.5 振冲碎石桩和沉管碎石桩的平面布置多采用等边三角形或者正方形。振冲碎石桩成孔和成桩时通过挤密桩周土来达到加固效果，所以采用等边三角形、正方形的布置能够使地基挤密比较均匀。

根据上部结构的需要，水泥石搅拌桩和高压旋喷桩可较为灵活地采用柱状、壁状、格栅状、块状等型式，如图 13 所示。采用水泥石搅拌法加固地基时，搅拌桩的平面布置原则上要与基底应力的分布一致。考虑到水工建筑物在不同运行时期基底应力的分布状态，可先按平均基底应力分布进行桩的平面布置，然后在底板下基底应力较大处加密。

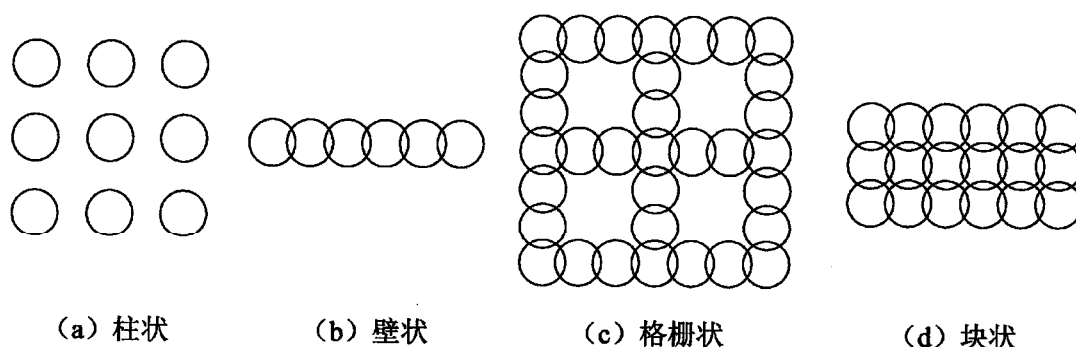


图 13 水泥石搅拌桩和高压旋喷桩布置型式

10.1.6 振冲碎石桩和沉管碎石桩顶部的碎石垫层一方面是用来调整桩和桩间土的应力和变形协调，发挥桩间土的承载力；另一方面可与桩体构成桩间土的排水通道，加速桩间土的固结，提高桩间土后期强度，同时可限制碎石桩的侧向变形。当桩间土强度低、桩土应力比大时，垫层厚度取大值；桩间土强度高、桩土应力比小时，垫层厚度取小值。

水泥石搅拌桩和高压旋喷桩顶部设置一定厚度的褥垫层后，

可以保证基础通过褥垫层把一部分荷载传到桩间土上，调整桩和土荷载的分担比例。特别是桩身强度较大时，在基础下设置褥垫层可以减少桩土应力比，充分发挥桩间土的作用，减少基础底面的应力集中。褥垫层材料一般可选用级配砂石，当基础有防渗要求时，宜采用素混凝土垫层或有一定强度的水泥石垫层。

10.2 振冲碎石桩

10.2.1 对于一般的水工建筑物，考虑到基底应力会向基底范围外的地基中扩散，而且基底外围一定范围的挤密桩效果较差，因此本条规定振冲碎石桩处理范围要超出基底外缘 1~3 排桩距，天然地基承载力小于等于 100kPa 时，基底外缘设置 2~3 排桩。天然地基承载力大于 100kPa 时，基底外缘设置 1 排桩。对于可液化地基，参照 GB 50011 的有关规定，同时结合国内外振冲碎石桩地基经过地震考验的结果，基底外缘需处理的宽度每边不宜小于可液化地基厚度的 1/2，并不应小于 5m。

对于土石坝、堤坝和闸坝地基加固工程，还应按照整体抗滑稳定安全、变形安全和抗震安全要求，通过计算或试验研究确定振冲碎石桩地基处理的范围。

10.2.2 振冲碎石桩的长度，应根据工程要求、场地条件，通过抗滑稳定安全、变形计算等确定。当松散或软弱地基厚度不大时，宜穿透软弱土层。对于稳定性控制的工程，由于滑动面位置不易准确判定，桩长应超过计算的最危险滑动面以下 2.0m。对可液化地基，为保证处理效果，桩长宜穿透可液化层，如可液化层过深，则应按 GB 50011 的有关规定确定。振冲碎石桩单桩竖向抗压载荷试验表明，碎石桩体在受荷过程中，在桩顶以下 4 倍桩径范围内的碎石体将发生侧向膨胀，其设计深度应大于 4 倍桩径。振冲碎石桩的桩径一般为 0.8~1.2m，因此本条规定振冲碎石桩桩身长度不宜小于 4m。

