给水排水设计手册. 第二版
第03册. 城镇给水

目　录

1　城镇给水系统

1.1　用水要求 …… 1
1.2　系统组成 …… 1
1.3　给水系统类别 …… 2
1.4　给水系统设计的目的和要求 …… 4
1.4.1　目的和要求 …… 4
1.4.2　方案比较 …… 4
1.5　影响给水系统选择的因素 …… 5
1.5.1　城镇及工业企业规划 …… 5
1.5.2　水源条件 …… 6
1.5.3　地形条件 …… 7
1.5.4　其他因素 …… 7
1.6　给水系统布置示例 …… 8
1.7　给水工程建设程序和设计阶段 … 11
1.7.1　基本建设程序 …… 11
1.7.2　项目建议书 …… 11
1.7.3　可行性研究 …… 12
1.7.4　初步设计 …… 12
1.7.5　施工图设计 …… 12

2　输　配　水

2.1　输配水管渠布置 …… 13
2.1.1　线路选择与布置要求 …… 13
2.1.2　输水管渠布置 …… 14
2.1.3　配水管网布置 …… 16
2.2　水力计算 …… 20
2.2.1　流量计算 …… 20
2.2.2　管渠水力计算 …… 24
2.2.3　管网水力计算 …… 27
2.3　水量调节设施 …… 39
2.3.1　水量调节设施及其选用 …… 39
2.3.2　水厂清水池 …… 40
2.3.3　水塔及高位水池 …… 42
2.3.4　调节(水池)泵站 …… 46
2.4　管渠材质及附属设施 …… 48
2.4.1　管渠材质的选用 …… 48
2.4.2　常用管道材质 …… 49
2.4.3　管道附属设施 …… 53
2.5　管道敷设 …… 59
2.5.1　管道埋深 …… 59
2.5.2　管道基础及埋设要求 …… 65
2.5.3　支墩 …… 70
2.5.4　管道明设 …… 75
2.5.5　管道穿越障碍物 …… 78
2.5.6　管道水压试验 …… 86
2.6　管道阴极保护 …… 90
2.6.1　土壤腐蚀 …… 90
2.6.2　土壤腐蚀分级标准 …… 91
2.6.3　阴极保护 …… 92
2.6.4　牺牲阳极保护 …… 93
2.6.5　外加电流法 …… 96

3　地下水取水

3.1　地下水源的选择 …… 102
3.1.1　地下水源的特点 …… 102
3.1.2　水源地选择的原则 …… 102
3.1.3　设计资料的搜集与分析 …… 103
3.2　地下水取水构筑物的种类及适用范围 …… 103
3.2.1　地下水取水构筑物的种类 …… 103
3.2.2　地下水取水构筑物的适用范围 …… 103
3.3　水文地质参数的确定 …… 104
3.3.1　水文地质参数的种类 …… 104
3.3.2　对水文地质参数的精度要求 …… 105
3.3.3　水文地质参数的计算方法 …… 105

3.4 水量评价 …… 110
3.4.1 水量分类及评价原则 …… 110
3.4.2 补给量的计算 …… 111
3.4.3 储存量的计算 …… 113
3.4.4 允许开采量的计算 …… 113
3.5 管井 …… 115
3.5.1 管井出水量计算 …… 115
3.5.2 管井构造设计 …… 129
3.5.3 管井施工 …… 144
3.5.4 除砂器设计 …… 145
3.6 渗渠 …… 149
3.6.1 渗渠的位置选择与平面布置 …… 150
3.6.2 渗渠出水量计算 …… 151
3.6.3 渗渠设计 …… 155
3.6.4 集水井设计 …… 157
3.6.5 渗渠设计注意事项 …… 158
3.6.6 渗渠施工 …… 158
3.7 大口井 …… 159
3.7.1 大口井出水量计算 …… 159
3.7.2 大口井设计 …… 162
3.7.3 大口井施工 …… 166
3.8 辐射井 …… 168
3.8.1 辐射井的位置选择与平面布置 …… 169
3.8.2 辐射井出水量计算 …… 169
3.8.3 集水井与辐射管的设计 …… 174
3.8.4 辐射井施工 …… 177
3.9 井群虹吸管集水系统设计 …… 179
3.9.1 虹吸管集水的适用条件与平面布置 …… 179
3.9.2 虹吸管设计 …… 180
3.9.3 虹吸管排气设备的选择与计算 …… 181
3.9.4 集水井设计 …… 182
3.9.5 真空罐容积的确定 …… 183
3.10 改善与提高取水构筑物能力的措施 …… 183
3.10.1 取水构筑物淤堵处理 …… 183
3.10.2 预防取水构筑物堵塞的措施 …… 184
3.10.3 提高取水构筑物能力的措施 …… 185
3.11 地下水人工回灌 …… 186
3.11.1 地下水人工回灌在给水工程上的应用 …… 186
3.11.2 地下水人工回灌的基本条件及适用的水文地质条件 …… 186
3.11.3 回灌水源选择和水质要求 … 187
3.11.4 地下水人工回灌的主要方法 …… 188
3.11.5 水井人工回灌设计 …… 190

4 地表水取水

4.1 地表水水质 …… 194
4.2 地表水取水设计资料 …… 197
4.2.1 水源资料 …… 197
4.2.2 水文计算 …… 198
4.3 取水构筑物位置选择 …… 206
4.3.1 设计原则 …… 206
4.3.2 位置选择 …… 207
4.4 取水构筑物形式 …… 210
4.4.1 固定式取水构筑物分类及形式 …… 210
4.4.2 移动式取水构筑物分类及形式 …… 215
4.4.3 构筑物形式选择 …… 216
4.5 固定式取水构筑物设计 …… 226
4.5.1 取水头部 …… 226
4.5.2 进水管(渠) …… 234
4.5.3 集水井 …… 235
4.5.4 斗槽 …… 246
4.5.5 底拦栅 …… 252
4.5.6 低坝 …… 259
4.6 移动式取水构筑物 …… 263
4.6.1 缆车式取水 …… 263
4.6.2 浮船取水 …… 272

5 泵 房

5.1 给水泵房 …… 284
5.1.1 给水泵房分类 …… 284
5.1.2 泵房布置示例 …… 285

5.2　水泵选择 …… 299
5.2.1　常用给水水泵 …… 299
5.2.2　运行工况和水泵选择 …… 305
5.2.3　水泵安装高度计算 …… 310
5.3　动力设备及附属设备 …… 316
5.3.1　动力设备 …… 316
5.3.2　调速装置 …… 320
5.3.3　真空充水系统及设备 …… 336
5.3.4　起重设备与泵房高度 …… 345
5.3.5　采暖与通风 …… 352
5.3.6　泵房排水与设备 …… 360
5.4　泵房布置 …… 361
5.4.1　泵房布置--般要求 …… 361
5.4.2　机组布置 …… 365
5.4.3　进出水布置 …… 376
5.5　水锤计算与防护 …… 394
5.5.1　水锤分类与特征值 …… 394
5.5.2　水锤的参数标准和计算方法 …… 399
5.5.3　水锤防护 …… 413

6　净水工艺选择

6.1　生活饮用水水质要求 …… 431
6.2　主要净水工艺 …… 433
6.3　净水工艺选择 …… 435
6.3.1　净水工艺选择原则 …… 435
6.3.2　净水构筑物及适用条件 …… 435
6.3.3　净水工艺流程选择 …… 435

7　混　凝

7.1　混凝剂及投加 …… 440
7.1.1　混凝作用及常用药剂 …… 440
7.1.2　药剂投加系统 …… 450
7.1.3　加药间及药库布置 …… 464
7.2　混合 …… 470
7.2.1　混合基本要求和方式 …… 470
7.2.2　水力混合 …… 471
7.2.3　机械混合 …… 473
7.3　絮凝 …… 477
7.3.1　设计要点及絮凝形式 …… 477
7.3.2　隔板絮凝池 …… 478
7.3.3　折板絮凝池 …… 482
7.3.4　网格(栅条)絮凝池 …… 488
7.3.5　机械絮凝池 …… 491

8　沉淀(澄清)

8.1　预沉淀(澄清) …… 499
8.1.1　高浊度水沉降特性 …… 499
8.1.2　预沉处理构筑物类型 …… 501
8.1.3　天然预沉 …… 502
8.1.4　辐流式预沉池 …… 504
8.1.5　沉砂池 …… 508
8.1.6　XB-Ⅰ型水旋澄清池 …… 510
8.1.7　其他预沉构筑物 …… 515
8.2　沉淀 …… 518
8.2.1　沉淀池形式与选择 …… 518
8.2.2　平流沉淀池 …… 520
8.2.3　斜板与斜管沉淀池 …… 524
8.2.4　其他形式沉淀池 …… 532
8.2.5　沉淀池进出口形式及计算 …… 535
8.2.6　排泥方式及计算 …… 536
8.3　澄清 …… 546
8.3.1　澄清池形式选择 …… 546
8.3.2　机械搅拌澄清池 …… 547
8.3.3　水力循环澄清池 …… 565
8.3.4　悬浮澄清池 …… 572
8.3.5　脉冲澄清池 …… 577
8.4　气浮 …… 583
8.4.1　气浮工艺特点及适用条件 …… 583
8.4.2　设计要点及计算公式 …… 584
8.4.3　气浮设备 …… 585
8.4.4　运行注意事项 …… 591
8.4.5　气浮池形式及工程示例 …… 591
8.4.6　计算示例 …… 595

9　过　滤

9.1　滤池形式及选用 …… 598
9.1.1　滤池形式分类 …… 598
9.1.2　滤池选用及适用条件 …… 599
9.2　滤池的配水系统 …… 601
9.2.1　常用的配水系统 …… 601
9.2.2　水头损失计算 …… 602
9.2.3　冲洗方式 …… 609
9.3　普通快滤池 …… 614

9.3.1 设计数据与计算公式 …… 616
9.3.2 设计要点 …… 621
9.3.3 计算示例 …… 621
9.4 双阀滤池 …… 624
9.4.1 鸭舌阀滤池 …… 624
9.4.2 虹吸管式双阀滤池 …… 625
9.5 均粒滤料滤池 …… 626
9.5.1 工作特点 …… 626
9.5.2 设计要点及数据 …… 627
9.5.3 运行控制 …… 634
9.5.4 计算公式 …… 635
9.6 多层滤料滤池 …… 637
9.6.1 三层滤料滤池 …… 637
9.6.2 双层滤料滤池 …… 640
9.6.3 接触双层滤料滤池 …… 642
9.7 虹吸滤池 …… 643
9.7.1 虹吸滤池特点 …… 643
9.7.2 设计要点 …… 643
9.7.3 计算公式及数据 …… 645
9.7.4 水力自动控制 …… 646
9.8 重力式无阀滤池 …… 649
9.8.1 工作特点 …… 649
9.8.2 设计要点 …… 649
9.8.3 计算公式及数据 …… 652
9.9 移动罩滤池 …… 652
9.9.1 设计要点 …… 653
9.9.2 计算公式及数据 …… 655
9.10 微滤机 …… 656
9.10.1 构造及特点 …… 656
9.10.2 设计数据 …… 658

10 消 毒

10.1 消毒方法 …… 659
10.2 液氯消毒 …… 661
10.2.1 液氯物理性能及投加 …… 661
10.2.2 设计与计算 …… 662
10.2.3 加氯设备 …… 664
10.2.4 自动真空加氯系统 …… 667
10.2.5 漏氯吸收装置 …… 669
10.2.6 加氯间布置 …… 669
10.3 氯胺消毒 …… 671
10.3.1 氯胺消毒作用 …… 671
10.3.2 设计要点 …… 671
10.3.3 投加与调制设备 …… 672
10.3.4 加氨间及氨库 …… 672
10.4 漂白粉消毒 …… 672
10.4.1 设计要点 …… 673
10.4.2 计算公式 …… 673
10.4.3 投加漂白粉设备 …… 674
10.5 次氯酸钠消毒 …… 675
10.5.1 次氯酸钠消毒特点 …… 675
10.5.2 次氯酸钠发生器 …… 675
10.5.3 次氯酸钠溶液的投配 …… 676
10.6 二氧化氯消毒 …… 677
10.6.1 二氧化氯的主要物理性能 … 677
10.6.2 二氧化氯的消毒氧化作用 … 677
10.6.3 设计要点 …… 677
10.6.4 二氧化氯的制取 …… 678
10.6.5 使用二氧化氯注意事项 …… 679

11 生物接触氧化处理

11.1 生物接触氧化处理技术的应用 …… 682
11.1.1 特点 …… 682
11.1.2 应用 …… 683
11.2 弹性填料生物接触氧化池 …… 685
11.2.1 构造 …… 685
11.2.2 设计要点与主要参数 …… 686
11.2.3 运行与维护 …… 687
11.2.4 工程示例 …… 687
11.3 颗粒填料生物接触氧化滤池 …… 693
11.3.1 构造 …… 693
11.3.2 颗粒填料选择 …… 694
11.3.3 布置 …… 695
11.3.4 设计要点与主要参数 …… 696
11.3.5 运行与维护 …… 697
11.3.6 工程示例 …… 698
11.4 蜂窝管与轻质填料生物接触氧化池 …… 702
11.4.1 蜂窝管生物氧化池 …… 702
11.4.2 轻质填料生物接触氧化

滤池 …… 704
11.5 曝气生物流化池(ABFT) …… 705
11.5.1 构造 …… 705
11.5.2 设计要点与主要参数 …… 706
11.5.3 运行与维护 …… 707

12 臭氧、活性炭处理

12.1 臭氧氧化处理 …… 708
12.1.1 臭氧的主要物理性能 …… 708
12.1.2 臭氧在给水处理中的应用及工艺流程选择 …… 709
12.1.3 臭氧发生器气源系统 …… 710
12.1.4 臭氧发生系统 …… 718
12.1.5 臭氧接触反应系统 …… 729
12.1.6 臭氧尾气的利用与处理 …… 741
12.1.7 臭氧化法处理系统的监控与防护 …… 743
12.1.8 臭氧化处理实例 …… 747
12.2 活性炭吸附处理 …… 759
12.2.1 活性炭的吸附作用 …… 759
12.2.2 活性炭净水工艺 …… 761
12.2.3 活性炭的性能指标 …… 765
12.2.4 粉末活性炭投加系统 …… 772
12.2.5 颗粒活性炭滤池 …… 782
12.2.6 颗粒活性炭的再生 …… 792

13 除铁、除锰、除氟

13.1 地下水除铁和除锰 …… 798
13.1.1 含铁含锰地下水的水质 …… 798
13.1.2 除铁除锰方法 …… 799
13.1.3 影响除铁除锰的主要因素 … 800
13.1.4 工艺流程 …… 801
13.1.5 地下水的曝气 …… 802
13.1.6 除铁除锰滤池 …… 812
13.2 除氟 …… 816
13.2.1 除氟方法 …… 816
13.2.2 活性氧化铝法 …… 816
13.2.3 电渗析法 …… 821
13.2.4 絮凝沉淀法 …… 823

14 排泥水处理

14.1 处理系统组成和工艺选择 …… 824
14.1.1 处理系统组成 …… 824
14.1.2 工艺流程选择 …… 825
14.1.3 排泥水处理系统的泥水平衡计算 …… 827
14.1.4 排泥水处理系统的计算示例 …… 827
14.2 干泥量的确定 …… 829
14.2.1 计算公式 …… 829
14.2.2 设计浊度值的选用 …… 830
14.2.3 浊度(NTU)与悬浮固体(SS)的换算 …… 830
14.3 排泥水性质试验 …… 831
14.3.1 自然沉降浓缩试验 …… 831
14.3.2 投加药剂的沉降浓缩试验 … 832
14.3.3 污泥脱水性能 …… 832
14.4 调节设施 …… 834
14.4.1 排水池 …… 834
14.4.2 排泥池 …… 834
14.4.3 污泥平衡池 …… 835
14.5 排泥水浓缩 …… 835
14.5.1 浓缩方式及浓缩池构造 …… 835
14.5.2 浓缩池设计 …… 838
14.6 污泥调理 …… 842
14.6.1 物理调理法 …… 842
14.6.2 化学调理法 …… 842
14.7 污泥脱水 …… 843
14.7.1 自然干化 …… 844
14.7.2 机械脱水 …… 845
14.7.3 脱水机和性能比较 …… 851
14.7.4 脱水机房布置 …… 852
14.8 排泥水处理系统自控设计 …… 854
14.8.1 检测仪表 …… 854
14.8.2 控制模式 …… 855

15 水厂总体设计

15.1 总体布置 …… 856
15.1.1 水厂组成 …… 856
15.1.2 工艺流程布置 …… 856
15.2 平面布置 …… 858
15.3 水厂附属建筑物 …… 859
15.4 水厂管线设计 …… 863
15.4.1 生产管线 …… 863

15.4.2 管线的水头损失及流程标高计算 …… 864
15.5 高程布置与土方平衡 …… 869
15.5.1 高程布置 …… 869
15.5.2 土方平衡计算 …… 870
15.6 水厂绿化及道路 …… 874
15.6.1 绿化 …… 874
15.6.2 道路 …… 876
15.7 水厂的仪表和自控设计 …… 878
15.7.1 设置标准 …… 878
15.7.2 分级控制 …… 882
15.8 制水成本计算 …… 882
15.9 水厂布置示例 …… 884

1 城镇给水系统

1.1 用 水 要 求

城镇给水按其用途主要可分为以下三类：

(1) 生活用水：包括居民生活饮用、洗涤、烹饪、冲厕、洗澡等用水和工矿企业内部职工的生活用水及淋浴用水以及公共建筑及设施(如娱乐场所、宾馆、浴室、商业、学校和机关办公楼等)的用水。

生活用水量的多少随着当地的气候、经济状况、生活习惯、房屋卫生设备条件、供水压力、收费方法等而有所不同，影响因素很多。

生活饮用水的水质必须达到《生活饮用水卫生标准》规定的要求；生活用水可分为饮用水和非饮用水两部分，非饮用水水质要求可较饮用水低。当饮用水与非饮用水采用分系统供应时，应严禁连接。

(2) 生产用水：指工业企业生产过程中的工艺用水和冷却用水，如发电厂汽轮机、钢铁厂高炉等的冷却用水，锅炉蒸汽用水，纺织厂和造纸厂的洗涤、空调、印染用水等。

生产用水的水量、水质和水压的要求也有很大的差异，而且工艺的改革也会对水量及水质的要求带来很大变化。因此，在确定生产用水的水量和水质时，必须由工艺设计部门提供用水量、水质和所需压力的要求。

(3) 消防用水：消防用水只是在发生火警时才由给水管网供给。消防用水对水质没有特殊要求。一般城镇给水皆采用低压制消防系统，即当发生火警时，由消防车自管网中取水加压进行灭火。工业企业也有采用高压消防制的，即当发生火警时，提高整个管网的水压，以保证必须的灭火水柱。有关消防水量、火灾次数及相应管网压力，应按照消防规范确定。

除了以上三种主要用水外，城镇给水还需考虑景观用水、浇洒道路和绿地用水以及管道冲洗用水等。

1.2 系 统 组 成

给水系统是指将原水经加工处理后按需要把制成水供到各用户的一系列工程的组合，一般包括天然水源的取水、处理(如果需要的话)以及送水至各用户的配水设施。城镇给水系统一般见图 1-1，由以下各部分组成：

取水构筑物——自地面水源或地下水源取水的构筑物。

输水管(渠)——将取水构筑物取集的原水送入处理构筑物的管、渠设施。

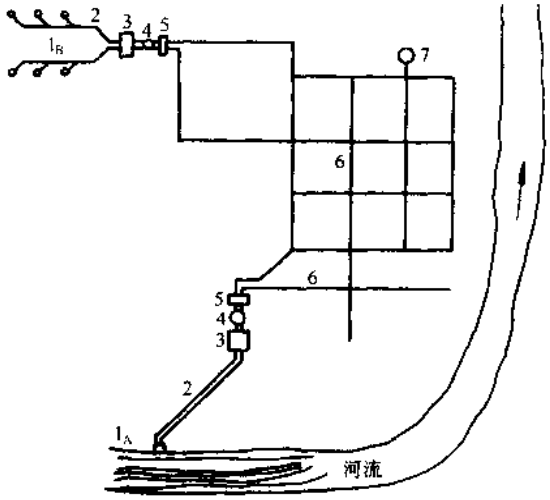


图 1-1　城镇给水系统示意

1_A—地面水取水构筑物；1_B—地下水取水构筑物；
2—输水管(渠)；3—处理构筑物；4—调节构筑物(清水池)；
5—送水泵房；6—配水管网；7—调节构筑物(水塔)

处理构筑物——对原水进行处理，以达到用户对水质要求的各种构筑物，通常把这些构筑物集中设置在水厂内。

调节及增压构筑物——贮存和调节水量、保证水压的构筑物(如清水池、水塔、增压泵房)一般设在水厂内，也可在厂内外同时设置。

配水管网——将处理好的水送至用户的管道及附属设施。

1.3　给水系统类别

城镇给水系统一般为生活、生产、消防三者合一的系统，它可分为：

(1) 统一系统：该系统统一按生活饮用水水质供水，为大多数城镇所采用，如图 1-1 所示。

(2) 分质系统：根据不同用水对水质要求的不同，采用分系统供应。例如：将水质要求较低的工业用水单独设置工业用水系统，其余用水则合并为另一系统(见图 1-2)；将城市污水再生后回用作为厕所便器冲洗、绿化、洗车等用水，另设生活杂用水系统；利用海水作为冲厕用水，另设海水系统等。

(3) 分压系统：根据管网压力的不同要求，如城镇中某些高层建筑区，要求较高的供水压力，此时可采用不同压力的供水系统，见图 1-3。

(4) 分区系统：按地区形成不同的供水区域。对于地形起伏较大的城镇，其高、低区域采用由同一水厂分压供水的系统，称为并联分区系统；当采用增压泵房(或减压措施)从某一区域取水，向另一区域供水的系统，称为串联分区系统，见图 1-4。

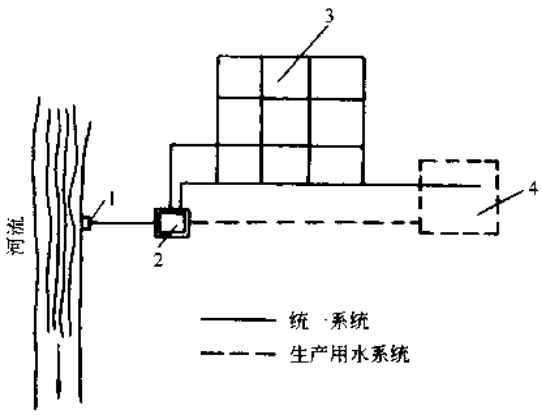


图 1-2 分质给水系统

1 取水口;2—水厂;3—城镇;4- 工业区

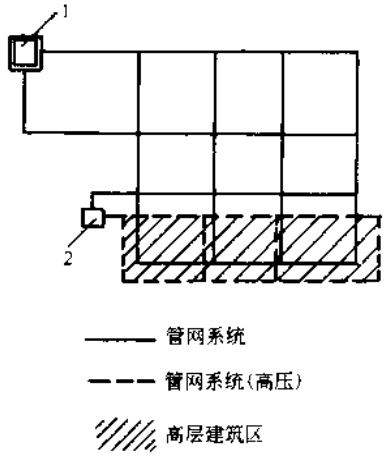


图 1-3 分压给水系统

1—水厂;2—增压泵房

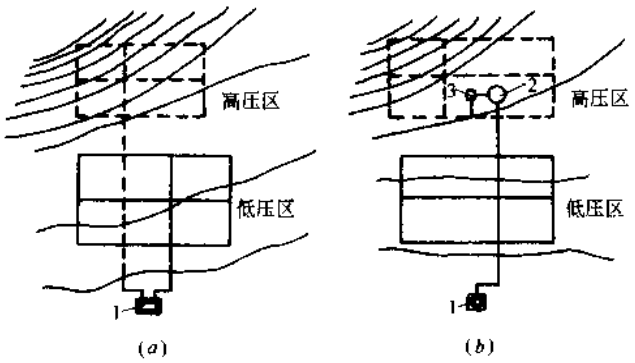


图 1-4 分区给水系统

(a)并联分区系统;(b)串联分区系统

1—水厂;2—调节水池;3—增压泵房

当城镇用水区域划分成相距较远的几部分时,由于统一供水不经济,也可采用几个独立系统分区供水,待城镇发展后逐步加以连接,成为多水源的统一系统。

(5) 区域给水系统:按照水资源合理利用和管理相对集中的原则,供水区域不局限于某一城镇,而是包含了若干城镇及其周边的村镇和农村集居点,形成一个较大范围的供水区域。区域给水系统可以由单一水源和水厂供水,也可由多个水源和水厂组成。

除了以上给水系统的分类外,有时还根据系统中的水源多少,分为单水源系统和多水源系统等。

对于规模较大的城镇以及大型联合企业的给水系统,还可能同时具有几种供水系统。例如既有分质,又有分区的系统等。

进行系统规划设计时,首先要分析系统范围内各用户在规划年限期间的用水量和水质、水压要求,把同一或相近水质、水压要求的各用户的用水量进行统计,根据水质要求低的用

水可用水质要求高的供应、水压要求低的可用水压要求高的供应(在管道压力允许范围内)，根据水资源条件和实施可行性，组成多种方案系统，进行技术经济比较。对于大型企业的生产用水还应结合企业内部的供水系统(如复用系统、循环系统及直流系统)进行综合比较。

1.4　给水系统设计的目的和要求

1.4.1　目的和要求

系统设计的目的是为了选择以最低基建投资和最少年经营费来满足各用户用水要求的方案。系统设计的具体要求是：

(1) 给水系统设计必须合理处理城镇、工业与农业用水之间的关系，正确选用供水水源。

(2) 给水工程的设计应符合城市总体规划，近远期结合，以近期为主。近期设计年限宜采用 5～10a，远期规划年限宜采用 10～20a。

(3) 对于扩建或改建的给水工程，应从实际出发，充分利用原有设施的能力。

(4) 给水系统中统一、分区、分质或分压的选择，应根据当地地形、水源情况，城镇和工业企业的规划、水量、水质、水温和水压的要求及原有的给水工程设施等条件，从全局出发，通过技术经济比较后综合考虑确定。

(5) 工业企业生产用水系统的选择，应从全局出发考虑水资源的综合利用和水体的保护，并应采用重复利用或循环系统。

(6) 给水工程系统设计应符合提高供水水质、提高供水安全可靠性、降低能耗、降低漏失水量和降低药耗的原则。

1.4.2　方案比较

为达到上述目的和要求，系统设计必须做多方案比较，特别对于旧城镇和工业企业给水系统的扩建或改建，更应考虑充分利用原有设施，做好方案比较。方案比较的一般步骤如下：

(1) 根据工程建设的目标，确定在技术上可能实施的各种方案(排除在技术上或经济上明显不合理或缺乏竞争力的方案)。

(2) 对应予比较的方案，做出具体的设计和计算，列出各方案的工程量和主要技术指标。

(3) 进行各方案的工程投资和经常运行费用的估算。

(4) 根据各方案的基建投资和年经营费用进行经济评价。评价的经济指标可采用现值比较法、年费用比较法或者静态差额投资回收期法进行计算。

现值比较法计算各方案的费用现值(PC)并进行比较，以费用现值较低的方案为优。其计算式为

$$PC = \sum_{t=1}^{n} (I + C') \frac{1}{(1+i)^t} - (S_v + W) \frac{1}{(1+i)^n} \tag{1-1}$$

式中　I——年投资(包括固定资产投资和流动资金)；

C'——年经营费用；

S_v——计算期末回收的固定资产余值；

W——计算期末回收的流动资金；

i——折现率；

n——计算期年限；

t——计算年份($t=1\cdots\cdots n$)。

年费用比较法计算各方案的等额年费用(AC)并进行比较，以年费用较低的方案为优。其计算式简化为

$$AC=I'\frac{(1+i)^n i}{(1+i)^n-1}+C' \tag{1-2}$$

式中 I'——工程总投资。

式(1-2)适用于工程一次建成，建设期相对于计算期较短的方案比较。

当两个方案预期达到的目标相同或基本相同时，可采用较简单的静态差额投资回收期(P_a)进行比较。其计算式为

$$P_a=\frac{I_2-I_1}{C_1'-C_2'} \tag{1-3}$$

式中 C_1'、C_2'——两个比较方案的年总经营成本；

I_1、I_2——两个比较方案的全部投资。

投资回收期短于基准回收期时，投资大的方案较为优越。

(5) 根据工程的要求和特点确定进行综合评价的项目。除了经济指标外，一般还应包括土地占用、动力资源、施工条件与建设周期、水源的环境保护、原有设施利用程度、主要材料消耗、近远期结合以及社会效益和环境效益等内容。

(6) 按照综合评价的项目，对各方案进行比较或评分，列出从最优至最差的次序。

(7) 根据各项评价指标，综合评价各方案的优劣，确定推荐方案。也可分项进行级差量化处理(加权)，按重要性分为极重要、很重要、重要、应考虑和意义不大等五级，以“意义不大”取权数为1，依次按 2^{n-1} 进级，然后按照五分制评价的评分进行加权计算，以确定推荐方案。

1.5 影响给水系统选择的因素

1.5.1 城镇及工业企业规划

给水系统应根据城镇及工业区的规划进行设计：

(1) 城镇人口的发展，居住区的建筑层数和标准，规划的工业布局和规模，以及相应的水量、水质、水压资料，是考虑给水系统的依据。

当地农业灌溉、航运和水利等的规划，也是水源选择的依据。

(2) 给水系统供水的安全和可靠性要求应根据城镇和工业企业的重要性决定。一般大中型城镇水厂的供水安全要求高于小城镇。

为考虑供水安全，大中城镇尽量采用多水源供水；输水管(渠)至少两条，或是一条输水

管线配以有足够大的事故贮备水池；厂站应有两路独立可靠的电源；配水干管应采用环状管网；重要的构筑物还可考虑提高抗震烈度等。小型村镇给水系统的供水可靠性要求可较低，但应考虑随供水的发展，逐步加以提高。

(3) 给水系统一般可按远期规划和近期设计。例如，近期先建一个水源、一条输水管以及树枝状配水管网，远期再逐步发展成多水源、多输水管和环状配水管网；地表水取水构筑物及泵房土建如采用分期施工并不经济，故土建可按远期规模一次建成，但其内部设备则应按近期所需进行安装，也可留出位置，或者以后改换大泵等。

(4) 对于扩建工程，应充分利用原有设施，原有的水厂首先应考虑通过改造增加生产能力；配水管网可采用适当增铺管道以扩大配水能力；为适应居住区内个别层次较高的多层建筑用水，可考虑设置屋顶水箱等措施，利用夜间进水、白天出水以满足压力需要；随着供水区的扩大，为充分利用原有配水管网能力，可在配水管网的适当位置设置增压泵房或调节泵站。

(5) 妥善处理好生产用水系统，对给水系统的确定具有重要意义。提高生产用水的重复使用率，对于压缩城市供水规模具有明显作用；对于用水量较大且较集中的生产用水，应进行统一的供水系统和分质或分压系统的方案比较。

(6) 给水系统的供水压力应以满足大多数用户要求来考虑，而不能根据个别的高层建筑或要求水压较高的工业企业来确定。对于个别要求水压高的用户可采用自行加压以满足需要；对于成片的高层建筑，可以另建一个高压系统供水。

1.5.2　水　源　条　件

水源的种类和水源距用水区的距离直接影响给水系统的布置。

深层地下水一般水质洁净，有可能不需处理构筑物，为防止输水至用户过程中可能受到的污染，只需加适量的氯进行消毒。这种给水系统的基建投资和年运行费一般都较低；利用泉水和自流的深层地下水，有时还可省去提升泵房。此外，地下水不易被污染。所以，一般情况下宜优先采用符合卫生要求的地下水作生活饮用水水源。但地下水的过量开采，不仅会使地下水位大幅度下降，甚至会产生地面下沉。为此，地下水的开采一定要在管理部门的统一规划之下，控制在允许的开采范围内。

地面水一般较为浑浊，易受污染，但一些大的河流其流量较充沛，可以满足城镇的取水要求。利用山地和河口水库水作水源，是充分利用地面水资源的一种方式。海水也是一种可供利用的天然水资源。

(1) 水量因素：为确保水源的可取水量，必须对水资源进行综合平衡，特别要综合考虑农业和航运等需要。在水源水量不足的情况下，更应做好水资源的平衡。设计时，水源水量应以当地水利部门或水文地质部门的正式文件为依据。

(2) 水质因素：根据各用户对水质要求，分析附近水源的水质是否符合要求，河流水质的分析要测定汛期和非汛期的各项水质指标。对于受潮汐影响的河流，不但要考虑涨、落潮对水质的影响，还要考虑取水后下游受污染河水可能上溯的程度。如果分析结果认为附近水源能符合要求，则首先应考虑就近取水。深层地下水可以集中供水，也可分散就地开凿，以“补压井”的形式供水。补压井形式可起调节整个城镇高峰用水的作用，有时较为经济。对于生活饮用水水源应选在城镇的上游，其水质应符合建设部发布的《生活饮用水水源水质标准》和国家环保总局制定的《地表水环境质量标准》。选定为供水水源时，应取得当地卫生

部门正式同意。

工业企业生产用水水质要求各异，用水量大的工业企业常采用分质供水系统。对水温要求较严、又有回灌地下水条件的工业企业，可采用冬灌夏用或夏灌冬用的地下水循环系统。

(3) 水位因素：利用水位高程较高的水源(如水库水、山泉水、深层自流地下水等)可降低经常的运行电耗，故应首先考虑采用。

(4) 环保因素：被确定为生活饮用水的水源一定要按《生活饮用水卫生标准》的要求进行水源保护；在建造水厂的同时，环境保护的措施一定要同步实施。

1.5.3 地 形 条 件

当供水区域辽阔，用水区分散，建造单一系统不经济而水源条件又许可时，可分别设置独立的给水系统。

当城镇只能提供一个取水点而地形又窄长时，为降低水厂供水压力和节约能源，可以设置区域性增压泵站(无调节水池)或调节泵站(有调节水池)。

当城镇位于地形高差较大的丘陵地区，应考虑采用分区(分压)给水系统。

1.5.4 其 他 因 素

(1) 电源：除自流给水系统外，供水厂站都需要安全可靠的电源，重要的厂站还要求双回路供电。为减少供电线路，选择厂站位置时，应尽量靠近电源点。当水厂附近缺乏电源点而需同时兴建变电站时，兴建变电站可结合地区的发展需要一并考虑。只有在系统电网确实无法供给水厂用电，而近期电网又无法扩建的情况下，经与长距离输电比较，以自行设置电站较为合理时，才考虑水厂自设电站或选用其他动力。

(2) 占地、拆迁：

占地、拆迁是建设中政策性很强的问题，给水工程系统设计往往受这方面的制约。因此，进行系统设计时，除了对方案做好技术经济比较外，必要对占地、拆迁作比较分析。

不占好地，占山地、坡地等是工程建设的原则，国家也已对占农田、菜田采取了高价补偿的政策。

为了尽量少占地，特别在用地紧张的条件下，水厂及泵站的布置应尽量紧凑。远期的保留用地，近期不宜征用，由规划部门控制作为远期发展时用。

为了减少投资，应尽量减少拆迁工程量。在进行系统的方案比较时，应包括工程拆迁或结合市政需要进行方案比较。

(3) 水厂的排水和污泥处置：水厂处理过程中约有5%～10%的厂用水需要排放，当水厂规模较大时，其排水量也相当可观，为此需要有恰当的排水和污泥处置方案。一般应考虑：

1) 水厂位置选择时，排水出路往往是选择厂址的一个重要条件。排入的水体，应取得有关部门的同意。当附近无允许排放的河道又无城市下水道(或因易堵塞，而不能排入城市下水道)时，需考虑污泥处理或寻找低洼地改造为排水塘(定期挖泥)，以解决排水出路。

2) 水厂的排水高程系统尽可能做到常年能自流排出。如提高构筑物高程不经济时，则需采用排水泵抽送，但仍应争取在排入水体水位低时能自流排出。

3) 由于排水量占整个处理水量的比例较大，从节约水资源角度来看，应尽量考虑回收利用。

1.6　给水系统布置示例

图 1-5 为某市的给水系统。该市原仅为一个水厂和树枝状管网，随着城市用水量增加和供水范围扩大，经比较确定了增建第二水厂，并把树枝状管网连成环网的方案。由于缩短了水厂供水的距离，单位水量的电耗明显降低，成本降低一半，同时提高了供水安全度。

图 1-6 为某丘陵城市，地面高差 50 余米，给水系统同时采用并联分区（一水厂）和串联分区（二水厂）的形式。并联分区的管网末端设有阀门，以便必要时由高压区补给低压区。串联分区的水厂统一按低压区的水压要求供水，高压区通过由低压区取水加压后供水。

图 1-7 为某市的给水系统，该市主要工业区在城市下游，全市工业用水量占总供水量的 75.4%，城西工业区各厂的要求水质相

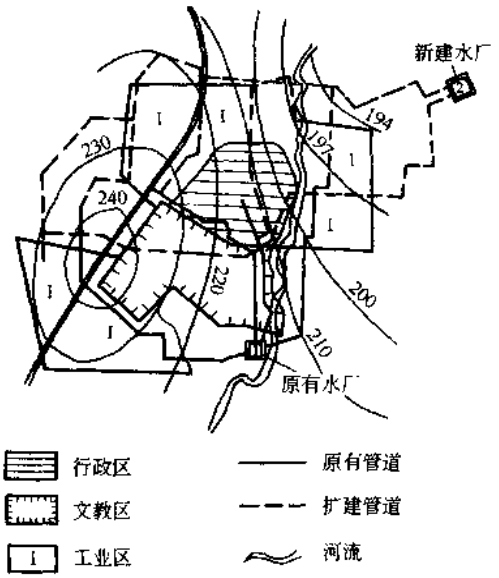


图 1-5　某市给水系统扩建示例

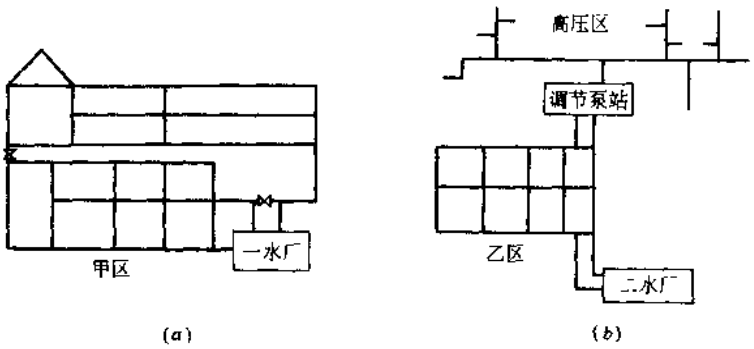


图 1-6　并联分区和串联分区的系统示例
(a)并联分区；(b)串联分区

近，水压为生活用水的 1.5 倍，因此选用了工业用水与生活用水按分质、分压两个系统供给的布置。工业用水只经混凝沉淀，生活用水经混凝沉淀、过滤、消毒等处理。城北、城东两个工业区用水量不大，水质要求与生活用水接近，采用统一供水系统。城市生活用水系统因居民点分散，水厂的供水压力只满足半径 7km 范围内人口较集中的沿江市区，对距离市区较远的居民区和工厂，分别设置区域性增压站，并在靠近工厂的高地设置调节水池。

图 1-8 为某沿江丘陵城市的给水系统，供水范围内地面高差 50m 左右，丘陵起伏。水源利用水库电站引水渠，筑隧道 290m，沿山开挖明渠 600m，自流引水至净水厂。净水厂地

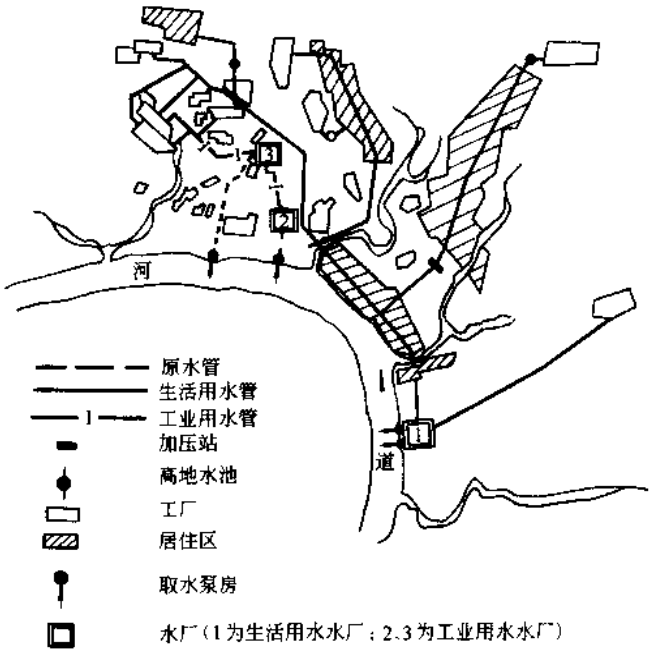


图 1-7 分质、分压给水系统示例

面比山下城市一般地面高出 50～54m，足以满足城市大部分居民区的供水水压，部分高程较高的地区则由净水厂加压供给用户。

图 1-9 为一区域供水系统。供水范围除中心城区外，还包括 27 个镇及附近乡村。区域供水系统内共有水厂两座，水源分别取自江河及湖泊。根据用水安全性的不同要求及经济条件，市区管网采用环状，村镇则近期暂以树枝状考虑。根据用水压力及水量调度要求，经比较后确定设置增压泵站一座及水库调节增压泵站两座。

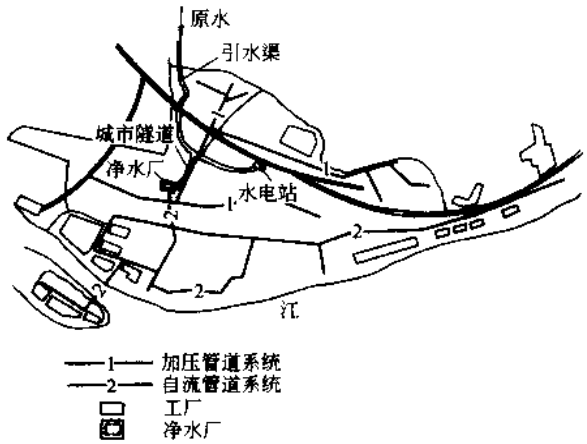


图 1-8 自流与加压结合的给水系统示例

图 1-10 为大型原水输水系统布置示例。取水点位于城市上游(A 处)，原水输送至分布于城市中的 8 座水厂。经过比较，输水系统的主干线采用低压现浇钢筋混凝土渠道。由于输水距离长，在沿途设置增压泵站两座(B、C 处)。由于各座水厂要求的进水压力各不相同，为了减少运行电耗，系统设计以满足水量较大水厂的压力要求来确定泵站的扬程。例如，C 泵站供应 4 座水厂，而甲、乙两厂水量较大，且压力可大致平衡，故由 C 泵站直接输水，而其余两水厂则再采用局部提升加压。水源泵站 A 的大部分水需经 B 泵站转输，尽管丙水厂的水量也较大，但如要满足丙水