10.2.3 振冲碎石桩直径宜为 0.8~1.2m，与振冲器功率、地基土条件有关。振冲器功率大、地基土松散时，成桩直径大。振

冲碎石桩的桩间距宜根据水工建筑物稳定、变形和抗震安全要求、地基土质情况并结合振冲器功率确定。本条给出的桩距参考范围，最小桩间距以不串桩为原则。串桩是指已经制成桩的填料进入正在施工的振冲孔中，造成已制成桩体的破坏。串桩与桩间距、地基土类别有关，在中粗砂、黏性土层中串桩较少，在粉细砂土层中易发生串桩现象。本条规定的最小桩距限值适用于以黏性土和中粗砂为主的土层。本条给出了振冲器功率为 30kW 和 75kW 的桩距范围；采用其他型号振冲器时，布桩间距宜按照现场试验确定。

10.2.4 砂石挤密桩复合地基的桩间土经振密、挤密后，其承载力提高较大，因此计算公式中的桩间土地基承载力应采用处理后桩间土承载力容许值，处理后桩间土的承载力容许值可按地区经验确定。如无经验时，对于黏性土地基，可取天然地基承载力容许值；对于松散的砂土、粉土地基，可取天然地基承载力容许值的 1.2~1.5 倍；原土强度低时取大值，原土强度高时取小值。复合地基桩土应力比 n ，宜通过实测值或者地区经验确定。DL/T 5214—2005《水电水利工程振冲法地基处理技术规范》根据多项工程静载荷试验检测结果，实测桩土应力比 n 值多为 2~6，考虑到不同区域场地地质条件的复杂性，建议桩土应力比取 2.0~4.0。如无实测资料时，振冲碎石桩复合地基桩土应力比 n 可取 2.0~4.0。

10.2.5 碎石桩复合土层的压缩模量应根据处理土层性质确定，可取该层天然地基压缩模量的 ζ 倍， ζ 值按式 (2) 确定：

$$\zeta = \frac{f_{\text{spk}}}{f_{\text{ak}}} \quad (2)$$

式中 f_{ak} ——天然地基承载力容许值，kPa；

f_{spk} ——振冲碎石桩复合地基承载力容许值，kPa。

10.2.6 对于振冲碎石桩加固的堤防、土石坝和闸坝等地基，需进行整体抗滑稳定计算。本条文给出的复合地基强度参数计算公式是国内常用的计算式，直接给出复合地基的凝聚力 c_{sp} 和

内摩擦角 φ_p ，方便计算。一般振冲碎石桩体的内摩擦角 φ_p 可取 $35^\circ \sim 45^\circ$ 。

10.3 沉管砂石桩

10.3.1 沉管砂石桩的处理范围、处理深度可参考振冲碎石桩的要求。

10.3.2 沉管砂石桩直径与桩管大小、地基土性状等有关，目前使用的桩管直径一般为 $0.3 \sim 0.8\text{m}$ 。

10.3.3 对沉管砂石桩，合理的桩间距与地层土质条件、挤密后要求达到的孔隙比密切相关。当合理的桩距和桩的排列布置确定后，单桩所承担的处理范围即可确定。假定地层挤密是均匀的，同时挤密前后土的固体颗粒体积不变，即可推导出本条所列的桩距计算公式 (10.3.3-1) 和公式 (10.3.3-2)。对粉土、砂土地基，本条公式的推导是假设在施工前和施工后地面高程没有变化。实际上，很多工程都采用振动沉管法施工，施工时对地基有振密和挤密双重作用，而且地面下沉。因此，当采用振动沉管法时，桩距可适当增大，修正系数建议取 $1.1 \sim 1.2$ 。地基砂土的最大孔隙比 e_{\max} 、最小孔隙比 e_{\min} 可按照土工试验方法标准 GB/T 50123 的有关规定确定。

10.3.4 沉管砂石桩复合地基中桩间土经挤密后，其承载力提高较大，因此计算公式中的桩间土地基承载力应采用处理后桩间土承载力容许值，处理后桩间土的承载力容许值可按地区经验确定。如无经验时，对于黏性土地基，可取天然地基承载力容许值；对于松散的砂土、粉土地基，可取天然地基承载力容许值的 $1.2 \sim 1.5$ 倍；原土强度低取大值，原土强度高取小值。复合地基桩土应力比 n ，宜通过地区经验或者实测值确定。

10.4 水泥土搅拌桩

10.4.1 水工建筑物基底压力会向基础范围外的复合地基中扩散，因此搅拌桩加固的宽度同样要满足应力扩散的要求，即加固

的宽度应大于按应力扩散角法计算的宽度。根据工程实践经验，在对淤泥、淤泥质土等软弱土层处理时实际布置的搅拌桩至少超出基底外缘 1.0m 为宜。

10.4.5~10.4.7 大面积进行水泥石搅拌桩加固地基时，其复合地基承载力对结构安全和工程投资影响较大。应在工程适当位置处选择有代表性的区域先进行现场试验，以确定采用搅拌桩加固后的地基容许承载力。现场试验包括单桩竖向承载力、复合地基承载力等。