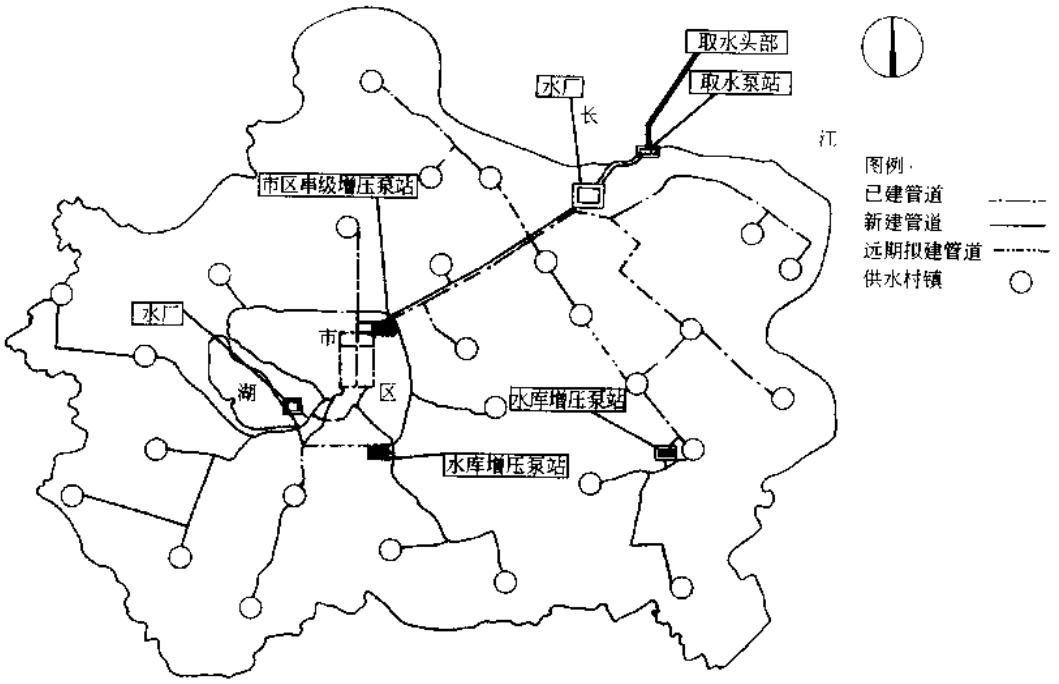


图 1-9　区域供水系统示例

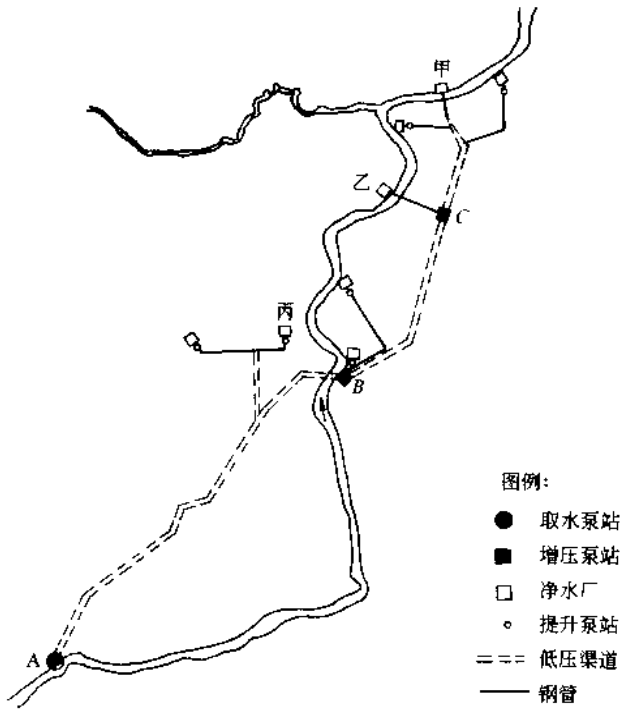


图 1-10　原水系统布置示例

厂的进水压力要求，则将造成进入 B 泵站的进水压力过高，故丙水厂也采用局部加压。

1.7 给水工程建设程序和设计阶段

1.7.1 基本建设程序

从事建设工程活动，必须严格执行基本建设程序，坚持先勘察、后设计、再施工的原则。

按照基本建设程序，工程建设项目实施可分为建设项目前期工作、建设准备、建设实施和竣工验收四个阶段。

设计工作一般可分为可行性研究报告、初步设计和施工图设计，重大项目、技术复杂或缺乏经验的项目，可在施工图设计前增加一个技术设计阶段。

建设项目前期工作的主要内容包括：项目建议书的编报与审批；可行性研究报告的编报与审批；初步设计的编报与审批。

初步设计文件批准后，进入建设准备阶段，可开展施工图设计和施工准备工作。根据建设部规定，施工图文件未经审查批准的，不得使用。

在整个建设程序中，必须在完成上一环节后方可转入下一环节，不得任意超越。工程建设的程序见图 1-11。

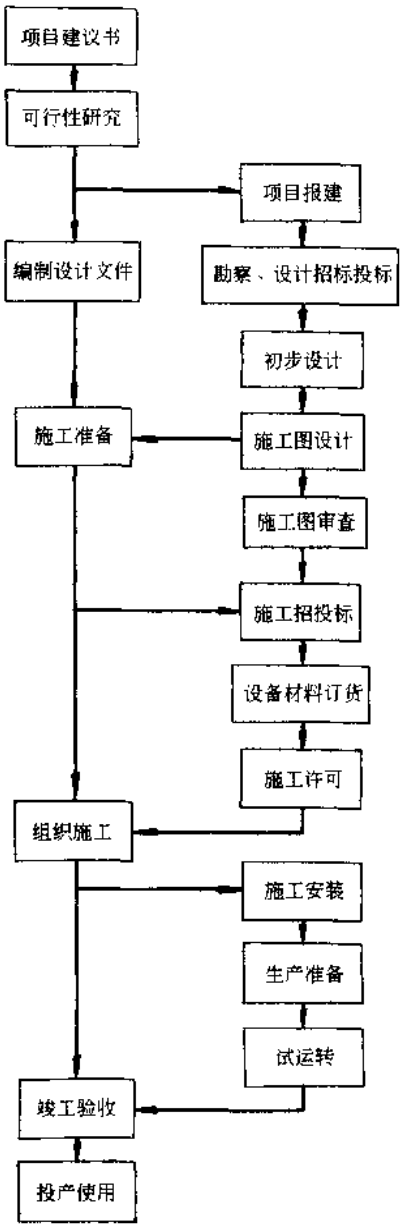


图 1-11 工程建设程序

1.7.2 项目建议书

项目建议书是根据国民经济和社会发展的长远规划、产业政策、地区规划、经济建设方针、技术经济政策和建设任务，结合资源情况、建设布局等条件和要求，经过调查、预测和分析，由国家计划部门、行业主管部门或本地区有关部门提出的对投资项目需要进行可行性研究的建议性文件，是对投资建设项目的轮廓性设想。

给水工程项目建议书一般应包括以下内容：

(1) 建设项目提出的必要性和依据。

(2) 拟建规模、供水水质和建设地点的初步设想。

(3) 水资源情况、建设条件、协作关系的初步分析。

(4) 投资估算和资金筹措设想。

(5) 项目的进度安排。

(6) 经济效果和社会效益的初步估计。

1.7.3　可行性研究

可行性研究是在项目投资决策之前，调查、研究与拟建项目有关的自然、社会、经济、技术资料，分析、比较可能的投资决策建设方案，预测、评价项目建成后的社会经济效益，并在此基础上，综合论证项目投资建设的必要性、财务上的盈利性、经济上的合理性、技术上的先进性和适用性以及建设条件上的可能性和可行性，为投资决策提供科学依据。

可行性研究的主要文件为可行性研究报告。给水工程可行性研究报告一般包括以下内容：

(1) 项目背景和建设必要性。

(2) 需水量预测和供需平衡计划。

(3) 工程规模和目标。

(4) 工程方案和评价。

(5) 推荐方案的工程组成和内容。

(6) 环境保护、劳动保护、消防、节能和防震措施。

(7) 项目实施计划。

(8) 投资估算和资金筹措。

(9) 财务评价和工程效益分析。

(10) 结论和存在问题。

(11) 附件、附图。

1.7.4　初步设计

初步设计文件应根据批准的可行性研究报告和可靠的设计基础资料进行编制。

给水工程初步设计文件应包括设计说明书、工程概算书、主要材料设备表和设计图纸。设计说明书应有概述、方案选择、工程设计、劳动保护与工业卫生、环境保护、消防安全、节能与节电、防震措施、人员编制以及对下阶段设计要求等章节。设计图纸应包括总体布置图、枢纽工程布置图、主要管渠平纵断面图、主要构筑物工艺图、供电系统和主要变配电设备布置图、自动控制仪表配置图等。

初步设计和工程概算批准后，是确定建设项目投资额，编制固定资产投资计划，签订建设工程总包合同、贷款合同，实行投资包干，控制建设工程拨款，组织主要设备订货，进行施工准备以及编制施工招标文件和编制施工图设计文件等的依据。

1.7.5　施工图设计

施工图设计文件应根据批准的初步设计和主要设备订货情况进行编制。施工图设计的深度应能满足施工安装的要求和设备材料采购、非标准设备制作等需要。

给水工程施工图设计文件应包括设计说明书、施工图纸和施工图预算。设计文件还应注明建设工程合理使用年限。施工图预算经审定后，即作为预算包干、工程结算等的依据。

2 输 配 水

2.1 输配水管渠布置

给水管道或渠道按其功能一般分为输水管(渠)和配水管。

输水管(渠)是指从水源输送原水至净水厂或配水厂的管或渠。当净水厂远离供水区时,从净水厂至配水管网间的干管也可作为输水管(渠)考虑。输水管(渠)按其输水方式可分为重力输水和压力输水。一般输水管渠在输水过程中沿程无流量变化。

配水管是指由净水厂、配水厂或由水塔、高位水池等调节构筑物直接向用户配水的管道。配水管按其布置形式分为树枝状和环网状,配水管又可分为配水干管和配水支管。配水管一般分布面广且成网状,故称管网。

配水管内流量随用户用水量的变化而变化。

2.1.1 线路选择与布置要求

2.1.1.1 输配水管渠线路选择的原则

输配水管渠的线路选择应考虑如下原则:

(1) 输配水管渠应选择经济合理的线路。应尽量做到线路短、起伏小、土石方工程量少、减少跨(穿)越障碍次数、避免沿途重大拆迁、少占农田和不占农田。

(2) 输配水管渠走向和位置应符合城市和工业企业的规划要求,并尽可能沿现有道路或规划道路敷设,以利施工和维护。城市配水干管宜尽量避开城市交通干道。

(3) 输配水管渠应尽量避免穿越河谷、山脊、沼泽、重要铁路和泄洪地区,并注意避开地震断裂带、沉陷、滑坡、坍方以及易发生泥石流和高侵蚀性土壤地区。

(4) 生活饮用水输配水管道应避免穿过毒物污染及腐蚀性等地区,必须穿过时应采取防护措施。

(5) 输水管线应充分利用水位高差,结合沿线条件优先考虑重力输水。如因地形或管线系统布置所限必须加压输水时,应根据设备和管材选用情况,结合运行费用分析,通过技术经济比较,确定增压级数、方式和增压站点。

(6) 输配水管路线的选择应考虑近远期结合和分期实施的可能。

(7) 城市供水应采用管道或暗渠输送原水。当采用明渠时,应采取保护水质和防止水量流失的措施。

(8) 输配水管渠的走向与布置应考虑与城市现状及规划的地下铁道、地下通道、人防工程等地下隐蔽性工程的协调与配合。

(9) 当地形起伏较大时，采用压力输水的输水管线的竖向高程布置，一般要求在不同工况输水条件下，位于输水水力坡降线以下。

(10) 在输配水管渠线路选择时，应尽量利用现有管道，减少工程投资，充分发挥现有设施作用。

2.1.1.2 输配水管渠布置的一般要求

(1) 重力输水管渠应根据具体情况设置检查井和排气设施。检查井间距：当管径为 *DN*700 以下时，不宜大于 200m；当管径为 *DN*700 至 *DN*1400 时，不宜大于 400m。当输送含砂量较多的原水时，可参照排水管道的要求设置检查井。

(2) 对于重力输水的管渠，当地面坡度较陡或非满管流重力输水时，应根据具体情况在适当位置设置跌水井、减压井或其他控制水位的措施。

(3) 对于压力水管，应分析出现水锤的可能，必要时需设置消除水锤的措施。

(4) 在输水管道和配水管道隆起点和平直段的必要位置上，应装设排(进)气阀，以便及时排除管内空气，不使发生气阻，以及在放空管道或发生水锤时引入空气，防止管道产生负压。

(5) 在输配水管道中，于倒虹管和管桥处均需设置排(进)气阀。排气阀一般设置于倒虹管上游和在平管桥下降段上游的相近直管段上。

(6) 在输配水管渠的低凹处应设置泄水管和泄水阀。泄水阀应直接接至河沟和低洼处。当不能自流排出时，可设置集水井，用提水机具将水排出。泄水管直径一般为输水管直径的 1/3。对大型管渠，泄水管口径应根据管渠具体布置以及提水机具设备，结合排水要求计算确定。

(7) 管道上的法兰接口不宜直接埋在土中，应设置在检查井或地沟内。在特殊情况下必须埋入土中时，应采取保护措施，以免螺栓锈蚀，影响维修及缩短使用寿命。

(8) 在输配水管道布置中，应尽量采用小角度转折，并适当加大制作弯头的曲率半径，改善管道内水流状态，减少水头损失。

(9) 输配水管道布置，应减少管道与其他管道的交叉。当竖向位置发生矛盾时，宜按下列规定处理：

1) 压力管线让重力管线。

2) 可弯曲管线让不易弯曲管线。

3) 分支管线让干管线。

4) 小管径管线让大管径管线。

5) 一般给水管在上，废、污水管在其下部通过。

(10) 当输送水管道与铁路交叉时，应按《铁路工程技术规范》规定执行，并取得铁路管理部门同意。

2.1.2 输水管渠布置

2.1.2.1 输水管渠根数

(1) 输水管渠的根数应根据给水系统的重要性、输水规模、系统布局、分期建设的安排以及是否设置有备用供水安全设施等因素进行全面考虑确定。

(2) 不得间断供水的给水工程，输水管渠一般不宜少于两条。当有安全贮水池或其他

安全供水措施时，也可建设一条输水管渠。

安全贮水池容积可按式(2-1)计算：

$$W=(Q_1-Q_2)T \quad (m^3) \tag{2-1}$$

式中 Q_1 ——事故时用水量(m^3/h)；

Q_2——事故时其他水源最大供水量(m^3/h)；

T ——事故连续时间(h)，应根据管渠长度、选用管材、地形、气候、交通和维修力量等因素确定。

(3) 对于多水源城镇供水工程，当某一水源中止供水，仍能保证整个供水区域达到事故设计供水能力时，该水源一般可设置一条输水管渠。

(4) 输水管穿过河流时，可采用管桥或河底穿越等型式，一般宜设置两条，按一条停止运行，另一条仍能通过设计流量进行设计。过河管的根数，应根据管道系统布置进行确定。

(5) 工业用水的输水管根数应根据生产安全需要，依据有关规定确定。

2.1.2.2 连通管及检修阀门布置

(1) 两条以上的输水管一般应设连通管，连通管的根数可根据断管时满足事故用水量的要求，通过计算确定。

(2) 连通管直径一般与输水管相同，或较输水管直径小20%～30%，但应考虑任何一段输水管发生事故时仍能通过事故水量：城镇为设计水量的70%，工业企业按有关规定。

当输水管负有消防给水任务时，事故水量中还应包括消防水量。

(3) 设有连通管的输水管道上，应设置必要的阀门，以保证任何管段发生事故或检修阀门时的切换。

当输水管直径小于或等于 *DN*400 时，阀门直径应与输水管直径相同；当管径大于 *DN*500 时，可通过经济比较确定是否缩小阀门口径，但不得小于输水管直径的80%。

(4) 连通管及阀门的布置一般可以参照图2-1所示的方式选用。(*a*)为常用布置形式；(*b*)布置的阀门较少，但管道需立体交叉、配件较多，故较少采用；当供水要求安全极高，包括检修任一阀门都不得中断供水时，可采用(*c*)布置，在连通管上增设阀门一只。

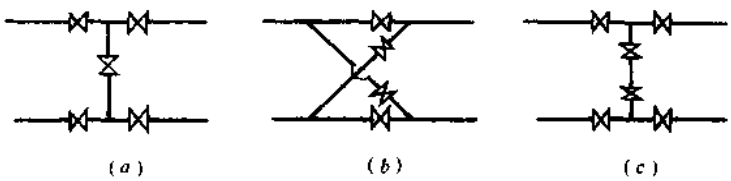


图2-1 阀门及连通管布置

(*a*)5阀布置；(*b*)4阀布置；(*c*)6阀布置

(5) 输水管的检修阀门间距需根据事故抢修允许的排水时间确定。具体位置应结合地形起伏、穿越障碍及连通管位置等综合考虑而定。对于可以停役检修的输水管，根据管道竖向高程布置，也可利用管桥作为管道抢修时的隔水措施，减少检修阀门数量。

输水管阀门间距，在一般情况下，亦可参考表2-1选用。

输水管阀门间距　　表 2-1

输水管长度(km)	<3	3～10	10～20
间距(km)	1.0～1.5	2.0～2.5	3.0～4.0

2.1.3 配水管网布置

2.1.3.1 管网定线与布置

(1) 配水管网应根据用水要求合理分布于全供水区。在满足各用户对水量、水压的要求以及考虑施工维修方便的原则下，应尽可能缩短配水管线的总长度。管网一般可布置成环网状，当允许间断供水也可敷设为树枝状，但应考虑将来有连成环状管网的可能。在树枝状管网的末端应设置排水阀。

工业区或企业配水管网的布置形式，应根据总平面布局和供水安全要求等因素确定。

(2) 配水管网的布置应使干管尽可能以最短距离到达主要用水地区及管网中的调节构筑物。

(3) 配水干管的位置，应尽可能布置在两侧均有较大用户的道路上，以减少配水支管的数量。

(4) 配水干管之间应在适当间距处设置连接管以形成环网。连接管间距应按供水区重要性、街坊大小、地形等条件考虑，并通过断管时满足事故用水要求的计算确定。

(5) 对于供水范围较大的配水管网或水厂远离供水区的管网，应对管网中是否设置水量调节设施的方案进行比较。

(6) 负有消防任务的配水支管，其口径一般不应小于 *DN*150。消防栓的数量及布置必须遵守有关消防规定，并需取得当地消防管理部门的同意。

(7) 城镇生活饮用水的管网严禁与非生活饮用水的管网连接。

(8) 城镇生活饮用水管网，严禁与各单位自备的生活饮用水供水系统直接连接。如必须作为备用水源而连接时，应采取有效的安全隔断措施(见图 2-2的空管隔绝)。

图 2-2　城镇生活饮用水管与单位自备生活饮用水管的连接方式

(9) 由城市供水系统供水的工业企业及公共建筑应根据接管点的管径和压力，选用直接供水或设置调节水塔(水箱)等设施，必要时采用增压水泵。增压水泵一般不应从管网中直接抽水，须通过水池或吸水井吸水，以免影响周围地区水压。当从较大口径管道中提升较小水量而采用直接抽水时，应取得当地供水管理部门的同意。

2.1.3.2 配水管与建(构)筑物和工程管线间距

配水管道的平面位置和高程，应符合《城市工程管线综合规划规范》中的有关规定和要求。

(1) 配水管道与建(构)筑物和工程管线之间的最小水平净距见表 2-2。

配水管道与建(构)筑物和工程管线的最小水平净距 表 2-2

序 号	建(构)筑物和工程管线名称	最小水平净距(m)	配水管管径 DN(mm)
1	建(构)筑物	1.0	≤200
		3.0	>200
2	污水、雨水排水管	1.0	≤200
		1.5	>200
3	燃气管:中、低压:p≤0.4MPa	0.5	
	次高压:0.4MPa<p≤0.8MPa	1.0	
	高压:0.8MPa<p≤1.6MPa	1.5	
4	热力管:直埋及地沟	1.5	
5	电力电缆:直埋及缆沟	0.5	
6	电信电缆:直埋及管道	1.0	
7	乔木(中心)	1.5	
8	灌木	1.5	
9	地上杆柱:通信照明及<10kV	0.5	
	高压铁塔基础边	3.0	
10	道路侧石边缘	1.5	
11	铁路钢轨(或坡脚)	5.0	

在旧城镇中,当布置有困难时,在采取有效措施后,上述规定要求可适当降低。配水管与铁路净距应满足远期路堤要求,布置时须征得铁路管理部门同意。

(2) 配水管与工程管线交叉及其最小垂直净距:

1) 当与工程管线交叉敷设时,自地面向下的排列顺序宜为:电力管线、热力管线、燃气管线、给水管线、雨水排水管线、污水排水管线。

2) 配水管与工程管线交叉时的最小垂直净距见表 2-3。

配水管与工程管线交叉时的最小垂直净距 表 2-3

序 号	工程管线名称	最小垂直净距
1	配水管线	0.15
2	污、雨水排水管线	0.40
3	热力管线	0.15
4	燃气管线	0.15
5	电信管线:直埋	0.50
	管沟	0.15
6	电力管线:直埋及管沟	0.15
7	沟渠(基础底)	0.5
8	涵洞(基础底)	0.15
9	电车(轨底)	1.0
10	铁路(轨底)	1.0

在配水管网扩建过程中，配水管与已建工程管线的垂直净矩及其交叉次序，可根据具体情况作适当调整，并采取必要措施。

3）生活饮用水管道与污水管道或输送毒性液体管道交叉时，给水管应敷设在上面，且不应有接口重叠；当给水管必须敷设在下面时，应采用钢管或钢套管，套管伸出交叉管的长度每边不得小于3m，套管两端应采用防水材料封闭。

4）对于埋深大于建(构)筑物基础的配水管，若采用开挖施工，与建(构)筑物之间的最小水平距离，应按式(2-2)计算，并折算成水平净距后与规划规范相应数值比较，采用其较大值。

$$L=\frac{(H-h)}{\mathrm{tg}\alpha}+\frac{a}{2} \tag{2-2}$$

式中　L——管线中心至建(构)筑物基础边水平距离(m)；

H——管线敷设深度(m)；

h——建(构)筑物基础底砌置深度(m)；

a——开挖管沟宽度(m)；

α——土壤内摩擦角(°)。

2.1.3.3　综合管沟(共同沟)敷设

早在19世纪，法国、英国等欧洲国家已开始兴建综合管沟，美国、日本等也于20世纪开始兴建综合管沟。我国于1958年首先在北京天安门广场敷设了长1076m的综合管沟。

当遇以下情况时，工程管线可考虑采用综合管沟集中敷设：

(1) 交通运输繁忙或工程管线设施较多的机动车道、城市主干道以及配合兴建地铁、立交等工程地段。

(2) 不宜开挖路面的路段。

(3) 广场或主要道路交叉处。

(4) 需同时敷设两种以上工程管线及多回路电缆的道路。

(5) 道路与铁路或河流交叉处。

(6) 道路宽度难以满足直埋敷设多种管线的路段。

采用综合管沟敷设的主要优点：

(1) 避免由于敷设和维护地下管线挖掘道路而对交通和居民出行造成影响和干扰，保持路容的完整和美观。

(2) 降低了路面的翻修费用和工程管线的维修费用。增加了路面的完整性和工程管线的耐久性。

(3) 便于各种工程管线的敷设、增设、维修和管理。

(4) 由于综合管沟内工程管线布置紧凑合理，有效利用了道路下的空间，节约了城市用地。

(5) 由于减少了道路的杆柱及各工程管线的检查井、室等，保证了城市的景观。

(6) 由于架空管线一起入地，减少架空管线与绿化的矛盾。

采用综合管沟的主要缺点：

(1) 建设综合管沟不便分期修建，一次投资昂贵。当管沟内敷设管线较少时，管沟建设所占费用比重大。

(2) 由于各工程管线的主管单位不同，不便管理。

(3) 必须正确预测远景发展规划，以免造成容量不足或过大，而这种预测较困难。

(4) 各工程管线组合在一起，容易发生干扰事故，必须制定严格的安全防护措施。

综合管沟内各种管线的布置形式可采用图 2-3。综合管沟内可敷设电信电缆、输电及配电电缆、给水管线、热力管线、雨水排水管线等。

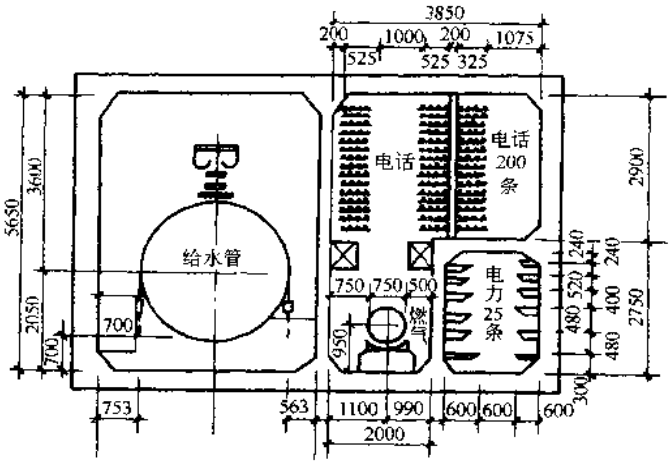


图 2-3 综合管沟内各管线布置

综合管沟内相互无干扰的工程管线可设置在管沟的同一个小室；相互有干扰的工程管线应分别设在管沟的不同小室。

电信电缆与高压输电电缆必须分开设置；给水管线与排水管线可在综合管沟一侧布置，排水管线应布置在综合管沟的底部，见图 2-4。

工程管线干线综合管沟的敷设，可设置在机动车道下面，其覆土深度应根据道路施工、行车荷载和综合管沟的结构强度以及当地的冰冻深度等因素综合确定；敷设工程管线支线的综合管沟，应设置在人行道或非机动车道下，其埋设深度应根据综合管沟的结构强度以及当地的冰冻深度等因素综合确定。

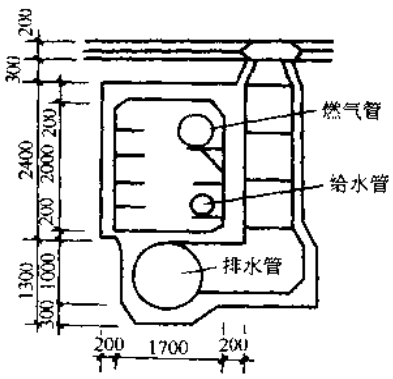


图 2-4 排水管分开设置的综合管沟

2.1.3.4 阀门、消火栓布置原则

(1) 阀门：

1) 配水管网中的阀门布置，应能满足事故管段的切断需要。其位置可结合连接管以及重要供水支管的节点设置，干管上的阀门间距一般为 500～1000m。

2) 一般情况下干管上的阀门可设在连接管的下游，以使阀门关闭时，尽可能少影响支管的供水。如设置对置水塔时，则应视具体情况考虑。

3) 支管与干管相接处，一般在支管上设置阀门，以使支管的检修不影响干管供水。干管上的阀门应根据配水管网分段、分区检修的需要设置。

4）在城市管网支、干管上的消火栓及工业企业重要水管上的消火栓，均应在消火栓前装设阀门。支、干管上阀门布置不应使相邻两阀门隔断5个以上的消火栓。

（2）消火栓：

1）消火栓的间距不应大于120m。

2）消火栓的接管直径不小于$DN100$。

3）消火栓尽可能设在交叉口和醒目处。消火栓按规定应距建筑物不小于5m，距车行道边不大于2m，以便消防车上水，并不应妨碍交通，一般常设在人行道边。

2.2 水 力 计 算

2.2.1 流 量 计 算

2.2.1.1 输水管渠设计流量

由水源至净水厂的原水输水管渠设计流量Q，一般按净水厂最高日平均时用水量Q_1加上净水厂自用水量和输水管渠的漏失水量计算。当负有消防给水任务时，其设计流量还应根据有无调节构筑物，分别包括消防补给流量或消防流量。

净水厂最高日平均时用水量Q_T：

$$Q_T=\frac{Q_R}{24}\quad(m^3/h) \tag{2-3}$$

式中　Q_R——净水厂最高日用水量(m^3/d)，一般表达为净水厂规模。

净水厂自用水量应根据净水厂工艺确定，一般占净水厂规模的5%左右。

输水管渠的漏失水量应根据管渠的选用材质、接口形式、系统布置以及管渠长度加以确定。

2.2.1.2 配水管网计算流量

（1）配水管网设计流量：应按最高日最高时用水量计。

最高日最高时用水量Q_S：

$$Q_S=K_S\frac{Q_R}{24}\quad(m^3/h) \tag{2-4}$$

式中　K_S——时变化系数，根据城市性质、规模、国民经济与社会发展和城市供水系统并结合现状供水曲线分析确定。在缺乏资料的情况下，可采用1.3～1.6，个别小城镇还可适当加大。

1）当管网内无调节构筑物（如水塔、高位水池、调节泵站）时，Q_S应全部由净水厂供给。

2）当管网内有调节构筑物时，Q_S应等于净水厂供水量和调节构筑物供水量之和。

（2）配水管网校核流量：配水管网计算应对下列三种情况进行校核，其校核流量分别为：

1）消防时的校核流量Q_{gx}：

$$Q_{gx}=Q_m+Q_x\quad(L/S) \tag{2-5}$$

式中　Q_m——管网设计最大秒流量(L/s)，$Q_m=Q_S/3.6$；

Q_x——消防用水量(L/s)，$Q_x=\Sigma(q_xN)$，其中q_x为一次灭火用水量(L/s)；N为同一

时间内的火灾次数，以上数值应根据城市性质，按有关消防规范执行。

2）最大转输时的校核流量 Q_{zs}：

$$Q_{zs}=Q_m K_{zs}+Q_{zw} \quad (L/s) \tag{2-6}$$

式中 K_{zs}——最大转输时用水量与最高时用水量之比，可根据城市用水量逐时变化曲线而定；

Q_{zw}——最大转输入调节构筑物的转输水量(L/s)。

3）最不利管段发生事故时的校核水量 Q_{sk}：

对于城镇

$$Q_{sk}=70\%\times Q_m \quad (L/s) \tag{2-7}$$

对于工矿企业，则按有关规定计算。

2.2.1.3 配水管网节点流量计算

对于工业企业及其他大用水户(如机关、学校、医院、公共建筑等)可按其用水位置作为集中节点流量考虑。

对于城市居民用水可先计算管段用水量，然后分配到计算节点，也可直接根据用水分布情况，计算节点流量。

(1) 配水管段用水量：可按以下几种比流量方法进行计算：

1）以单位长度管段计的比流量 q_{cb}：

$$q_{cb}=\frac{Q_b}{\Sigma L} \quad [m^3/(s\cdot m)] \tag{2-8}$$

式中 Q_b—— 管网输出的除工业企业及其他大用水户用水外的水量(m^3/s)，即

$$Q_b=Q_z-\Sigma Q_t$$

其中 Q_z——管网输出的总水量(m^3/s)；

Q_t——工业企业及其他大用水户的用水量(m^3/s)；

L 配水管段的计算长度(m)(不配水的管段不计；只有一侧配水的管段折半计)。

根据比流量计算各管段的配水流量(Q_y)：

$$Q_y=q_{cb}L \quad (m^3/s) \tag{2-9}$$

用此法计算的缺点是不能反映各管段由于用水人口密度和用水标准不同而产生的配水量差别。

2）以单位面积计的比流量 q_{mb}：

$$q_{mb}=\frac{Q_b}{F} \quad [m^3/(s\cdot m^2)] \tag{2-10}$$

式中 Q_b——同上；

F——管网所需配水的总面积(m^2)。

根据比流量计算各管段的配水流量(Q_y)：

$$Q_y=q_{mb}f(m^3/s) \tag{2-11}$$

式中 f——计算管段的配水区域面积可用街坊对角线划分。

图 2-5 中管段 L_{1-2}的配水面积为 f_1+f_2，此法简便，但较粗糙；另外也可用街坊等分角线划分，图 2-6 中管段 L_{3-4}的配水面积为 f_3+f_4，此法较麻烦，但较精确。

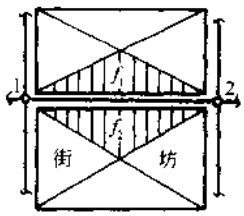


图 2-5　用街坊对角线划分的配水区域面积

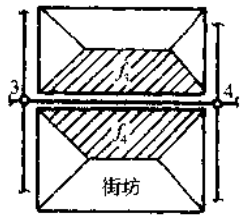


图 2-6　用街坊等分角线划分的配水区域面积

用单位面积比流量方法计算也存在不能反映由于用水人口密度和用水标准不同而产生配水量差别的缺点。

3）以小区用水人口和单位长度管段计算的比流量(q_{Nb})：

① 小区 i 用水量 Q_{bi}，

$$Q_{bi}=A_iN_i\frac{Q_b}{\Sigma A_iN_i}\quad(m^3/s)\tag{2-12}$$

式中　N_i —— 计算小区用水人口(人)；

A_i —— 用水标准系数，即假定某一用水小区用水标准为 1，计算小区用水标准与该用水标准之比。

② 小区 i 比流量 q_{Nbi}。

$$q_{Nbi}=\frac{Q_{bi}}{\Sigma L_{ij}}[m^3/(s\cdot m)]\tag{2-13}$$

式中　L_{ij} —— 承担计算小区 i 用水的各配水管段的长度(m)。

③ 根据各小区比流量计算各管段配水流量 Q_{yj}，

$$Q_{yj}=\sum_{i=1}^{n}q_{Nbi}\times L_j\quad(m^3/s)\tag{2-14}$$

式中　n —— 与 L_j 管段有关的小区数，一般管段 $n=2$；一侧配水管段 $n=1$；见图 2-7。

本方法考虑了用水人口密度和用水标准的差异因素，较以上两种方法更符合实际，也更合理(分区越多计算越正确)，但计算工作量较大。

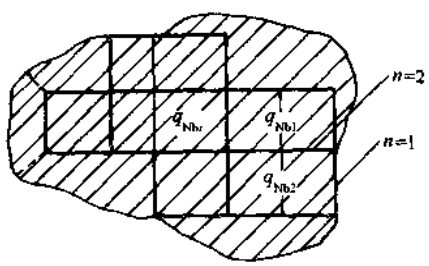


图 2-7　以小区计算示意

(2) 节点流量：

1) 对于沿线用水较均匀的管段，若按比流量法算出管段用水量后，可按各$\frac{1}{2}$用水量分配到连接该管段的相邻节点上，因此节点的流量 Q_d 等于连接在该节点上各管段用水量总和的一半，即

$$Q_d=\frac{1}{2}\Sigma Q_{yj}\times1000=500\Sigma Q_{yj}\quad(L/s)\tag{2-15}$$

式中　Q_{yj} —— 节点连接的管段用水量(m^3/s)。

2) 用比流量法计算节点流量工作量较大，实用上常采用在算出小区用水量后，直接分

配到有关节点的方法。小区用水量可根据用水人口和用水标准算出，对于扩建、改造的管网也可按实际用水抄表数推算。然后将计算的小区用水量，根据各节点的服务范围、以相应的比例直接分配到各有关节点。

3）当管段上有用水量不很大的集中流量时（如某工业企业用水 Q_w，或某公共建筑用水 Q_b），一般可将该集中流量经折算并入管段前后二个节点。按图 2-8，其折算公式如下：

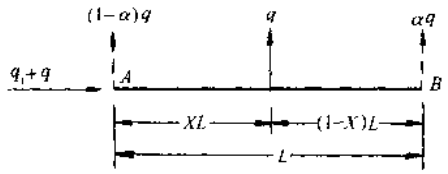


图 2-8 集中流量折算成节点流量

$$\alpha=-\frac{q_1}{q}+\sqrt{\left(\frac{q_1}{q}\right)^2+\left(2\frac{q_1}{q}+1\right)X} \tag{2-16}$$

式中 α ——折算系数；

q_1——转输流量（L/s）；

q——管段中集中流量（即 Q_w 或 Q_b）（L/s）；

X——表示集中流量的位置。

α 值将根据 $\frac{q_1}{q}$ 值及 X 值而定，一般可参照表 2-4 选用。

α 值 表 2-4

q_1/q	X 值		
	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{2}$	$\frac{2}{3}$
20～2	0.35～0.38	0.50～0.55	0.65～0.70
2～0	0.4～0.58	0.55～0.70	0.7～0.8

注：1. 本表根据流量折算公式计算归纳而得。

2. 管段位于管网中位置愈前，α 取上限，反之取下限。

3. 如集中流量 q 值较大，应作为独立支管节点计算。

（3）管网校核时节点流量的确定：

1）消防时节点流量 Q_{xd}：将消防灭火用水量加在设定着火点的节点上，其余节点仍是 Q_d：

无消防用水的节点 $$Q_{xd}=Q_d \quad (L/s) \tag{2-17}$$

有消防用水的节点 $$Q_{xd}=Q_d+q_x \quad (L/s) \tag{2-18}$$

式中 q_x——设定着火点的消防水量（L/s）。

2）最大转输时节点流量（Q_{zd}）：按最大转输时的用水量再加上输入网中调节设施的最大转输水量。如最大转输时的用水量难以确定，亦可将全部节点的最高时节点流量 Q_d，按折减比折算：

转输进水节点 $$Q_{zd}=K_{zs}Q_d+Q_{tw} \quad (L/s) \tag{2-19}$$

其余节点 $$Q_{zd}=K_{zs}Q_d \quad (L/s) \tag{2-20}$$

3）事故时节点流量 Q_{gd}：城镇供水时，一般将全部节点的节点流量 Q_d 按事故折减比

(70%)折算：

$$Q_{gd}=70\%Q_d \quad (L/s) \tag{2-21}$$

工矿企业供水按有关规定计算。

2.2.2 管渠水力计算

2.2.2.1 管道水力计算

(1) 输水管管径：

1) 满流或压力流的输水管管径可按式(2-22)计算：

$$D=\sqrt{\frac{4Q}{\pi v_e}} \quad (m) \tag{2-22}$$

式中 Q——输水管计算流量(m^3/s)；

v_e——管道经济流速(m/s)，根据选用管材及当地的敷管单价和动力价格，通过计算确定。不同管径，其经济流速也不相同，大直径管道的经济流速大于小直径管道。

在消防或事故时管中的流速不需要按经济流速考虑，但不超过管道允许的最大流速。

为了求得压力输水管道的经济流速 v_e，可先求出各种管径的经济流量 Q_e，然后除以相应断面面积。

2) 压力输水管道的经济流量 Q_e 为

$$Q_e=\left(\frac{D^{\alpha+\beta}}{f}\right)^{\frac{1}{m+1}} \quad (L/s) \tag{2-23}$$

式中 D——管道直径(m)；

m、β——分别为水头损失计算公式 $i=\frac{kQ^m}{D^\beta}$ 中的指数；

f——经济因数，$f=\frac{86\gamma Ek\beta}{(A+p)abn}$

其中 γ——设计年限中，供水水量的变化系数；

E——电费[分/(kW·h)]；

η——水泵站总效率；

p——年平均维修费用的费率(%)；

A——资金回收系数，其值等于 $I_c(1+I_c)^t/[(1+I_c)^t-1]$，其中 I_c 为基准收益率(%)，t 为项目计算期(a)；

k——水头损失计算公式 $i=\frac{kQ^m}{D^\beta}$ 中的系数；

b、α——敷管单价公式 $C=a+bD^\alpha$ 中的系数和指数，用当地敷管单价在对数坐标纸中点绘求出。

对于非满流输水管的管径选择，应根据管道埋设坡度和允许的流速确定。

(2) 输配水管的水头损失计算：

1) 沿程水头损失：

$$h_l = il \tag{2-24}$$

式中 h_l——沿程水头损失(m)；

l 计算管段长度(m)；

i——单位管长水头损失(水力坡降)。

《室外给水设计规范》推荐采用的管渠单位长度水头损失计算公式为：

① 旧钢管和旧铸铁管：

当 $v<1.2$m/s 时，

$$i = \frac{0.000912v^2}{d_j^{1.3}}\left(1+\frac{0.867}{v}\right)^{0.3} \tag{2-25}$$

式中 i——每米管渠的水头损失(m)；

d_j 管渠的计算内径(m)；

v——平均流速(m/s)。

当 $v\geqslant 1.2$m/s 时，

$$i = \frac{0.00107v^2}{d_j^{1.3}} \tag{2-26}$$

② 混凝土管、钢筋混凝土管和各种渠道为

$$i = \frac{v^2}{C^2R} \tag{2-27}$$

式中 R——水力半径(m)；

C 流速系数，$C=\frac{1}{n}R^{1/6}$，其中 n 为粗糙系数，一般取值为 0.013～0.014。在具体计算时，应根据管材内壁光滑程度确定糙糙系数。

2) 局部水头损失：

$$h_2 = \Sigma\xi\frac{v^2}{2g}(\text{m}) \tag{2-28}$$

式中 h_2——局部水头损失(m)；

ξ——局部阻力系数，见给水排水设计手册第 1 册《常用资料》；

v 局部水头损失的计算流速(m/s)。

一般对于管网的局部损失不作详细计算。鉴于局部损失与管内平均流速平方成正比，因此，在输水管渠水力计算中，尤其在取用设计流速较大时，应计算其局部损失，以免造成较大误差。

2.2.2.2 输水渠道的水力计算

梯形(或矩形)断面渠道的水力计算：

1) 梯形断面的渠道(见图 2-9)，可根据已知流量、底坡、边坡、粗糙系数等，计算出渠底宽和水深。一般先假定底宽，再调整水深。有时则需根据设计条件限制的设计水深确定渠底宽。