水泥石搅拌桩处理后建筑物进行抗滑稳定计算，复合地基等效强度指标的估算可参照 SL 435—2008《海堤工程设计规范》附录 N 的有关规定执行。

(1) 水泥石搅拌桩复合地基的等效强度指标可按式 (3) ~ 式 (5) 估算：

$$c = c_1 m + c_2 (1 - m) \quad (3)$$

$$\varphi = \arctan \left(\frac{\tan \varphi_1}{1 + K_2 / \beta K_1} + \frac{\tan \varphi_2}{1 + \beta K_1 / K_2} \right) \quad (4)$$

$$c_1 = \frac{\eta f_{cu}}{2 \tan \left(45^\circ + \frac{\varphi_1}{2} \right)} \quad (5)$$

- 式中 m ——面积置换率；
 c_1 ——搅拌桩桩身凝聚力，kPa；
 c_2 ——软土层凝聚力，kPa；
 φ_1 ——搅拌桩桩身内摩擦角，可取 $20^\circ \sim 24^\circ$ ，桩身强度高时取高值，否则取低；
 φ_2 ——软土层内摩擦角；
 K_1 ——搅拌桩的刚度，kN/m；
 K_2 ——桩周软土部分的刚度，kN/m；
 β ——桩的沉降 s_1 和桩周软土层部分沉降 s_2 之比，即 $\beta = s_1 / s_2$ ；对填土，一般 $s_1 < s_2$ ，可取 $\beta = 0.5$ ，对刚性基础，则 $s_1 = s_2$ ， $\beta = 1$ ；
 η ——桩身强度折减系数，干法可取 $0.2 \sim 0.25$ ；湿法可

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 70.7mm 的立方体，也可采用边长为 50mm 的立方体）在标准养护条件下 28d 龄期的立方体抗压强度平均值，kPa；本条 f_{cu} 的定义参考了 GB/T 51015 《海堤工程设计规范》。

(2) 搅拌桩及桩周软土刚度 K_1 、 K_2 可按式 (6) ~ 式 (10) 估算：

$$K_1 = \frac{k_1 k_2 k_3}{k_1 k_2 + k_2 k_3 + k_3 k_1} \quad (6)$$

$$K_2 = \frac{A_2 E_s}{l} \quad (7)$$

$$k_1 = \frac{A_1 E'}{d(1 - \mu^2)\omega} \quad (8)$$

$$k_2 = \frac{A_1 E_p}{l} \quad (9)$$

$$k_3 = \frac{A_1 E''}{d(1 - \mu^2)\omega} \quad (10)$$

式中 k_1 ——搅拌桩桩顶土层的刚度，kN/m；
 k_2 ——搅拌桩桩身的压缩刚度，kN/m；
 k_3 ——搅拌桩桩底土层的刚度，kN/m；
 A_1 ——搅拌桩截面积， m^2 ；
 A_2 ——桩周土截面积， m^2 ；
 d ——搅拌桩直径，m；
 μ ——泊松比，可取 $\mu=0.3$ ；
 ω ——形状系数，可取 $\omega=0.79$ ；
 E' ——桩顶土层的变形模量，kPa；
 E'' ——桩底土层的变形模量，kPa；
 E_p ——搅拌桩的压缩模量，可取 $(100 \sim 120) f_{cu}$ ，kPa，对桩较短或桩身强度较低者可取低值，反之可取高值；

E_s ——桩间土的压缩模量，kPa。

10.4.8 根据经验，水泥强度每提高 1 个等级（如 32.5 级提高至 42.5 级），水泥石强度增加 20%~30%。固化剂宜选用普通硅酸盐水泥，矿渣硅酸盐水泥早期强度低于普通硅酸盐水泥，易对上部结构施工工期造成影响。不同的外掺剂对水泥石强度有不同的影响，如木质素磺酸钙对水泥石强度的增长影响不大，主要起减水作用，石膏、三乙醇胶对水泥石强度有增强作用，而其增强效果对不同土质和不同水泥掺入比又有所不同，合适的外掺剂可提高水泥石强度和节约水泥用量。

10.5 高压旋喷桩

10.5.2 高压旋喷桩加固体强度、直径、间距，应通过现场试验或地区经验确定。旋喷桩加固体的强度与土质和施工方法有密切关系。单管法在砂土中的加固体强度一般为 2~7MPa，在黏性土中的加固体强度一般为 1.5~5MPa。三管法在砂土中的加固体强度为 2~15MPa，在黏性土中的加固体强度通常为 0.8~5MPa。在一定土质条件下，通过调节浆液的水灰比和单位时间的喷射量或改变提升速度等方法，可适当提高或降低加固体强度。

10.5.3 高压旋喷桩承载力计算时安全保证性要求较高，而高压旋喷桩施工时桩体质量、桩间土质情况等客观条件不确定较大。因此建议当桩体质量可靠或者无地区经验时， λ 可取 1.0；桩体质量可靠性低或有地区经验时， λ 可根据地区经验确定或适当降低。桩间土承载力折减系数 β 是反映桩和土分担荷载比例的一个系数，当桩端为软土及桩身强度较低时， β 取高值；当桩端为硬土时， β 取低值。