2) 在寒冷地区设计明渠时，其断面应考虑当地的最大结冰厚度，以复核输水能力。

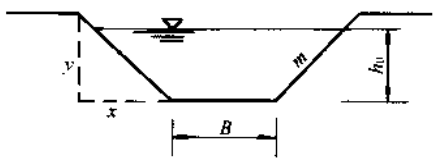


图 2-9 梯形渠道断面

3）水力计算步骤如下：

① 确定水力最佳断面的$\frac{B}{h_0}$值，可根据边坡系数 m 按公式(2-29)计算或查表 2-5 得出。

梯形渠道水力最佳断面的$\frac{B}{h_0}$比值　　表 2-5

m	0	0.25	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0
$\frac{B}{h_0}=\beta$	2.00	1.56	1.24	0.83	0.61	0.47	0.385	0.325

$$\beta=\frac{B}{h_0}=2(\sqrt{1+m^2}-m) \tag{2-29}$$

式中　B——梯形断面的渠底宽度(m)；

h_0——水深(m)；

m——边坡系数，$m=\frac{x}{y}$，见图 2-9。

② 确定水深：对于梯形水力最佳断面，水力半径等于水深之半。

$$h_0=\left(\frac{2^{y+0.5}nQ}{\beta+m\sqrt{i}}\right)^{\frac{1}{y+2}}\quad(\mathrm{m}) \tag{2-30}$$

式中　Q——通过渠道的流量(m^3/s)；

n——粗糙系数；

i——渠底坡度；

y——与粗糙系数和水力半径有关的指数；即

$$y=2.5\sqrt{n}-0.13-0.75\sqrt{R}(\sqrt{n}-0.10) \tag{2-31}$$

当 $n<0.02$ 时，可采用 $y=\frac{1}{6}$。

③ 渠底宽度：

$$B=h_0\beta\quad(\mathrm{m}) \tag{2-32}$$

④ 过水断面：

$$F=Bh_0+mh_0^2\quad(\mathrm{m}^2) \tag{2-33}$$

⑤ 底宽取整数 B'，修正水深 h_0 为 h_0'，实际过水断面 F：

$$F=B'k_0'+m(h_0')^2$$

$$h_0'=\frac{\sqrt{(B')^2+4mF}-B'}{2m}\quad(\mathrm{m}) \tag{2-34}$$

⑥ 计算渠道实际平均流速 v_m：

$$v_m=\frac{Q}{F}\quad(\mathrm{m/s}) \tag{2-35}$$

并应使 $v_m<v_0$。

式中　v_0——渠道最大允许流速，见表 2-6。

矩形断面渠道的水力计算方法与梯形断面相同，相当于梯形断面的边坡系数 $m=0$。

在确定最佳断面时，除考虑水力因素外还需考虑构造的经济因素。

各类渠道最大允许平均流速 表 2-6

渠道种类	最大允许平均流速(m/s)			
	平均水深(m)			
	0.4	1.0	2.0	3.0以上
中等坚实的粘土及粉质粘土渠道	0.7	0.85	0.95	1.10
20cm大小块石单层铺砌的土渠道	2.5～2.9	3.0～3.5	3.5～4.0	3.8～4.3
20cm大小块石双层铺砌的土渠道	3.1～3.6	3.7～4.7	4.3～5.0	4.6～5.4
水泥砂浆砖砌渠道	1.6	2.0	2.3	2.5
水泥砂浆砌软质岩石渠道	2.9	3.5	4.0	4.4
水泥砂浆砌硬质岩石渠道	5.8	7.0	8.1	8.7
用水泥或喷浆抹面，施工精细的混凝土或钢筋混凝土渠道	4.2～7.5	5.0～9.0	5.7～10.0	6.2～11.0

2.2.3 管网水力计算

2.2.3.1 管网水力计算工况

(1) 管网应按最高日最高时用水量 Q_s 及设计水压 H_s 计算：

1) 生活用水管网的设计水压(最小自由水头)应根据建筑层数确定：一层为10m，二层为12m，二层以上每增高一层增加4m。

2) 对于供水范围内建筑层数相差较多或地形起伏较大的管网，设计水压以及控制点的选用应从总体的经济性考虑，避免为满足个别点的水压要求，而提高整个管网压力，必要时应考虑分区、分压供水，或个别区、点设置调节设施或增压泵站。

(2) 根据具体情况分别用消防、最大转输、最不利管段发生故障等条件和要求进行校核。

1) 消防：以消防流量 Q_{gx} 进行核算：

① 高压消防系统的水压应满足直接灭火的水压要求，随建筑物层高、灭火水量而定。

② 低压消防系统，允许控制点水压降至10m。

目前除较为重要的大型工业企业设置专用高压消防系统外，城镇一般都采用低压消防系统，由消防车(或消防泵)自消火栓中接水加压。

2) 最大转输：以最大转输时的水量 Q_{zs} 进行核算，管网须满足最大转输水量进入调蓄构筑物的水压要求。

3) 事故：考虑最不利管段发生故障的条件下，以事故时流量 Q_g 核算，水压仍应满足设计水压 H_s 的要求。

2.2.3.2 环网状管网水力计算

(1) 计算公式：

1) $\Sigma q=0$——流向任一节点的流量之和，应等于流离该节点的流量(包括节点流量)之和。

2) $\Delta h=0$——每一闭合环路中，以水流为顺时针方向的管段水头损失为正值，逆时针方向为负值，正值的和应与负值的和相等。在实际计算中闭合差可按下列要求控制：

① 小环：$\Delta h \leqslant 0.5$m。

② 大环（由管网起点至终点）：$\Delta h \leqslant 1.0 \sim 1.5$m。

（2）管网平差：计算步骤如下：

1）绘制管网平差运算图，标出各计算管段的长度和各节点的地面标高。

2）计算节点流量，见第 2.2.1 节。

3）拟定水流方向和进行流量初步的分配。

4）根据初步分配的流量，按经济流速选用管网各管段的管径（水厂附近管网的流速宜略高于经济流速或采用上限，管网末端的流速宜小于经济流速或采用下限）。

5）计算各管段的水头损失，即 $h=il$。

6）计算各环闭合差 Δh；若闭合差 Δh 不符合规定要求，用校正流量进行调整（一般先大环后小环调整），连续试算，直至各环闭合差达到上述要求为止。

校正流量一般可估算。但在闭合环路中，若各管段的直径与长度相差不大时，校正流量（ΔQ，其方向与 Δh 的方向相反）亦可按公式（2-36）近似求得：

$$\Delta Q=-\frac{q_p \Delta h}{2\Sigma h} \quad (\mathrm{m^3/s}) \tag{2-36}$$

式中　q_p——计算环路中各管段流量的平均值（$\mathrm{m^3/s}$）；

Δh——闭合差（m）；

Σh——计算环路中各管段水头损失的绝对值之和（m）。

当校正流量方向与水流方向相同时，管段应加上校正流量，反之，减去相同的校正流量，此时各节点仍满足 $\Sigma q=0$。

当各环的管段管径相差不大时，可将闭合差方向一致的小环组成一个大环进行调整（见图 2-10），这样，往往可以减少调整的次数。

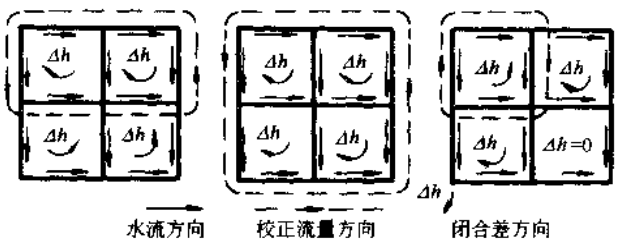


图 2-10　平差计算的流量校正

【例】 已知：最高日水量为 $14000\mathrm{m^3/d}$，试进行不同情况的环网平差。

【解】 （1）最高时：

根据用水量变化曲线最高时用水量为日用水量的 7.0%，即

$$\frac{14000\times 7.0\%\times 1000}{3600}=272.2\mathrm{L/s}。$$

其中水厂泵房供水 5.7%：

$$\frac{14000\times 5.7\%\times 1000}{3600}=221.6\mathrm{L/s}。$$

高地水池供水 1.3%：

$$\frac{14000\times1.3\%\times1000}{3600}=50.6\text{L/s}。$$

平差结果见图 2-11。

管网平差常用图例见表 2-7。

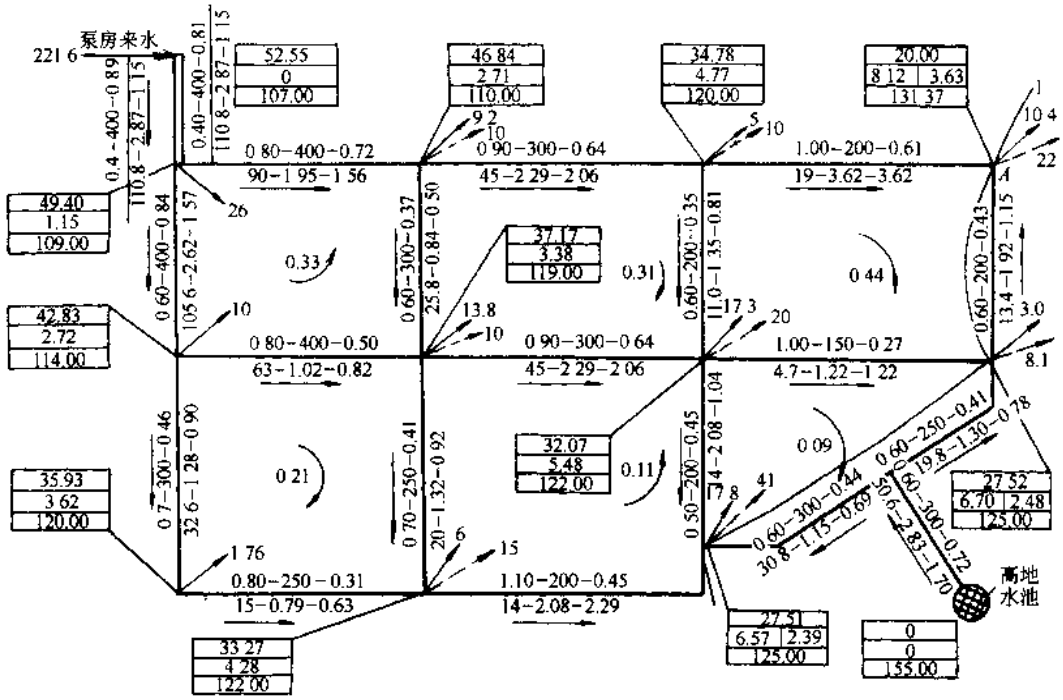


图 2-11 环网平差(最高时)

图 例 表 2-7

	长度－管径－流速 流量－1000i－损失
	自由水头 累计水头损失 地面标高
	水流方向
	消防流量
	集中用水节点流量
	生活用水节点流量
1 — 1	供水分界线
A	最不利点
	自由水头 以泵房为准的累计水头损失 / 以高地水池为准的累计水头损失 地面标高

(2) 最高时加消防：增加两个着火点，每个着火点为 20L/s。

1) 考虑由水厂泵房供水：

$$221.6+20=241.6\text{L/s}。$$

2) 高地水池送水：

$$50.6+20=70.6\text{L/s}。$$

3) 平差结果见图 2-12。

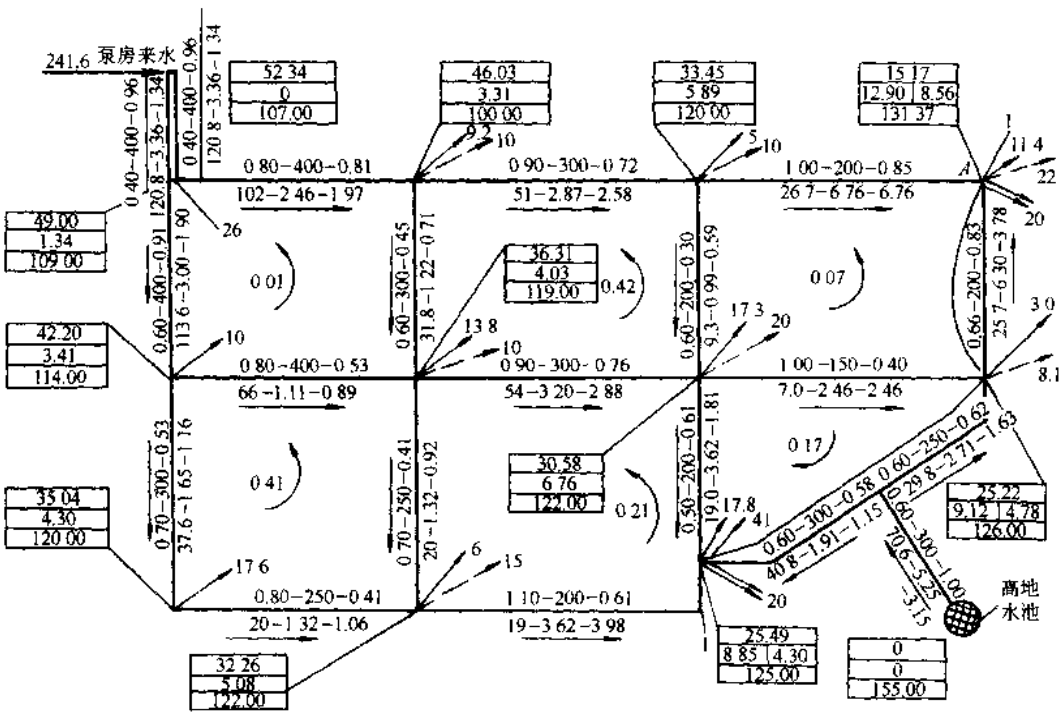


图 2-12　环网平差(最高时加消防)

(3) 最大转输：

1) 水厂泵房供水 3.5%：

$$\frac{1400\times3.5\%\times1000}{3600}=136.1\text{L/s}。$$

2) 其中用水 2.0%：

$$\frac{14000\times2.0\%\times1000}{3600}=77.8\text{L/s}。$$

3) 向高地水池输水 1.5%：

$$\frac{14000\times1.5\%\times1000}{3600}=58.3\text{L/s}。$$

4) 平差结果见图 2-13。

(4) 事故：假设按设计水量的 70%计，即 190.54L/s。

1) 水厂泵房供水：155.12L/s。

2) 高地水池供水：35.42L/s。

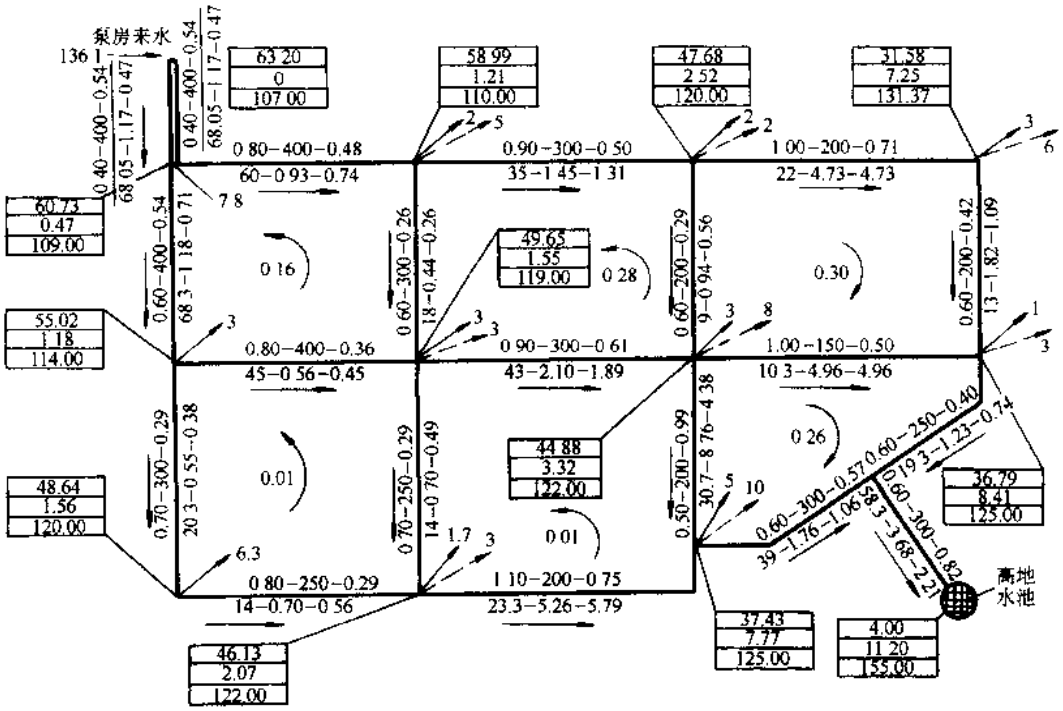


图 2-13 环网平差(最大转输)

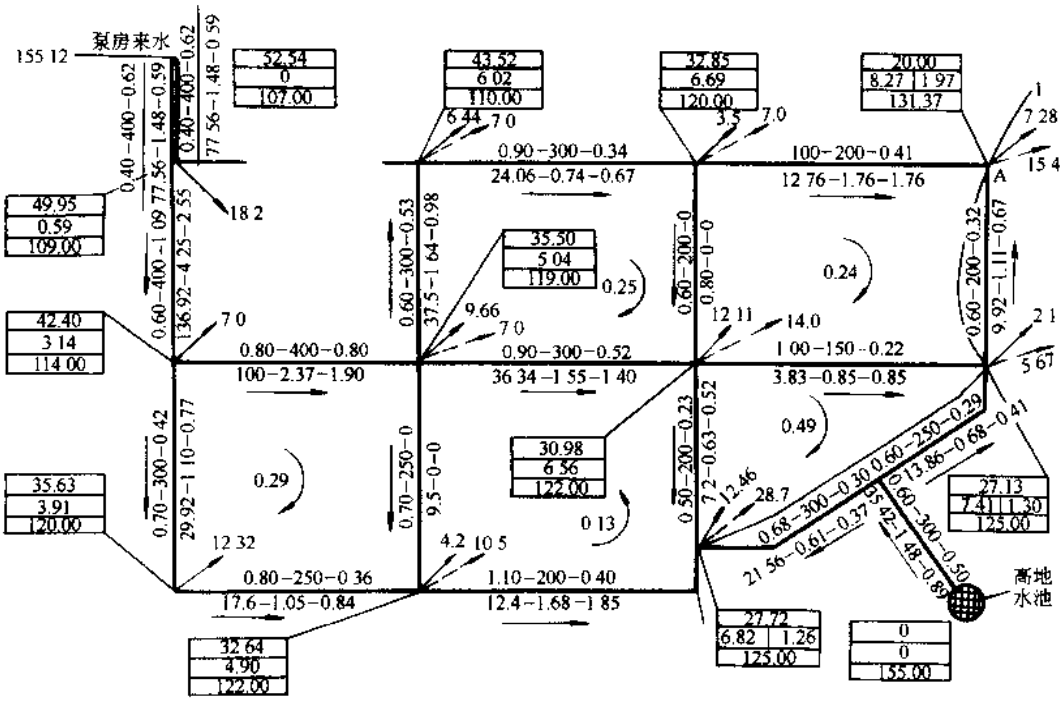


图 2-14 环网平差(事故)

3）平差结果见图 2-14。

最高时用水按最不利点 A（最高最远的节点）要求保持 20m 自由水头进行计算，起点（供水泵房）的扬程为 52.55m，高地水池池底高程为 155m。

以最高时用水加消防（低压制）复核：起点扬程为 52.34m，与最高时要求扬程基本相同。

以事故复核：起点扬程要求为 52.54m（小于最高时设计要求），最不利点自由水头亦能满足设计水压 20m。

以最大转输复核：起点扬程要求为 63.20m，高于最高时扬程，但由于供水量小于最高时水量，根据水泵特性曲线验算，基本能达到转输扬程要求。

2.2.3.3　树枝状管网水力计算

计算公式：每一管段的流量等于其下游各节点流量之和，即 $q=\Sigma q'$。

根据节点流量即可求得各管段的计算流量，从而可根据经济流速选用管径及计算水头损失。

2.2.3.4　管网平差电算的一般方法及步骤

当管网的节点和环数较多时，进行水力平差不仅计算工作量大，而且不易收敛；运用电子计算机计算，则可达到速度快、收敛好的要求。特别适用于对复杂管网进行方案比较，例如多水源管网、网内有调节水池或增压泵站的管网等。

（1）管网电算的一般方法：按解水力方程的变量分类，管网电算主要分为：

1）环方程法：以管网中每环的校正流量为未知变量。

该方法方程阶数低，比较简单，但计算收敛速度缓慢，甚至不能收敛。

2）管段方程法：以管网中管段流量为未知变量。

该方法方程阶数最高，计算准备工作较繁。

3）节点方程法：以管网中节点压力值为未知变量。

该方法方程阶数较低，计算收敛性较好，计算准备工作较少。

（2）用有限单元法求解节点方程的计算：

1）水力计算的数学过程：

① 将管段水头损失 ΔH 与管段流量 q 的非线性关系 $\Delta H=Sq^n$ 转化为线性关系 $q=C\Delta H$，则

$$C=q/\Delta H=q/(H_i-H_j) \tag{2-37}$$

式中　C——计算常数；

H_i、H_j——管段二端绝对压力。

以 $\Delta H=(H_i-H_j)$ 代入节点方程 $Q_i+\Sigma q_{ij}=0$，则

$$Q_i+\Sigma C\Delta H_{ij}=0 \tag{2-38}$$

② 整理后得矩阵关系式如下：

$$[C_{ij}]H=-F \tag{2-39}$$

式中　C_{ij}——系数矩阵；

H——解答列向量（为管网各节点的压力值）；

F——常数项列向量[包括未知压力节点的节点流量，含已知压力节点压力值和水泵（当有网中水泵时）加压向量内容的流量项]。

然后假定各管段的初始流量（可根据管道雷诺数 $Re=2\times10^5$ 假定流量），求得 ΔH 和

C，形成初始系数矩阵，由公式(2-39)求解节点方程组，求出未知压力节点的绝对压力 H_i；再根据压力差得出管段流量，进而再次形成新的系数矩阵，进行迭代，直至前后二次迭代的管段流量之差小于允许范围时结束。

2）计算准备和步骤：

① 根据管网布置，画出包括节点和管段位置的计算简图。形式见图 2-15。

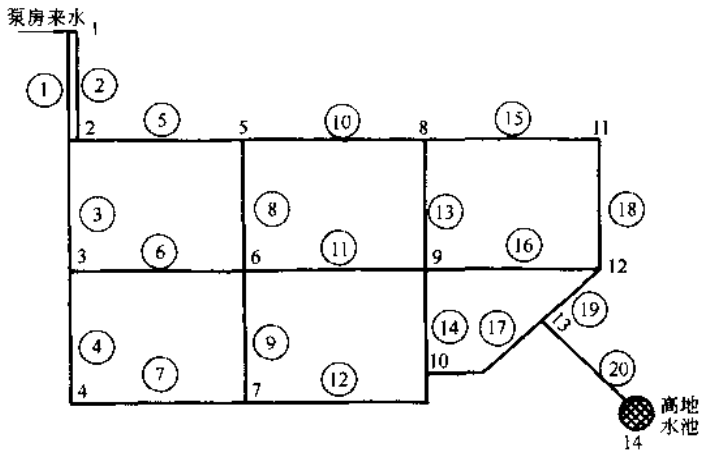


图 2-15 节点和管段编号

② 拟定计算参考点：参考点系计算管网各节点压力值的基准点，可根据计算要求选定，一般选在已建水厂或高位水池所在节点，其压力值可取水厂配水的绝对扬程或水池重力出流的绝对高程。

③ 节点和管段编码，编码原则为：

ⅰ. 每一管段有关节点的编号数应尽量接近。

ⅱ. 已知压力值的节点编于未知压力节点之后。

ⅲ. 参考点编号应编在最后。

④ 计算节点流量：节点流量计算同第 2.2.1.3 节，以流离节点的流量为正，流入节点的流量为负。

⑤ 拟定初始管径：根据管网布置，拟定初始管径，待计算后再行调整。

⑥ 决定各管段的管道粗糙系数：粗糙系数可根据管道铺设年份、材质和铺设状况确定。

⑦ 标定各管段长度和各节点地形高程。

⑧ 按计算程序要求，分别输入节点流量、管段长度、管径、粗糙系数、管段起始节点编号、节点地形高程等。

3）调用计算程序上机运算。

4）整理分析输出结果，输出主要数据为：管段流量、流速、水流方向、管段水头损失、水力坡降、节点自由水头值等。如根据输出结果分析，需要修正输入数据（如初始管径等），可调整后再行计算，直至得出满意结果。

2.2.3.5 给水管网水力计算模型

随着计算机硬件水平的提高和分析计算软件的不断开发，以不同侧重点为特点的给水

管网计算模型得以迅速发展，并成功地应用于供水系统的规划、设计和控制中。给水管网计算机模型已涵盖管网分析中的诸多求解领域，被广泛地应用于工程实践和运行决策中。给水管网系统计算机模型，除求解管网方程的计算程序外，还可包括描述管网系统供水能力和状况的所有数据信息，强调其输入和输出功能。此外，还包括有界面系统、CAD 功能、甚至 GIS 功能。

(1) 管网水力计算模型分类：管网计算机模型基本上可分为稳定流状态水力模型(管网平差)、非稳定状态水力模拟模型、管径优化模型、优化控制模型等。

1) 稳定流状态模型：任何给水管网模型系统的核心(除水锤分析模型外)均采用数学求解方法求解在稳定流状态下的各类方程，即为管网平差计算。供水管网的计算模型，以"节点"和"管链"来表达实际的系统构成，其中包括管线、节点出流、水泵、高位水池、各种阀门等。

稳定流状态模型是在确定水泵扬程和高位水池(水塔)水位的条件下，计算求得每一管段的流量和每一节点的供水压力，并检测减压阀和止回阀的工作状态。

在管网任意工况条件下的时间点上均可将管网系统视作稳定流状态，为此，模型最易运行，并且存在于管网的各种分析软件中。

2) 非稳定状态水力模拟模型：稳定流状态模型可计算描述给水管网系统任意时间点上的水力状态，然而未能体现规划期内长期的水泵运行和水池(水塔)水位变化对管网系统的影响。非稳定状态水力模拟模型可以用来检测水池(水塔)适当的存贮量，确定水泵控制运行规律、管道输水状况、水塔和水池进水及出水的变化规律。通过管网系统在设计期内各种可能的供水工况的考察，从而对管网系统提出更为合理的实施方案和改扩建建议。同时，在模拟一定时间的系统运行情况的条件下，计算其运行能量费用。

3) 管径优化模型：在管网管线路径确定之后，管道管径的合理取定是管网优化的决定因素之一。管径优化模型综合考虑管网最高用水时、消防时、事故时、最大转输时等多种工况供水分析，结合规划年限中可能出现的各种条件，对供水区内不同区域、不同外部约束条件进行分别处理，从而经济合理地确定管道管径、水泵扬程和水池(水塔)高度。

4) 优化控制模型：在管网管道管径优化的前提下，管网的运行费用，可以通过优化水泵的运行控制加以实现。优化控制模型可以改变水泵的启动运行方式，在确定的泵组组合的情况下，计算分析管网系统在控制状态下的运行费用；也可通过优化调度方案，确定选用合适的水泵机组，以使之在既定条件下保持高效运行，以降低管网运行费用。

(2) 管网水力计算模型及软件的选用：管网水力计算模型及其相应软件在编制过程中各有所侧重，适用条件不尽相同。在管网设计中，应根据工程的具体条件选择适合的应用软件。鉴于目前管网计算软件较多，为此，在选用相应软件时应对软件的适用性和可靠性进行鉴别，并进行必要的计算验证，采用已经鉴定的应用软件，尽量使用高品质软件。

(3) 管网设计与运行管理软件：

1) 同济大学在已有计算机程序基础上，开发了面向不同使用对象的"宏扬"系列软件，主要软件产品如下：

① 宏扬给水管网设计软件(Hy-Net　Design 2.1)(规划设计版)，为给水管网优化设计计算和绘图的多功能软件。

② 宏扬给水管网实时模拟软件(Hy-Net　Simu 2.1)(运行建模版)，用于管网建模。

③ 宏扬给水管网优化运行辅助调度软件(Hy-Net Schedule 2.1)(优化运行调度版),可根据实际生产数据,通过计算机软件模拟计算,给出优化调度的辅助方案。

④ 宏扬给水管网 GIS 动态地理信息管理软件(Hy-Net GIS 2.1)(GIS 版),针对城市给水管网信息进行电子归档、查询统计和信息数据分析的专业应用软件。

2) 目前在国内使用的国外管网平差软件主要有:

① 美国 Stone 软件公司的"Stone"。

② 美国 Haestad Method 软件公司的"Water CAD"。

③ 英国水研究中心的"Wat Net"。

④ 英国蒙德福特大学电子电力工程系的"GINAS"。

2.2.3.6 管网模型计算软件 WSZ

供水管网模型计算软件 WSZ 系由同济大学开发的管网动态模拟软件,管网平差采用节点方程计算法。

(1) 软件主要特点:

1) 工作平台:以 Windows 95 为工作平台,充分利用内存管理功能,理论上计算管段数目只受计算机内存限制。软件具有标准图形化界面。

2) 代码:采用 Visual C++ S.o,提供高性能代码质量。软件设计中采用多种优化手段,减少了冗余代码,功能全面。

3) 文档界面:采用多文档界面,可同时打开多个管网。

4) 算法优化:软件编制中,对传统节点方程法程序进行了改进。

5) 计算功能:

① 可进行多种工况计算,包括最高时、消防时、事故时,具有编辑功能,方便校核计算。

② 可进行混合管材计算,系统将根据管材自动选用不同的计算公式。

③ 可进行自动节点流量分配,减少计算工作量。

④ 可进行管网造价和水泵运行费用计算,检查设计技术经济效果。

6) 图形化输入、编辑界面:软件完全采用图形化管理,可用鼠标输入图形数据,对于精确坐标提供输入窗口,可使键盘、鼠标同时录入;模块功能可帮助减少重复数据的录入量。图形输入后,修改、删除工具可实现图形管理。

输入信息中,节点属性主要为节点类形、节点流量和地面标高;管道属性主要为管径、管段长度、管道类型等;水泵属性主要有水泵流量、扬程及其特性曲线参数等。

7) 缩放引擎:缩放、移动引擎可实现无级图形放缩和平移。

8) 批量数据修改:对已有管网图形,批量属性功能可使选择多个部件一次完成修改。

9) 提示功能:对所有管网部件,鼠标放置后可自动弹出提示框,方便数据查询。

10) 输出表达:

① 可标注节点、管段、水泵、阀门、水塔等各种数据。

② 可定时平移、缩放、窗口放大。

③ 可对管径、流量、坡降、流速根据颜色梯度设置,改变颜色。

④ 可显示水流方向。

⑤ 可显示管网的供水等压线。

11) 单位设置:可以定制系统单位,选用方便的单位输入数据和表达计算成果。

12）标注：管网设计时，可选择模型标注。可以实现多个标注，满足工程设计要求。

13）Auto CAD自动连接功能：软件可以自动从dwg文件中提取管网模型数据，生成管网模型。可以通过Auto CAD自动生成管网工程成果图。

14）管网背景：可将管网地图扫描成BMP文件，软件可指定一个位图作为管网背景。

15）视图定义：对于大型管网，可以定义一系列视图，随时切换，查找局部细节。

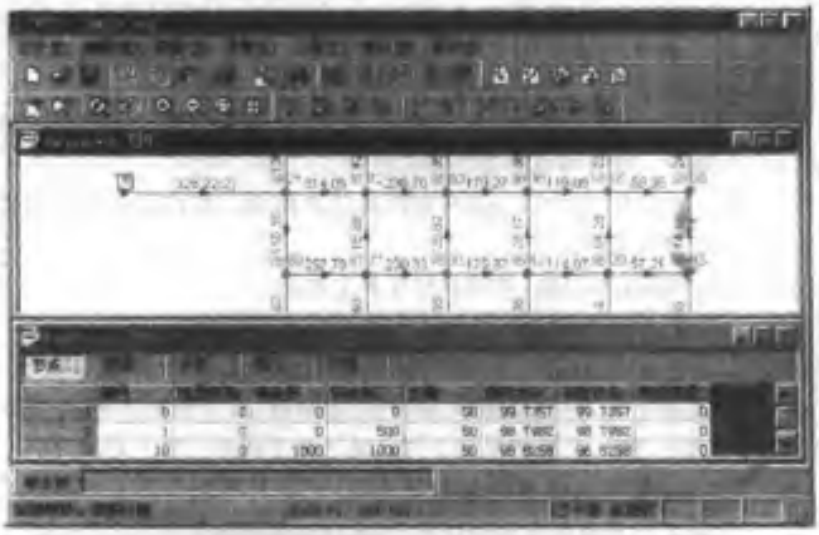
16）系统设置：

可根据要求，定制图形底色、节点色、管道色、节点大小、管段粗细等。

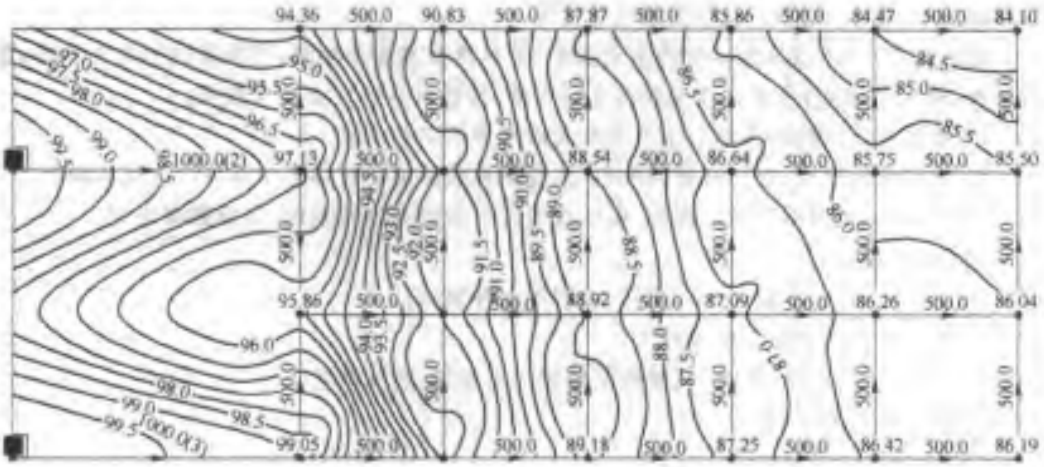
17）查询功能：可随时查询管网中的各个部件，包括其位置、属性等。

（2）部分软件界面：

1）图、表并存的某管网：



2）打开等压线后图形：



3）平差计算参数对话框：

4）自动生成 Auto Cad 中的某管网图(见 38 页)；

2.2.3.7 海曾—威廉公式中 C 值与粗糙系数 n 值的转换

在目前应用的管网水力计算软件中，管道水头损失公式较多采用海曾—威廉公式，公式表达为

$$i=\frac{10.67q^{1.852}}{C^{1.852}D^{4.87}} \tag{2-40}$$

式中 q——管段流量(m^3/s)；

D——计算管径(m)；

C——系数。

公式中系数 C 值相对于管道粗糙系数 n 值有如下转换计算公式：

$$C=\frac{D^{0.348}}{q^{0.08}}\frac{1.01958}{n^{1.08}} \tag{2-41}$$

由式(2-41)可见，C 值不仅与 n 值有关，还与管径和流量值有关。

当管径 D 为 1.0m，流量 q 为 $1m^3/s$ 时，C_0 值与 n 值之间转换见表 2-8。

C 值与 n 值转换关系 表 2-8

n	0.010	0.011	0.012	0.013	0.014	0.015	0.016	0.017	0.018	0.019	0.020
C_0	147.4	133.0	121.0	111.0	102.5	95.1	88.7	83.1	78.1	73.7	69.7

当管道设计流量在常用范围时，根据管径的不同，C 值可近似采用校正系数 r 修正：

$$C=rC_0 \tag{2-42}$$

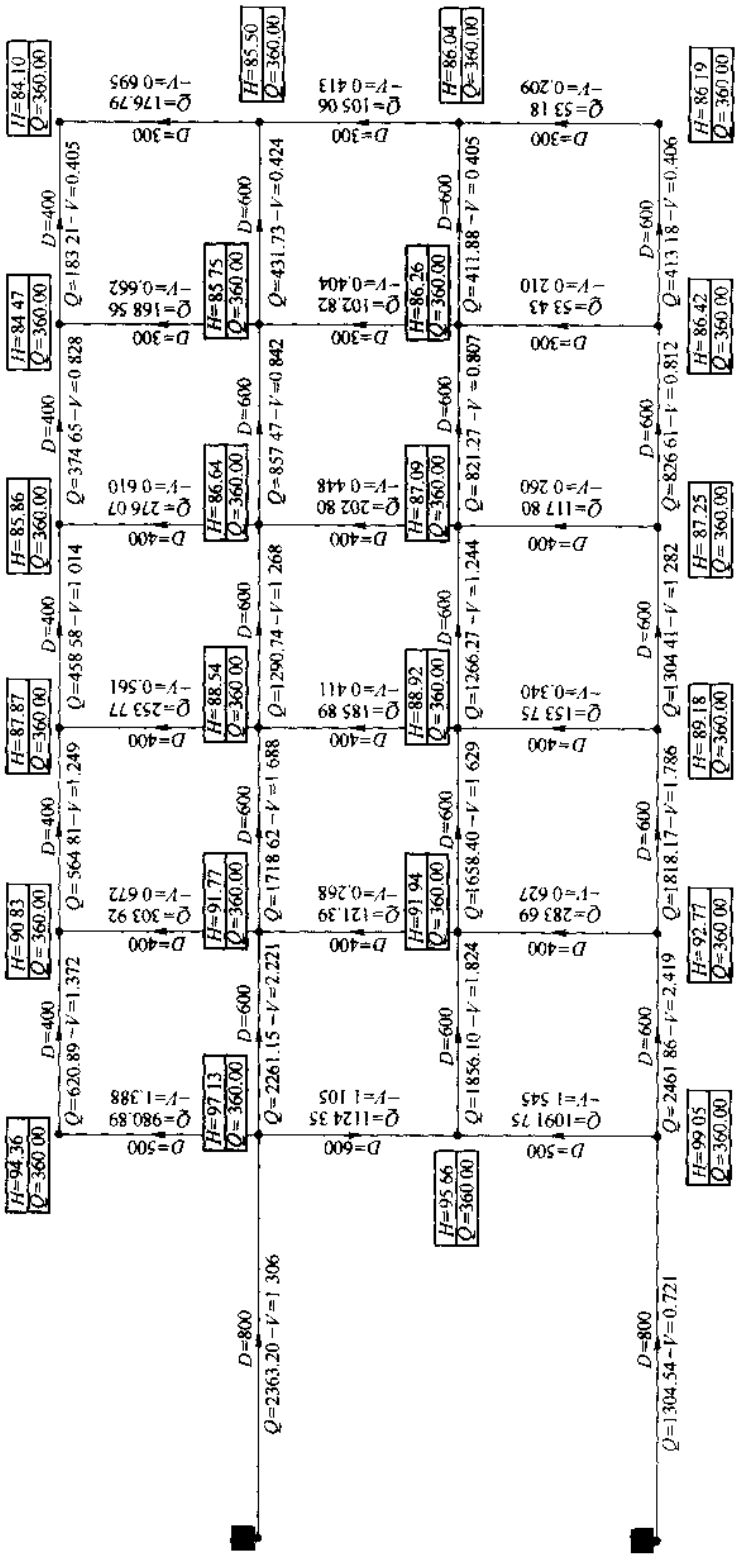
式中 C_0——管径为 1m，流量为 $1m^3/s$ 时的 C 值；

r——校正系数。

不同管径的校正系数 r 值见表 2-9。

校 正 系 数 r 值 表 2-9

管 径 D(m)	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.60	0.70	0.80	1.00	1.20	1.40	1.60	1.80
r	0.907	0.915	0.923	0.929	0.935	0.945	0.945	0.961	0.974	0.985	0.994	1.002	1.012


H=84.10
Q=360.00
H=85.50
Q=360.00
H=86.04
Q=360.00
H=86.19
Q=360.00
H=84.47
Q=360.00
H=85.75
Q=360.00
H=86.26
Q=360.00
H=86.42
Q=360.00
H=85.86
Q=360.00
H=86.64
Q=360.00
H=87.09
Q=360.00
H=87.25
Q=360.00
H=87.87
Q=360.00
H=88.54
Q=360.00
H=88.92
Q=360.00
H=89.18
Q=360.00
H=90.83
Q=360.00
H=91.77
Q=360.00
H=91.94
Q=360.00
H=92.77
Q=360.00
H=94.36
Q=360.00
H=97.13
Q=360.00
H=95.66
Q=360.00
H=99.05
Q=360.00
D=800
Q=2363.20 −V=1.306
D=600
Q=2261.15 −V=2.221
D=600
Q=1856.10 −V=1.824
D=600
Q=2461.86 −V=2.419
D=800
Q=1304.54 −V=0.721
D=400
Q=620.89 −V=1.372
D=400
Q=564.81 −V=1.249
D=400
Q=458.58 −V=1.014
D=400
Q=374.65 −V=0.828
D=400
Q=183.21 −V=0.405
D=600
Q=1718.62 −V=1.688
D=600
Q=1658.40 −V=1.629
D=600
Q=1818.17 −V=1.786
D=600
Q=1304.41 −V=1.282
D=600
Q=826.61 −V=0.812
D=600
Q=413.18 −V=0.406
D=600
Q=1290.74 −V=1.268
D=600
Q=1266.27 −V=1.244
D=600
Q=857.47 −V=0.842
D=600
Q=821.27 −V=0.807
D=600
Q=431.73 −V=0.424
D=600
Q=411.88 −V=0.405
D=300
Q=980.89
−V=1.388
D=600
Q=1124.35
−V=1.105
D=500
Q=1091.75
−V=1.545
D=400
Q=303.92
−V=0.672
D=400
Q=121.39
−V=0.268
D=400
Q=283.69
−V=0.627
D=400
Q=253.77
−V=0.561
D=400
Q=185.89
−V=0.411
D=400
Q=153.75
−V=0.340
D=400
Q=276.07
−V=0.610
D=400
Q=202.80
−V=0.448
D=400
Q=117.80
−V=0.260
D=300
Q=168.56
−V=0.662
D=300
Q=102.82
−V=0.404
D=300
Q=53.43
−V=0.210
D=300
Q=176.79
−V=0.695
D=300
Q=105.06
−V=0.413
D=300
Q=53.18
−V=0.209