10.5.5 高压旋喷桩复合土层的压缩模量应根据处理土层性质确定，可取该层天然地基压缩模量的 ζ 倍， ζ 值按式 (11) 确定：

$$\zeta = \frac{f_{\text{spk}}}{f_{\text{ak}}} \quad (11)$$

式中 f_{ak} ——天然地基承载力容许值，kPa；

f_{spk} ——高压旋喷桩复合地基承载力容许值，kPa。

10.5.6 旋喷注浆的主要材料是水泥，对于无特殊要求的工程宜采用强度等级为 42.5 级及以上的普通硅酸盐水泥，一般不使用矿渣水泥、粉煤灰水泥、火山灰水泥等。根据需要，可在水泥浆中加入适量的外加剂和掺和料，以改善水泥浆液的性能。在腐蚀环境条件下，所用的材料应满足强度要求，同时需充分考虑环境条件的影响，具有所需的耐久性，并视情况掺外加剂。

11 桩 基

11.1 一 般 规 定

11.1.1 一般情况下，采用桩基进行地基处理费用相对较高。天然地基不能满足水工建筑物对于承载能力、稳定、变形要求，当采用固结灌浆、挖填置换、强夯与强夯置换、预压排水固结、复合地基等地基处理方法效果欠佳，或经技术经济比较更优时，可采用桩基处理。

桩基是一种较早使用的地基处理方法，实践经验较多，在建筑、铁道、交通、港口等系统的设计规范中，对此都有规定，甚至还有专门性的桩基设计规范。在水利水电工程中，采用桩基进行地基处理较多的水工建筑物主要有水闸、船闸、渡槽、升船机、泵站、挡土墙等。自 20 世纪 60 年代后期以来，河北、山东、河南等省广泛将钻孔灌注桩用于水闸松软地基处理，在提高地基承载力、减少沉降量方面作用显著。在山区的水闸工程，当地基处于基岩与土基交界处，为了解决不同地基带来的不均匀沉降，也可采用桩基处理，如四川省乐山玉林桥电站进水闸、右岸非溢流坝、泄洪闸的地基，一部分为基岩，另一部分为砂卵石，施工中采用在砂卵石侧用钢筋混凝土钻孔灌注桩，桩基伸入基岩 1m，桩径 1.2m，桩距为 3m，正方形布置，最大桩深 16.8m，较好的解决了不均匀沉降问题。

近年来，随着复合地基处理技术的进步，更多的水工建筑物松软地基已转而采用复合地基方法处理，这主要是因为通常情况下加固体材料相对便宜，且复合地基还可考虑原状土与加固体共同发挥作用，复合地基处理工程费用较低；而桩基作为刚性加固体，在建筑物底面和建基面之间容易出现脱空，一般情况下需考虑由桩基承担全部荷载，因此桩基作为加固体承担的荷载要大得多；水工建筑物底板经常有防渗要求，还需另外采取防止接触冲

刷的措施，如增加截渗墙等，故通常情况费用高。

岩基也可以采用桩基处理。贵州乌江构皮滩水电站通航建筑物的第二级升船机高度约 180m，地基岩体为软岩（页岩），岩体变形模量较低，需减少地基变形和提高地基承载力。由于页岩可灌性差，单纯采用固结灌浆难以达到较好的处理效果，比较后采用桩基处理。第一级中间渠道下游段 2 号通航渡槽墩基，由于微新岩体埋藏较深，上部强风化带岩体承载力较低，不能满足地基承载能力要求，采用固结灌浆、挖填置换、复合地基等地基处理方法困难，故采用了桩基处理。

大型、中型渡槽工程中，由于荷载一般较大，对地基承载力要求高，沉降量也需加以控制，采用桩基处理较为广泛。据统计，在大型、中型渡槽中，整个槽段或部分槽段地基采用桩基处理的占一半以上。对于特大型渡槽，由于上部荷载特别巨大，地基承载力往往难以满足要求，更是普遍采用桩基处理。

11.1.2 桩基根据受力特性可分为摩擦型桩和端承型桩两大类。按照桩侧摩阻力和桩端阻力的发挥程度和分担荷载的比例，摩擦型桩又可分为摩擦桩和端承摩擦桩两个亚类。摩擦桩或端承摩擦桩的桩顶竖向荷载全部或主要由桩侧摩阻力承受，端承桩或摩擦端承桩的桩顶竖向荷载全部或主要由桩端阻力承受。桩基按成桩方法又可分为非挤土桩、部分挤土桩和挤土桩。非挤土桩有干作业法钻（挖）孔灌注桩、泥浆护壁法钻孔灌注桩、套管护壁法钻孔灌注桩等；部分挤土桩有冲孔灌注桩、挤扩孔灌注桩、预钻孔沉桩、敞口预应力混凝土管桩等；挤土桩有预制桩沉桩和闭口预应力混凝土管桩沉桩等。桩型和成桩工艺选择应根据地质情况、上部结构类型、荷载特征、施工条件及地基周围环境因素综合考虑，经技术经济比较，择优选取。