2.3 水量调节设施

2.3.1 水量调节设施及其选用

一般情况下，水厂的取水构筑物和净水厂规模是按最高日平均时设计的，而配水设施则需满足供水区的逐时用水量变化，为此需设置水量调节构筑物，以平衡两者的负荷变化。

调节构筑物的设置方式对配水管网的造价以及经常电费均有较大影响，故设计时应根据具体条件作多方案比较。

调节构筑物的调节容量可以设在水厂内，也可设在厂外；可以采用高位的布置形式（水塔或高位水池），也可采用低位的布置形式（调节水池和加压泵房）。关于调节设施的一般设置方式及其相应的适用条件，见表 2-10。

各种调节设施的适用条件　　表 2-10

序　号	调节方式	适　用　条　件
1	在水厂设置清水池	1. 一般供水范围不很大的中小型水厂，经技术经济比较无必要在管网内设置调节水池 2. 需昼夜连续供水，并可用水泵调节负荷的小型水厂
2	配水管网前设调节水池泵站	1. 净水厂与配水管网相距较远的大中型水厂 2. 无合适地形或不适宜设置高位水池
3	设置水塔	1. 供水规模和供水范围较小的水厂或工业企业 2. 间歇生产的小型水厂 3. 无合适地形建造高位水池，而且调节容量较小
4	设置高位水池	1. 有合适的地形条件 2. 调节容量较大的水厂 3. 供水区的要求压力和范围变化不大
5	配水管网中设置调节水池泵站	1. 供水范围较大的水厂，经技术经济比较适宜建造调节水池泵站 2. 部分地区用水压力要求较高，采用分区供水的管网 3. 解决管网末端或低压区的用水
6	局部地区（或用户）设调节构筑物	1. 由城市供水的工业企业，当水压不能满足要求时 2. 局部地区地形较高，供水压力不能满足要求 3. 利用夜间进水以满足要求压力的居住建筑
7	利用水厂制水调节负荷变化	1. 水厂制水能力较富裕而调节容量不够时 2. 当城市供水水源较多，通过经济比较，认为调度各水源的供水能力为经济时
8	水源井直接调节	1. 地下水水源井分散在配水管网中 2. 通过技术经济比较设置配水厂不经济的地下水供水 3. 当水源井直接供管网而能解决消毒接触要求时

2.3.2 水厂清水池

2.3.2.1 容量计算

(1) 清水池有效容量 W_c 一般按式(2-43)计算：

$$W_c = W_1 + W_2 + W_3 + W_4 \quad (m^3) \tag{2-43}$$

式中 W_1——调节容量(m^3)，一般根据制水曲线和供水曲线求得；

W_2——净水构筑物冲洗用水及其他厂用水的调节水量(当滤池采用水泵冲洗并由清水池供水时可按一次冲洗的水量考虑，当滤池采用水塔冲洗时，W_2 一般可不考虑)；

W_3——安全储量(m^3)，为避免清水池抽空，威胁供水安全，清水池可保留一定水深的容量作为安全储量；

W_4——消防贮量(m^3)，

$$W_4 = T(Q_x + Q_T - Q_1) \quad (m^3)$$

其中 T——消防历时(h)，一般为 3h，也有采用 2h 的，可视具体情况而定；

Q_x——消防用水量(m^3/h)；

Q_T——最高日平均时生活与生产用水量之和(m^3/h)；

Q_1——消防时一级泵房供水量(m^3/h)，如消防时允许净水厂强制提高制水量，则 $Q_1 > Q_T$。

当缺乏制水曲线和供水曲线资料时，对于配水管网中无调节构筑物的清水池有效容量 W_c，可按最高日用水量的 10%～20%考虑。

(2) 设有网前调节水塔或高位水池的小城镇，当消防时关闭水塔和高地水池时，清水池容量 W_c 同上式计算。

(3) 清水池的容量尚需复核必要的消毒接触容量(复核时可利用消防贮量和安全储量)。

(4) 清水池的池数或分格数，一般不少于两个，并能单独工作和分别放空。如有特殊措施能保证供水要求时，亦可采用一个。当考虑近远期结合，近期只建一只清水池时，一般应设超越清水池的管道，以便清洗时不影响供水。

2.3.2.2 配管及布置

清水池进、出水管应分设，结合导流墙布置，以保证池水能经常流通，避免死水区。

管道口径应通过计算确定，并留有余地，以适应挖潜改造时水量的增加。

(1) 进水管：管径按最高日平均时水量计算。进水管标高应考虑避免由于池中水位变化而形成进水管的气阻，可采用降低进水管标高，或进水管进池后用弯管下弯。

当清水池进水管上游设置有计量或加注化学药剂设备时，进水管应采取适应措施，保证满管出流。

(2) 出水管：管径一般按最高日最高时水量计算。当二级泵房设有吸水井时，清水池出水管(至吸水井)一般设置一根；当水泵直接从池内吸水时，出水管根数根据水泵台数确定。出水管的设置形式一般有以下几种：

1）从池底集水坑敷管出水，常用于二级泵房前设有吸水井时。

2）水泵吸水管直接弯入池底集水坑吸水。

当清水池消防贮水量必须严格确保时，池内可设置必要的水位传示、报警或控制性措施。

（3）溢水管：管径一般与进水管相同，管端为喇叭口，管上不得安装阀门。溢水管出口应设置网罩，以防爬虫等沿溢水管进入池内，如清水池全部为地下式而溢水管出口经常处在排水水位以下时，也可考虑将溢水管先经溢流井，再通至排水井，以避免清水受到污染，见图 2-16。

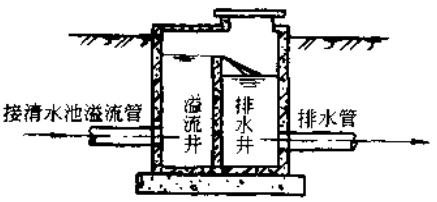


图 2-16 溢流井布置

（4）排水管：在一般情况下，清水池在低水位条件下进行泄空。排水管管径可按 2h 内将余水泄空进行计算，但最小管径不得小于 100mm。如清水池埋深大，排水有困难时，可在池外设置排水井，利用水泵抽除，也可利用潜水泵直接由清水池抽除。为便于排空池水，池底应有一定底坡，并设置排水集水坑。

（5）通气孔及检修孔：通气孔及检修孔数目根据水池大小而定。

通气孔应设置在清水池顶部并设有网罩。宜结合导流墙布置。通气孔池外高度宜布置有参差，以利空气自然对流。检修孔宜设置于清水池进水管、出水管、溢流管和集水坑附近，同时宜成对角线布置。检修孔设置不宜少于两个，孔的尺寸应满足池内管配件进出要求，孔顶应设置防雨盖板。

（6）导流墙：为避免池内水的短流和满足加氯后的接触时间的需要，池内应设导流墙。为清洗水池时排水方便，在导流墙底部，隔一定距离设置流水孔，流水孔的底缘应与池底相平。导流墙若砌至池顶，应在干弦范围的墙上设置通气孔，并使清水池排气畅通。

（7）池顶覆土：覆土厚度需满足清水池抗浮要求，避免池顶面直晒，并应符合保温要求。

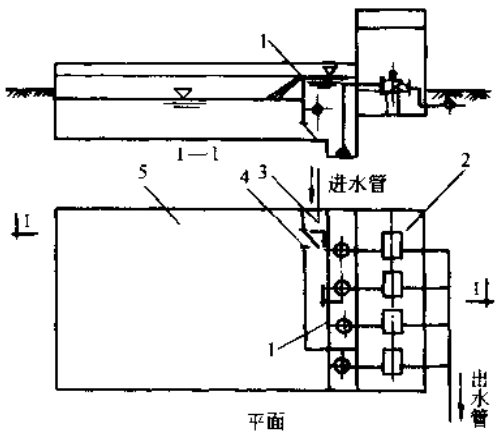


图 2-17 进出水配水室

1—溢水堰；2 泵房；3—配水室；4—止回阀；5—清水池

（8）水位指示：清水池应设置水位连续测量装置，发出上、下限水位信号，供水位自动控制或水位报警之用。水位仪宜具有传示功能，并有较大的传示范围。水位仪应选择投入式或与池水不接触式（如超声波液位计），便于检修。

必要时，可在清水池设置就地水位指示。

（9）为了充分利用进水的富裕水头，某些水厂的清水池进水端加设了配水室见图 2-17。水首先进入配水室，然后由溢水堰顶溢入清水池内。当进水量大于出水量时，配水室内水位经常保持溢流水位；当出水量大于进水量时，配水室水位

下降，清水池水通过底部止回阀流入配水室。

该布置的优点是可充分利用进水水头，减少清水池内水位跌落造成的能量损失，节约电耗；缺点是布置复杂，受配水室容量限制，加氯接触时间较短。

2.3.2.3　清水池布置实例

圆形钢筋混凝土清水池布置实例见图 2-18。

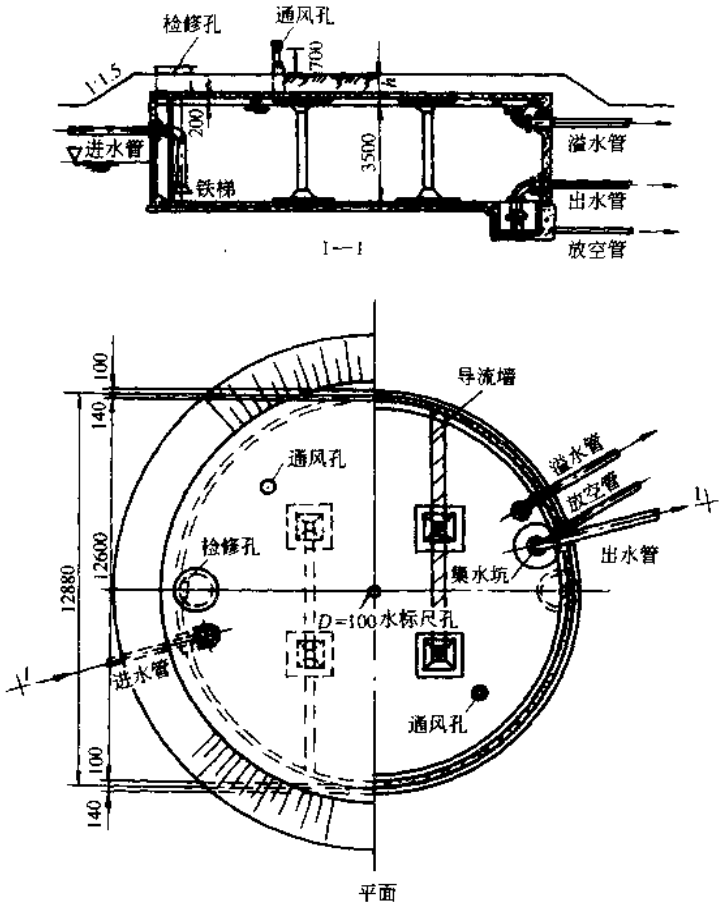


图 2-18　400m³ 圆形钢筋混凝土清水池

矩形钢筋混凝土清水池布置实例见图 2-19。

2.3.2.4　钢筋混凝土蓄水池国家标准图

有效容积为 50m³ 至 4000m³ 的圆形和矩形钢筋混凝土蓄水池国家标准图号及主要尺寸见表 2-11。

2.3.3　水塔及高位水池

2.3.3.1　水塔

(1) 水塔容量 W 计算：

$$W=W_1+W_2 \quad (m^3) \tag{2-44}$$

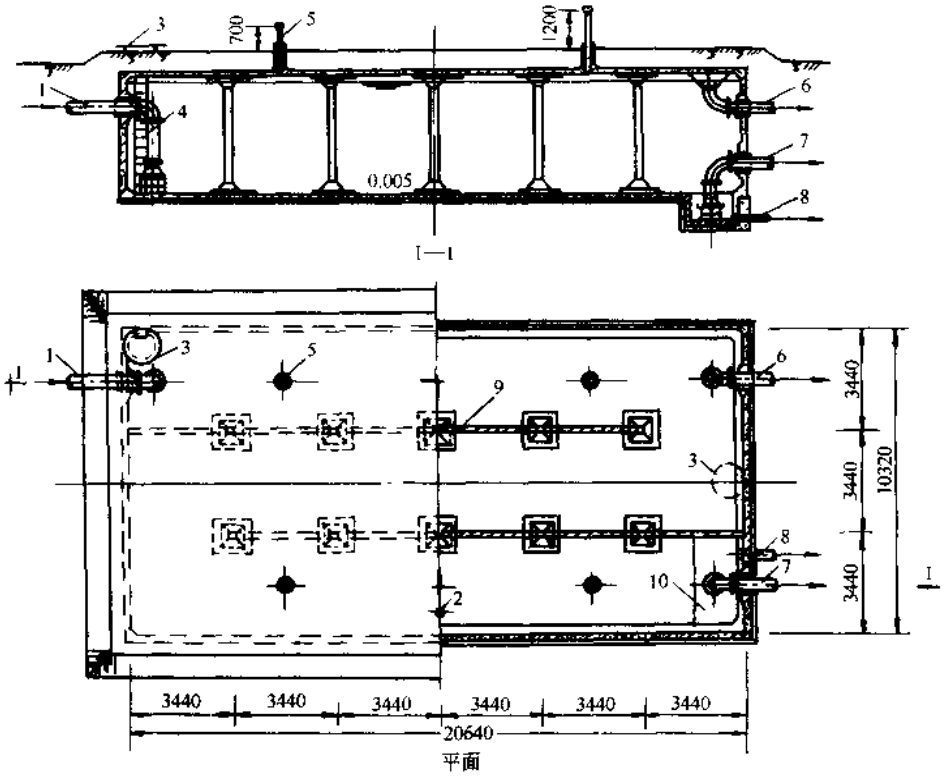


图 2-19 800m³ 矩形钢筋混凝土蓄水池

1—*DN*400 进水管；2—水位尺孔；3—检修孔；4—铁梯；5—通风管；6—*DN*400 溢水管；7—*DN*400 出水管；8—*DN*200 排水管；9—导流墙；10—集水坑

钢筋混凝土蓄水池国家标准图 **表 2-11**

有效容积 (m³)	圆形钢筋混凝土蓄水池			矩形钢筋混凝土蓄水池		
	图集号	高度(m)	池直径(m)	图集号	高度(m)	长度×宽度(m)
50	S811	3.50	4.50	S823	3.50	3.90×3.90
100	S812	3.50	6.40	S824	3.50	5.60×5.60
150	S813	3.50	7.80	S825	3.50	6.80×6.80
200	S814	3.50	9.00	S826	3.50	7.80×7.80
300	S815	3.50	11.10	S828	3.50	12.00×8.00
400	S816	3.50	12.60	S829	3.50	11.32×11.32
500	S817	3.50	14.06	S830	3.50	14.30×10.70
600	S818	4.00	14.16	S831	4.00	14.70×11.00
800	S819	4.00	15.50	S832	4.00	16.70×12.50
1000	S820	4.00	18.70	S833	4.00	15.90×15.90
2000	S834	4.00	26.60	S836	4.00	23.40×23.40
3000	S835	5.00	28.00	S837	4.00	28.70×28.70
4000	—	—	—	S838	5.00	29.40×29.40
S821	钢筋混凝土蓄水池附属构配件图					

式中　W_1——消防贮量(m^3)，当负有消防要求时，应按《建筑设计防火规范》要求确定；

W_2——调节容量(m^3)，$W_2=KQ$

其中　Q——最高日用水量(m^3/d)；

K——调节容量占最高日用水量的百分率(%)，其计算方法一般有下列两种：

1）根据水厂供水曲线和用水曲线推求。此法虽较合理，但实际用水情况受使用、管理影响较大，设计时要掌握可靠的用水曲线比较困难；

2）按最高日用水量的百分率求得。城镇的水塔调节水量一般可按最高日用水量的6%～8%选定；生产用水的水塔容量，按生产工艺要求选定。

（2）水塔布置形式：水塔的一般布置见图2-20，可按水柜的容量、高度、水柜及支座结构形式、保温要求、采用材料、施工方法等因素布置成多种形式。常用的水塔构造形式见表2-12。

（3）配管及设备：

1）进、出水管可分别设立，也可合用。竖管上需设置伸缩接头。为防止进水时水塔晃动，进水管宜设在水柜中心或适当升高。

2）一般情况下溢水管与排水管可合并联结。其管径一般可采用与进、出水管相同，或比进、出水管缩小一个规格（管径大于 $DN200$ 时）。溢水管上不得安装阀门。

3）为反映水柜内水位变化，可设浮标水位尺或水位传示仪。

4）塔顶应装避雷设施。

（4）保温、采暖：

1）当水源为地下水，冬季采暖室外计算温度为－8～－23℃地区的水塔，可只保温不采暖；

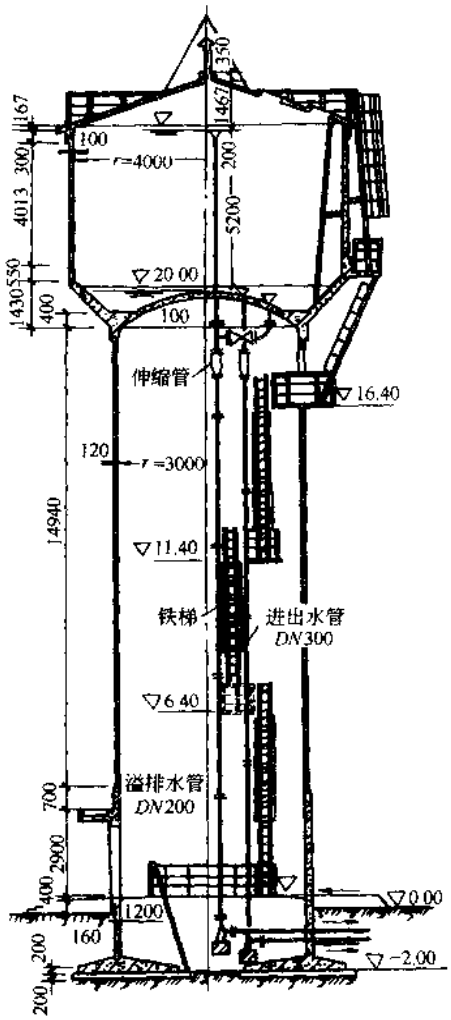


图 2-20　300m^3 钢筋混凝土水塔

2）水源为地表水或地表水与地下水的混合水时，冬季采暖室外计算温度为－8～－23℃地区，以及冬季采暖室外计算温度为－24～－30℃地区，除保温外还需采暖。

（5）水塔国家标准图：容量为15～500m^3，高度为16～30m的现浇钢筋混凝土水塔构造及国家标准图图号见表2-13。

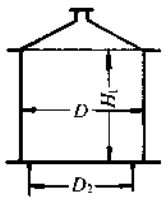
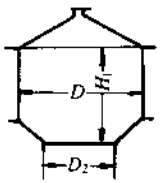
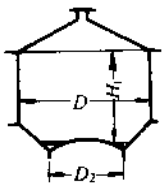
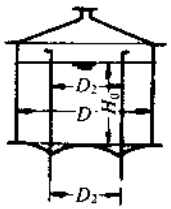
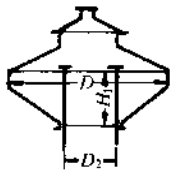
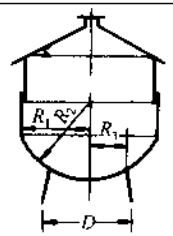
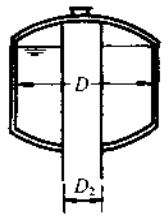
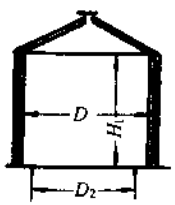
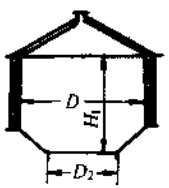
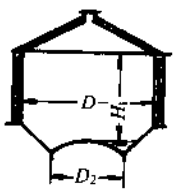
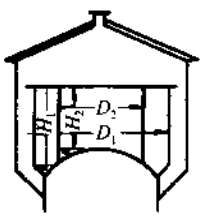
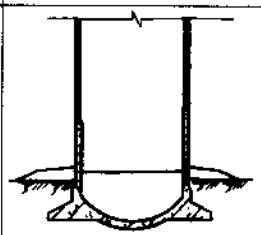
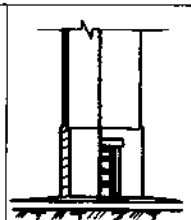
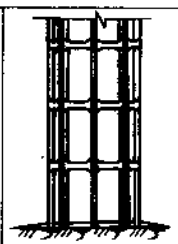
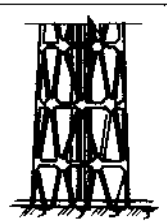
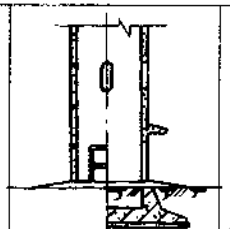
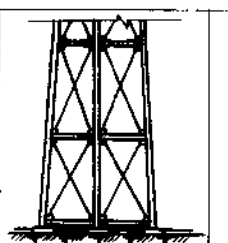
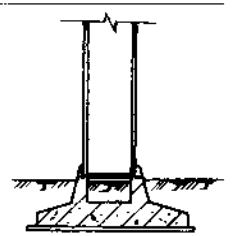
2.3.3.2　高位水池