11.1.3 为使同一结构单元内的桩实际承担的荷载尽量相等，以减少或避免产生地基的不均匀沉降，危及水工建筑物的结构安全和正常使用，做出本条规定。

11.2 布置与选型

11.2.1 因水工建筑物底板多为大底板，基底面积较大，桩的根数和尺寸主要与底板底面以上的作用荷载有关，为了充分发挥水工建筑物单桩的承载能力，桩的平面布置应尽量使桩群形心与底板底面以上荷载基本组合的合力作用点相接近，使各桩实际承担的荷载尽量相等，这对减少地基的不均匀沉降、维护水工建筑物结构安全和正常使用是有利的。单桩的竖向荷载最大值与最小值之比，当天然地基土质为松软、中等坚实、坚实时，在荷载基本组合条件下，不宜大于 1.5、2.0 和 2.5；在荷载特殊组合条件下，则不宜大于 2.0、2.5 和 3.0。对于特别重要的水工建筑物，上述比值可适当减小；地震区的水工建筑物可适当增大。荷载基本组合含义详见 11.3.3 条的条文说明。

11.2.2 钢筋混凝土预制桩桩径一般为 0.25~0.3m，钻孔灌注桩桩径一般为 0.8~1.2m，为了避免桩基施工可能引起土的松弛效应和挤压效应对相邻桩的不利影响，本标准规定：钢筋混凝土预制桩的中心距不宜小于 3 倍桩径或边长；钻孔灌注桩由于桩径较大，其中心距可略小些，但不宜小于 2.5 倍桩径。这是因为，从受力考虑，摩擦桩的群桩中距最好是使各桩端平面处压力分布范围不相重叠，以充分发挥其承载能力。根据这一要求，经试验测定，中心距定为桩径或边长的 6 倍。但桩距如采用 6 倍就需要很大面积的底板或承台，故一般采用的群桩中心距均小于 6 倍。为了使桩端平面处相邻桩作用于土的压力重叠不致太多，以致因土体挤密而使桩打不下去，根据经验规定需要锤击、静压沉桩施工的预制桩在桩端平面处的中心距不小于 3 倍；钻孔桩不存在沉桩过程中相互影响或打不下去的现象，其中心距可以适当减小。但中心距过小会使桩间土体与桩侧间的摩擦支承作用降低，故规定不小于 2.5 倍。挖孔桩的摩擦桩中心距，可参照钻孔桩采用。

11.2.3 根据处于挡水前沿的水工建筑物需要防渗的特点，水工

建筑物基础底板与地基土之间应有紧密的接触，以避免形成渗流通道。因此，为了保证渗流安全，土质地基上处于挡水前沿有防渗要求的水工建筑物桩基一般采用摩擦型桩（包括摩擦桩和端承摩擦桩）。如果采用端承型桩（包括端承桩和摩擦端承桩），底板底面以上的作用荷载几乎全部由端承型桩承担，直接传递到下卧岩层或坚硬土层上，底板与地基土的接触面上则有可能出现“脱空”现象，加之渗流的作用，造成接触冲刷，从而危及水工建筑物安全。因此，水工建筑物的桩基通常宜采用摩擦型桩。

11.3 桩基计算

11.3.1 本条所列内容，有的为必算项，有的为可算项，应结合工程自身具体情况有针对性地进行计算和验算。

通常情况下，水工建筑物对水平位移有较为严格的要求，因此要求控制桩顶水平位移的大小。桩顶水平位移值的大小与桩的直径、单桩与群桩关系、桩身周围土质条件等因素有关。根据山东省某闸钻孔灌注桩群桩（桩径 0.85m 和 1.05m 两种，入土深度 11~17m）试验资料，在控制桩处于良好的弹性工作状态下，桩顶水平位移为 5mm，残余变形为 3mm。在控制桩顶不可恢复的水平位移为 5mm 的情况下，单桩水平向承载力容许值见表 19，可供设计参考。因此，钻孔灌注桩桩顶的水平位移值宜控制不超过 5mm。考虑到预制桩长细比较大，其适应变形的性能优于钻孔灌注桩，因此桩顶不可恢复的水平位移控制值可适当大一些（可控制不超过 10mm）。这一规定，经过多年工程实践，认为是合适的。

表 19 钻孔灌注桩单桩水平承载力容许值（控制桩顶位移值 5mm）

桩径/m	0.7	0.8	1.0	1.1
单桩允许水平承载力/kN	120~150	150~200	200~250	250~300

11.3.2 桩的根数和尺寸宜按照承担水工建筑物底板底面以上的全部荷载（包括竖向荷载和水平向荷载）确定。在工程设计中，

对于桩的竖向承载力和水平向承载力的计算，一般均按底板底面以上的全部荷载全部由桩承担的原则考虑，不计桩间土的承载能力，这是偏于安全的。根据黄河勘测规划设计院和山东黄河河务局等单位的试验成果，对于摩擦桩基础，桩间土能发挥一部分承载能力，设计时如考虑桩间土承担底板底面以上 10%~15% 的荷载，工程仍是安全的。但考虑现有的试验资料还不够完全充分，为安全计，可不考虑桩间土的作用。因此，本规范规定，对于摩擦桩，经论证后方可适当考虑桩间土承担部分荷载的作用。

11.3.3 本条所列桩顶竖向力和水平力的计算公式，系按照底板为刚性板和反力呈线性分布的假定得到。

水工建筑物所受荷载大小根据 SL 744《水工建筑物荷载设计规范》计算确定。荷载分为基本荷载和特殊荷载两类。基本荷载组合由基本荷载组成，特殊荷载组合由基本荷载和一种或几种特殊荷载组成。荷载基本组合对应计算工况一般包括正常蓄水位情况、设计洪水情况等，荷载特殊组合对应计算工况一般包括施工情况、检修情况、校核洪水情况、地震情况等，应按照各具体建筑物设计规范的规定，计算作用于底板底面的竖向荷载、水平荷载。

按照单桩承载力确定桩数时，按上述荷载基本组合和特殊组合计算桩顶受力；计算地基变形时，也按荷载基本组合和特殊组合计算桩顶受力，但不计入风荷载和地震作用。

11.3.4、11.3.5 由于岩土为大变形材料，当荷载增加时，随着地基变形的相应增大，地基承载力也在逐渐加大，很难界定出一个真正的“极限值”；但建筑物的使用往往有对变形有严格要求，常常是地基承载力还有潜力可挖，但变形已达到或超过正常使用的限值。因此，地基承载力容许值指的是地基压力变形曲线上，在线性变形段内规定的变形所对应的压力值。对于单桩而言，其竖向承载力和水平承载力容许值均以“力”的形式体现；但对于桩端的岩土，其承载力容许值则“应力”形式体现。对桩端的岩土而言，本规范的地基承载力容许值相当于 GB 50007 的地基承

载力特征值或修正后的地基承载力特征值。

为保证桩基设计的可靠性，规定单桩竖向承载力容许值宜采用竖向静载荷试验确定。

确定单桩竖向承载力时，应重视类似工程、邻近工程的经验。

试桩前的初步估算设计，本标准推荐了通用的估算公式(11.3.5-1)，式中将桩侧极限侧摩阻力除以安全系数2作为发挥单桩承载力容许值时的桩侧摩阻力，桩端阻力则采用岩土体的承载力容许值。本公式与JTG D 63《公路桥涵地基与基础设计规范》、TB 10093《铁路桥涵地基和基础设计规范》采用的公式一致，以便利于参考借鉴建筑、公路、铁路、港口等行业经验。

嵌入完整和较完整的新鲜、微风化、弱风化硬质岩石的嵌岩桩，本标准给出了单桩竖向承载力容许值的估算公式(11.3.5-2)，只计端阻。简化计算的意义在于硬质岩强度往往不低于桩身混凝土强度，设计以桩身强度控制，桩长较小时再计入侧阻、嵌岩阻力等已无工程意义。对于嵌入破碎岩和软质岩石中的桩，单桩承载力容许值则按公式(11.3.5-1)进行估算。

桩端进入持力层的最小深度，主要是考虑了在各种持力层中成桩的可能性和难易程度，并保证桩端阻力的发挥。

桩端进入破碎岩石或软质岩的桩，按一般桩来计算桩端进入持力层的深度。桩端进入完整和较完整的新鲜、微风化、弱风化硬质岩石时，入岩施工困难，同时硬质岩已提供足够的端阻力。规范条文提出桩周边嵌岩最小深度为0.5m。

单桩水平承载力与诸多因素相关，单桩水平承载力容许值也宜由单桩水平载荷试验确定，单桩水平承载力容许值的确定方法可参考JGJ 94（桩顶位移值对于混凝土灌注桩不宜超过5mm，对于预制桩不宜超过10mm）。当缺少单桩水平载荷试验时，也可参考JGJ 94所列公式进行估算。当考虑水工建筑物底板对桩顶产生约束等群桩效应时，群桩效应下的单桩水平承载力容许值可参考JGJ 94所列公式计算。

11.3.6 本条系参考 JTG D 63《公路桥涵地基与基础设计规范》和 TB 10093《铁路桥涵地基和基础设计规范》做出的规定。公式按以下假定求得：①桩在嵌固深度范围内的应力图形，假定为直线变化，在嵌固深度一半处为零；②桩侧压应力在水平面上的分布，对圆形桩假定最大压应力等于平均压应力的 1.27 倍，对矩形桩假定最大压应力等于平均压应力；③最大压应力取为岩石水平抗压强度的一半，而岩石水平抗压强度为垂直抗压强度乘以折减系数 β ；④水平力 H 和桩端阻力对桩的影响忽略不计。

11.3.7 按照 SL 191《水工混凝土结构设计规范》，采用多系数分析基础上以安全系数表达的方式进行混凝土结构设计，桩身承载能力极限状态设计时，荷载效应组合分为基本组合和偶然组合；混凝土桩身裂缝控制为正常使用极限状态验算时，按荷载效应的标准组合。

11.3.9 以保证水工建筑物安全和正常使用为原则，水工建筑物需要控制最大沉降量和最大沉降差。桩基处理后的水工建筑物最大沉降量和沉降差应满足相应建筑物设计规范的要求。

11.4 特殊条件下的桩基

11.4.1 本条规定了软土地基的桩基设计原则。

1 软土地基特别是沿海深厚软土区，一般坚硬地层埋置很深，但选择较好的中、低压缩性土层作为桩端持力层仍有可能，且十分重要。

2 软土地基桩基因负摩阻力而受损的事故不少，原因各异，包括桩周围软土因自重固结、场地填土、地面大面积堆载、降低地下水位、大面积挤土沉桩等原因而产生的沉降大于基桩的沉降时，应该视具体情况分析桩侧负摩阻力对基桩的影响。负摩阻力的发生和危害是可以预防、消减的。问题是设计和施工者的事先预测和采取应对措施。

3 挤土桩是成桩过程中存在明显挤土效应的桩，如沉管灌注桩、沉管夯扩灌注桩、打入（静压）预制桩、闭口预应力混凝

土空心桩和闭口钢管桩等。挤土沉桩在软土地区造成的事故不少，使得邻近建筑物、道路和管线受破坏。设计时要因地制宜选择桩型和工艺，尽量避免采用沉管灌注桩。对于预制桩和钢桩的沉桩，应采取减小孔压和减轻挤土效应的措施，包括引孔沉桩、控制沉桩速率等。

4 对于特别深厚的软土层，对于同时承受较大水平及竖向荷载的重要水工建筑物，目前部分工程实践已经采用水泥土搅拌桩与刚性桩（预制桩、灌注桩等）联合作用的方式，满足双向承载力与变形的要求。如桩周土体强度较低时，可先进行地基加固。

11.4.2 本条规定了季节性冻土和膨胀土地基的桩基设计原则。

主要应考虑冻胀和膨胀对于基桩抗拔稳定性问题，避免冻胀或膨胀力作用下产生上拔变形，乃至因累积上拔变形而引起建筑物开裂。因此，对于水工建筑桩基设计应考虑以下诸因素：桩端进入冻深线或膨胀土的大气影响急剧层以下一定深度；宜采用无挤土效应的钻、挖孔桩；对桩基的抗拔稳定性和桩身受拉承载力进行验算。

11.4.3 本条规定了湿陷性土地基的桩基设计原则。

1 湿陷性土地基的桩基，由于土的自重湿陷对基桩产生负摩阻力，非自重湿陷性土可能由于浸水削弱桩侧阻力，基桩承载力会大幅降低。为确保基桩承载力的安全可靠，桩端持力层应选择低压缩性的黏性土、粉土、中密和密实土以及碎石类土层。

2 自重湿陷性土地基中的单桩极限承载力，应视浸水可能性、桩端持力层性质等因素考虑负摩阻力的影响。

3 湿陷性土地基中的单桩极限承载力确定，强调采用浸水静载荷试验方法，结果最可靠。

11.4.4 本条规定了地震液化地基的桩基设计原则。

1 桩进入可液化土层以下稳定土层的长度不应小于本条规定的最小值。

2 当承台周围为软土和可液化土，且桩基水平承载能力不

满足要求时，可对承台外侧土体进行适当加固以提高水平承载力。

3 在地震区可液化土场地条件下，桩基周围的土体会发生液化流动，桩基在地震荷载作用下，可能发生侧向失稳，因此应分析桩基在液化土流动情况下的侧向稳定性。

11.4.5 本条规定了岩溶地基的桩基设计原则。

主要考虑岩溶地区的基岩表面起伏大，溶沟、溶槽、溶洞往往较发育，无风化岩层覆盖等特点，设计应把握以下要点：①桩基选型和工艺宜采用钻、冲孔灌注桩，以利于嵌岩；②当基岩的溶蚀极为发育，溶沟、溶槽、溶洞密布，岩面起伏很大，而上覆土层厚度较大时，考虑到嵌岩桩桩长变异性过大，嵌岩施工难以实施，可采用较小桩径密布非嵌岩桩，并后注浆，形成整体性和刚度很大的地基。

11.5 桩基构造

11.5.1 桩端进入持力层的最小深度，主要是考虑了在全类持力层中成桩的可能性和难易程度，并保证桩端阻力的发挥。桩端进入破碎岩石或软质岩的桩，按一般桩来计算桩端进入持力层的深度。桩端进入完整和较完整的新鲜、微风化、弱风化硬质岩石时，入岩施工困难，同时硬质岩已提供足够的端阻力。规范提出桩周边嵌岩最小深度为 0.5m。

11.5.2 为加强桩和承台（底板）的连接，本标准规定，混凝土桩顶埋入承台（底板）内 100mm。承台（底板）厚度、配筋和混凝土强度等级，一般应接受力状态确定。按现有的设计经验，承台（底板）厚度宜为桩直径 1.0~2.0 倍且不宜小于 1.5m。混凝土强度等级不应低于 C25 并在承台（底板）底部的桩顶布置一层钢筋网。当桩顶主筋伸入承台（底板）连接时，此层钢筋网须全长通过桩顶，并与桩的主筋绑扎在一起，以防止承台（底板）受拉区裂缝开展，见图 14。当桩顶不破头直接埋入承台（底板）内时，应在桩顶面上设一两层局部钢筋网，钢筋直径不

小于 12mm，钢筋网每边长度不小于桩径的 2.5 倍，网孔为 $100\text{mm}\times 100\text{mm}\sim 150\text{mm}\times 150\text{mm}$ 。横系梁的构造钢筋按不小于其横截面面积的 0.15% 设置。

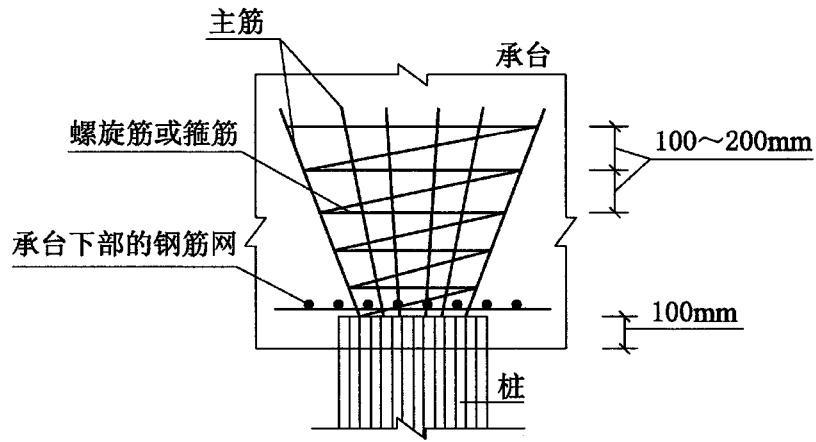


图 14 桩顶与承台（底板）的连接

附录 A 地基处理方法选用表

具体的地基处理方法一般应根据第 4~11 章各章的“一般规定”，由地基类型、建筑物特点、施工条件等因素综合确定。表 A 仅适合初步筛选方案时使用。

挖填置换、复合地基、桩基等处理方法适用于大多数土基处理，具体应根据实际情况选择。

特殊土的特性与水的关系密切，应慎重选用固结灌浆、帷幕灌浆、防渗墙、预压排水固结等处理方法。

水利水电技术标准咨询服务中心 简介

中国水利水电出版社标准化出版分社

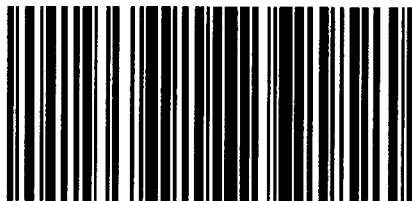
中国水利水电出版社，一个创新、进取、严谨、团结的文化团队，一家把握时代脉搏、紧跟科技步伐、关注社会热点、不断满足读者需求的出版机构。作为水利部直属的中央部委专业科技出版社，成立于1956年，1993年荣膺首批“全国优秀出版社”的光荣称号。经过多年努力，现已发展成为一家以水利电力专业为基础、兼顾其他学科和门类，以纸质书刊为主、兼顾电子音像和网络出版的综合性出版单位，迄今已经出版近四万种、数亿余册（套、盘）各类出版物。

水利水电技术标准咨询服务中心（中国水利水电出版社标准化出版分社）是水利部指定的行业标准出版、发行单位，主要负责水利水电技术标准及相关出版物的出版、宣贯、推广工作，同时还负责水利水电类科技专著、工具书、文集及相关职业培训教材编辑出版工作。

感谢读者多年来对水利水电技术标准咨询服务中心的关注和垂爱，中心全体人员真诚欢迎广大水利水电科技工作者对标准、水利水电图书出版及推广工作多提意见和建议，我们将秉承“服务水电，传播科技，弘扬文化”的宗旨，为您提供全方位的图书出版咨询服务，进一步做好标准和水利水电图书出版、发行及推广工作。

购买标准电子版或其他电子图书，欢迎登录 <http://www.shuizhishi.cn>，或扫描下方二维码。





155170.586

中华人民共和国水利行业标准
水工建筑物地基处理设计规范
SL/T 792—2020

*

中国水利水电出版社出版发行
(北京市海淀区玉渊潭南路1号D座 100038)
网址: www.waterpub.com.cn
E-mail: sales@waterpub.com.cn
电话: (010) 68367658 (营销中心)
北京科水图书销售中心(零售)
电话: (010) 88383994、63202643、68545874
全国各地新华书店和相关出版物销售网点经售
清淤永业(天津)印刷有限公司印刷

*

140mm×203mm 32开本 5.75印张 155千字
2020年6月第1版 2020年6月第1次印刷

*

书号 155170·586
定价 66.00 元

凡购买我社规程,如有缺页、倒页、脱页的,
本社营销中心负责调换

版权所有·侵权必究

水利水电技术标准
咨询服务中心



微信二维码,扫一扫
信息更多、服务更快

销售分类:
水工建筑物/设计