高位水池设计，可参照清水池及水塔。

对于非生活饮用水的高位水池，若无冰冻可能，且水质要求不高时，可采用敞开式。

水塔布置形式

表 2-12

水塔容量(m^3)		15、30、50、80、100、150、200、300、400、500						
水塔高度(m)		8、12、15、16、20、24、25、28、30、32						
水柜形式	不保温	 平底式	 斜锥平底式	 英氏式	 英氏式(双水柜)	 倒锥壳	 球 底	 平底罐
	保温	 平底式	 斜锥平底式	 英氏式	 英氏式(双水柜)			
水柜材料		钢 筋 混 凝 土						
支座形式		 圆筒式(1)	 圆筒式(2)	 支架式(3)	 支架式(4)	 圆筒式(5)	 支架式(6)	 圆筒式(7)
支座材料		钢筋混凝土	砖	钢筋混凝土		钢筋混凝土	钢	钢
施工方法		现 浇			预制拼装	水柜预制预升 支筒滑模浇捣	装 配 式	

现浇钢筋混凝土水塔国家标准图　　表 2-13

图集编号	水塔容量 (m^3)	水塔高度 (m)	水柜			支座	
			保温情况	材料	形式	材料	形式
S842(一)	100	24,28,32	保温	钢筋混凝土	倒锥壳	钢筋混凝土	支筒
S842(二)	150	24,28,32					
S842(三)	200	24,28,32					
S842(四)	300	24,28,32					
S842(五)	400	24,28,32					
S842(六)	500	24,28,32					
S844(一)	100	20,25,30,35	不保温	钢筋混凝土	倒锥壳	钢筋混凝土	支筒
S844(二)	150	20,25,30,35					
S844(三)	200	20,25,30,35					
S844(四)	300	20,25,30					
S844(五)	400	20,25,30					
S844(六)	500	20,25,30					
S847(一)	50	20,24,28	保温	钢筋混凝土	平底	钢筋混凝土	支筒
S847(二)	100	24,28,32			英氏式		
S847(三)	200	24,28,32					
S847(四)	300	24,28,32			英氏式(双水柜)		
S847(五)	400	24,28,32					
S849(一)	15	16,20,24	保温	钢筋混凝土	平底	砖	支筒
S849(二)	15	16,20,24	不保温	钢筋混凝土	倒锥壳	砖	支筒

2.3.3.3 管网中水塔和高位水池的设置

水塔和高位水池是以恒水位供水为特征，当管网中设置水塔和高位水池后，其水位将成为管网压力的控制高程，因此在设置过程中应结合城市供水的特点和供水远期的发展，对其所在位置和作用进行综合比较论证，以避免在供水条件变化的情况下造成构筑物闲置或不良运行。

由于上述原因，所以在大、中型供水管网中，尽可能采用调节泵站和地下水库，以适应城市供水范围和供水水量的变化而导致调节构筑物水压(水位)要求的改变。

2.3.4 调节(水池)泵站

调节(水池)泵站主要由调节水池和加压泵房组成。

(1) 设置条件：

1) 当水厂离供水区较远，为使出厂配水干管较均匀输水，可在靠近用水区附近建造调节水池泵站。

2) 对于大型配水管网，为了降低水厂出厂压力，可在管网的适当位置建造调节水池泵站，兼起调节水量和增加水压的作用。

3) 对于要求供水压力相差较大，而采用分压供水的管网，也可建造调节水池泵站，由低压区进水，经调节水池并加压后供应高压区。

4）对于供水管网末端的延伸地区，如为了满足要求水压需提高水厂出厂水压时，经过经济比较也可设置调节水池泵站。

5）当城市不断扩展，为充分利用原有管网的配水能力，可在边远地区的适当位置建调节水池泵站。

（2）调节水池容量 W_{02}：调节水池容量应根据需要并结合配水管网进行计算确定。计算中必须考虑以下两种情况：

1）进水条件：晚间用水低峰时，在不影响管网要求压力条件下，允许水池进水的时间和进水量；

2）出水条件：白天高峰用水时，根据城市用水曲线，由净水厂及其他调节设施供水外，需由调节水池向管网供水的流量以及时间。

根据水池进、出水条件，即可确定水池所需的容量。调节水池的容量应是供水总调节容量的一部分，故一般应满足：

$$W_{02}=W_0-W_{01} \quad (m^3) \tag{2-45}$$

式中 W_{02} ——调节水池的调节容量(m^3)；

W_0 ——供水所需总调节容量(m^3)；

W_{01} ——水厂清水池调节容量(m^3)。

（3）配管要求：

1）水池的配管可参照清水池和高位水池布置，设有进水管、出水管、溢水管及排水管

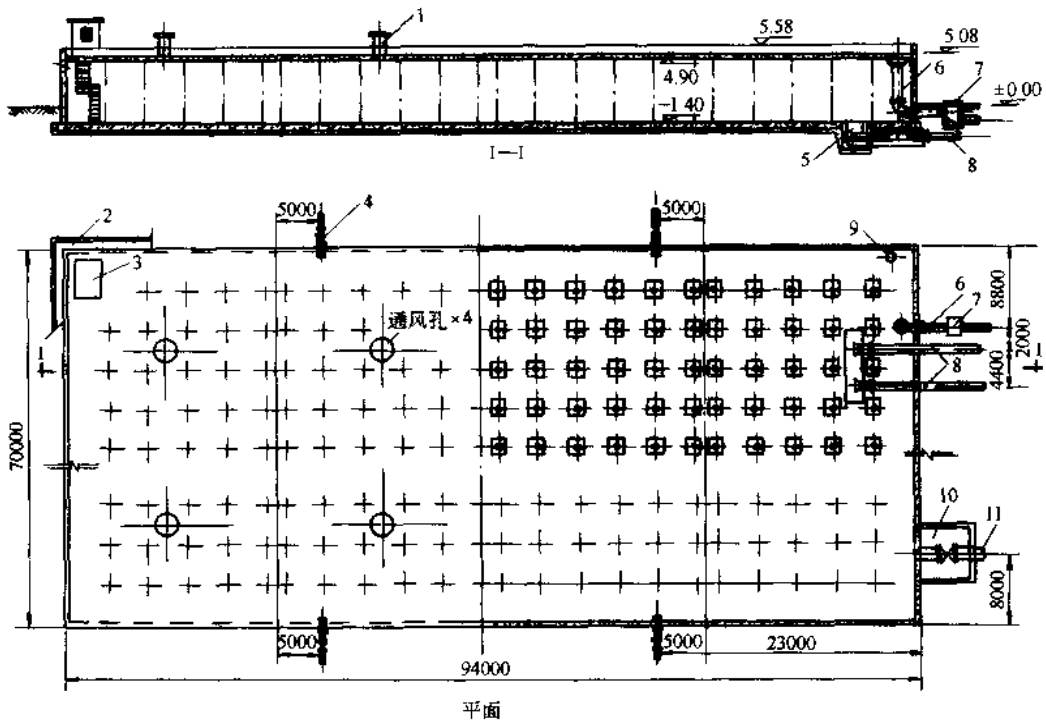


图 2-21 40000m^3 大型调节水池

1—通风管；2—排水沟；3—进出走道兼通风室；4—*DN*200 压力水冲洗水管；5—8400mm×2000mm×2000mm 集水坑；6—*DN*800 溢水管；7—排水井；8—*DN*800 吸水管；9—水位显示安装部位；10—阀门井；11—*DN*800 进水管

等。

2）为了避免水池进水时造成管网压力降低过大，进水阀门需根据水压情况经常调整，故一般采用电动操作。

（4）大型调节水池：

1）在选择大型水池位置时，除需考虑进、出配水管道的布置合理、线路较短外，更需注意到地质情况、地基承载能力、施工条件等因素，务使结构设计经济合理。目前我国已建有每座容量为20000、40000m³等容量的调节水池多座，图2-21为平面尺寸94m×70m的大型调节水池。

2）一般由于进入水池前管内水流具有一定压力，故应尽可能减少水池埋深和加高池深，以节约电耗。池体高度一般可采用5.5～6.5m。

3）为清洗方便，可隔一定间距将冲洗水管直接接至池内。冲洗水管一般采用口径为*DN*100，并在池内设多个集水坑及排水管（如排水有困难时，可临时用潜水泵抽吸）。

4）大型水池一般设多个人孔、通风口及检修孔，以便进行清洗及检修；扶梯宜用钢筋混凝土结构。

5）国外大型水池尚设有空气调节设施和机械清洗设备。

2.4 管渠材质及附属设施

2.4.1 管渠材质的选用

2.4.1.1 输水渠道

对于大流量长距离且承压不高的原水输送，可以考虑采用暗渠输送的形式。输水暗渠可分为重力非满流和压力流两种。

输水渠道应根据输水形式、渠内工作压力、外部荷载、地基情况、施工维护和供水安全要求等条件确定其断面及结构形式。

非承压输水暗渠可以采用钢筋混凝土结构，也可以采用砖、石砌造。

承压输水暗渠一般应采用钢筋混凝土结构，根据需要其断面可采用单孔或多孔形式。承压输水暗渠内压一般不宜超过0.1MPa，在采用承压暗渠时，应采取必要的限压措施，以确保暗渠内压不超过设计要求。

暗渠的设计和施工必须保证其工程质量。钢筋混凝土暗渠的结构应根据渠内工作水压力、外部土荷载、活荷载及其断面形式，依据有关结构设计规范进行设计。现浇钢筋混凝土渠可采用分段浇注施工。用于钢筋混凝土渠变形缝的弹性橡胶止水带和嵌缝密封材料应保证变形缝在规定的伸缩和不均匀沉降差的范围内无渗漏，不得影响暗渠输水功能。

输水暗渠表面粗糙系数n值，应根据暗渠结构和表面处理情况确定，一般取值范围为0.013～0.015。

2.4.1.2 承压管道

（1）凡工作压力大于0.1MPa的输配水系统，应采用承压管道。

（2）承压管道一般应采用由车间制作的成品管及配件，尽量避免现场制作。成品管及其配件的制作应符合相关的国家标准或行业标准。

(3) 承压管道管材的选用应根据输配水系统的布置、管道口径、工作压力、埋深、地质情况以及施工条件和运输条件，结合运行维护进行技术经济综合比较后确定。在输配水管系布置中可以采用多种管材结合使用，做到因地制宜，合理选用。

(4) 管材的选用应从节约国家资源和加强环境保护出发，尽可能采用技术成熟，抗腐蚀性能强，节能的非金属新型管材。

2.4.2 常用管道材质

2.4.2.1 钢管(SP)

钢管是目前大口径埋地管道中运用最为广泛的管材。用于城市输水管道的管径一般宜大于 *DN*800，国内最大钢管直径可达 *DN*4000。钢管钢材一般采用 Q235A·B 碳素镇静钢。选择采用作为输水管道的钢管一般要求为成品管，其焊接形式有螺旋缝埋弧焊管和直缝埋弧焊管，后者适用于大于 *DN*2000 的钢管。钢管的壁厚应根据作用于管道上的内外荷载和埋设条件，按《埋地钢管道结构设计规范》计算确定，在选用时应根据计算厚度增加 2mm 腐蚀余量(当采用内外防腐涂层及阴极保护可不增加腐蚀余量)。

埋地钢管易受腐蚀，必须对其内、外壁作防腐涂层。一般当钢管的埋地敷设长度大于 500m 时，还需作阴极保护。正确选择钢管的内、外壁涂层并采取阴极保护，可使其使用寿命大大延长，一般能达 50 年左右或更长年限。

钢管一般在工厂制作，因受运输及装卸条件的限制，每节钢管的长度一般在 10m 左右，因此在现场敷设时钢管的接头较多。由于现场施工的接头焊接及内、外防腐涂层的施工质量较难以达到工厂制作的质量要求，往往会对钢管的安全运行及使用寿命带来影响，特别是在沿海地区，因地下水位高、土壤腐蚀性强、地质条件差，对钢管的影响更大。

近年来，在广州地区扩胀成型承插式柔性接口钢管的制作及施工，较好地解决了上述问题。

扩胀成型承插式柔性接口钢管能适应地基不均匀沉降、管道的伸缩、抗震性能良好，并减少了钢管的温度应力。

该管接口有单胶圈、双胶圈及抗轴力防脱接头等。其中单胶圈管型构造简单；双胶圈管型则可对每个安装接口作独立水压测试；抗轴力防脱接头可使管道在丁字管、弯头处不做支墩，从而适应各种地形和地质条件使用。

2.4.2.2 灰口铸铁管(CIP)

灰口铸铁管有砂型离心和连续铸造两种工艺，《砂型离心铸铁直管(GB 3421)》中管径规格自 *DN*200～*DN*1000；《连续铸铁直管(GB 3422)》中管径规格自 *DN*75～*DN*1200，均为刚性承插式直管。离心铸管早在上世纪 60 年代已停产，连续铸管是上世纪 60～80 年代广泛应用的管材。由于连续制造工艺的缺点，管材质量不够稳定，容易爆管。现在灰口铸铁管已属于淘汰产品，一般不再使用。

2.4.2.3 球墨铸铁管(DIP)

球墨铸铁管是选用优质生铁，采用水冷金属型模离心浇注技术，并经退火处理，获得稳定均匀的金相组织，能保持较高的延伸率，故亦称可延性铸铁管。由于其具有较高的抗拉强度和延伸率，而且具有较好的韧性、耐腐蚀、抗氧化、耐高压等优良性能，故被广泛运用于输水、输气及其他液体的输送。

球墨铸铁管均采用柔性接口。按接口型式分为机械式、滑入式两种。机械接口型式又分为 N_1 型、X 型和 S 型三种，滑入式接口型式为 T 型[见给水排水设计手册·材料设备(续册)第 1 册]。

球墨铸铁直管的标准壁厚 T 按式(2-46)计算：

$$T=K(0.5+0.001DN) \tag{2-46}$$

式中　T——标准壁厚(mm)；

DN——公称口径(mm)；

K——系数，取 8、9、10、12。

按系数 K 取值的不同，其标准壁厚分别为 K8 级、K9 级、K10 级和 K12 级。

球墨铸铁管外壁采用喷涂沥青或喷锌防腐，内壁衬水泥砂浆防腐。

目前国内有些球墨铸铁管生产厂的产品基本上都按 ISO 2531 国际标准要求生产，其最大口径达 $DN2200$，大于国标《离心铸造球墨铸铁管(GB 13295)》。

由于球墨铸铁管性能好，且施工方便，不需要在现场进行焊接及防腐操作，加上产量及口径的增加、管配件的配套供应等，已在国内得到广泛应用。

2.4.2.4　铸态球墨铸铁管

铸态球墨铸铁管是一种未经退火处理的球墨铸铁管。这种管材的物理力学性能接近球墨铸铁管，但其延伸率很小，仍属刚性管。因其价格比球墨铸铁管低，曾在一些城镇给水管道中采用。由于目前还没有相应的产品行业标准，可按生产厂的企业标准采用。

2.4.2.5　自应力混凝土管(SPCP)

自应力混凝土管采用离心工艺制造，系利用膨胀水泥的化学作用使混凝土在固化阶段产生的膨胀作用来张拉环向和纵向钢丝，使管体混凝土在环向和纵向处于受压状态。由于自应力混凝土管中钢丝的张拉是靠水泥膨胀产生的，管壁产生的预压应力值的大小与制造模具、水泥性能、管材的干湿度变化因素有关，不能制定标准值，主要根据管材试验压力规定可在覆土不大于 2.0m 的埋地给水管道上应用。该管道由于目前尚未制定相应的结构设计规范，因此不宜用于设计内压大于 0.8MPa、覆土大于 2.0m、口径大于 $DN300$ 的给水管道工程。

2.4.2.6　预应力混凝土管(PCP)

预应力混凝土管有震动挤压(一阶段)工艺制造和管芯缠丝(三阶段)工艺制造两种。

《预应力混凝土输水管(震动挤压工艺)》(GB—5695—85)中管径规格自 $DN400$～$DN2000$；《预应力混凝土输水管(管芯缠丝工艺)》(GB 5696—85)中管径的规格自 $DN400$～$DN3000$。两种 PCP 管的静水压力均为 0.4、0.6、0.8、1.0、1.2MPa 五个等级，管长为 5m。

由震动挤压(一阶段)工艺制造的管道所产生的预压应力在混凝土蒸养固结过程中的应力损失达 20%～30%，且不稳定，故国外大多数国家已不生产和应用。在设计选材中应尽量选用管芯缠丝(三阶段)工艺管。

PCP 管均为承插式胶圈柔性接头，可敷设在未扰动的土基上，施工方便。PCP 管管材价格低廉，自上世纪 60 年代以来，为较多城镇给水所采用。

PCP 管若在软土地基上敷设，需做好管道基础，否则易引起管道不均匀沉降，造成管道承插口处胶圈的滑脱而严重漏水或停水事故。

2.4.2.7 预应力钢筒混凝土管(PCCP)

预应力钢筒混凝土管属于管芯缠丝预应力管,其管芯为钢筒与混凝土复合结构。该管有两种结构形式:一种为内衬式(PCCP-L),即钢筒在管芯外壁,用离心法工艺浇筑管芯混凝土,其最大管径可达 *DN*1400;另一种为埋置式(PCCP-E),即钢筒埋在管芯混凝土中部,用立式振捣法工艺浇筑混凝土,其最小管径为 *DN*1200。PCCP 连接均采用钢制承插口胶圈柔性接头。钢制承插口与管芯钢筒焊接,因而其抗渗性能良好。《预应力钢筒混凝土管》(JC—625)中 PCCP-L 规格为 *DN*600～*DN*1200;PCCP-E 规格为 *DN*1400～*DN*3000,管材内压等级为 0.4～2.0MPa 逢双数排列的 9 个等级。

PCCP 管采用承插口连接,PCCP-E 设有凸出承口,现场敷设方便,接口的抗渗漏性能好,加上管材价格比金属管便宜,因此,已得到较多采用。但管体自重较重,选用时应考虑从制管厂到工地的运输条件及费用,还应考虑现场的地质情况及施工措施等进行技术经济比较而定。

2.4.2.8 硬聚氯乙烯塑料管(PVC-U)

硬聚氯乙烯塑料管应采用挤出成型的内外壁光滑的平壁管。常用的口径为 *DN*20、*DN*25、*DN*32、*DN*40、*DN*50、*DN*63、*DN*110、*DN*160、*DN*200、*DN*225、*DN*315、*DN*400、*DN*500、*DN*630 共 14 种规格。公称压力为 0.6、0.8、1.0、1.25、1.6MPa 5 个等级。

PVC-U 管材的物理性能应符合下列规定:密度:1350～1460kg/m^3;维卡软化温度:不小于 80℃;弹性模量:3000MPa;轴向线膨胀系数:0.06～0.07mm/(m·℃);拉伸强度 40MPa。

PVC-U 管材的优点是:化学稳定性好,不受环境因素和管道内输送介质成分的影响,耐腐蚀性能好;水力性能好,管道内壁光滑,阻力系数小,不易积垢;相对于金属管材,密度小,材质轻;施工安装方便,维修容易;是目前国内替代镀锌钢管和灰口铸铁管的主要管材之一。

在永久性给水管道工程中应用 PVC-U 管材时,必须按照《埋地硬聚氯乙烯给水管道工程技术规程(CECS 17:2000)》进行管道结构的设计计算确定采用管材规格等级,且严格按上述标准施工,确保管道质量以达到安全运行和延长使用寿命。

2.4.2.9 聚乙烯管(PE)

聚乙烯管应采用挤出成型的内外壁光滑的平壁管。

目前国内生产的给水用聚乙烯管口径从 *DN*32 至 *DN*500,工作压力 0.4、0.6、0.8、1.0、1.25、1.6MPa。PE 管有 PE63,PE80 和 PE100 三种强度等级,PE63 不宜用于埋地给水管道。PE 管的物理性能:

密度:950kg/m^3。

轴向线膨胀系数:0.22mm/(m·℃)。

弹性模量:600MPa。

拉伸强度:25MPa。

PE 管的优点除具有与 PVC-U 管的优点外,该管属柔性管,对小口径管可用盘管供应,运输、敷设方便,连接时采用热熔对接,可将管道连接长达数百米进行弹性敷设。为此,可利用 PE 管的这种特性对已敷设的旧管道进行改造,也就是将 PE 管连续送入旧管道内作为旧管道的内衬。利用这种方法对旧管道进行改造,施工方便,价格低廉,且可不进行路面开挖。

2.4.2.10　聚丙烯管(PP)

聚丙烯管的口径较小(*DN*100以下),在建筑室内冷热水供应中使用较多,PP管的物理性能:

密度:900kg/m^3。

轴向线膨胀系数:0.16mm/(m·℃)。

弹性模量:900MPa。

拉伸强度:28MPa。

PP管的最大特点是耐热性优良,在短期内使用温度可达100℃以上(120℃),正常情况可在80℃长期使用。但PP管的脆化温度较高,尺寸收缩率大,对低温的敏感性强,随着温度的下降,力学性能的下降也很明显,从而限制了它的使用范围。同时,聚丙烯的老化性能也较差。

2.4.2.11　ABS工程塑料管

ABS是由丙烯腈、丁二烯、苯乙烯三种单体组成的热塑性塑料,具有优良的综合性能。

ABS管口径一般在*DN*15～*DN*300,工作压力分0.4、0.6、0.8、1.0MPa。ABS管的物理性能为:

密度:1020kg/m^3。

轴向线膨胀系数:0.11mm/(m·℃)。

弹性模量:2500MPa。

拉伸强度:40MPa。

ABS管的突出优点是具有良好的机械强度和较高的抗冲击韧性,一般是PVC的5倍;使用温度范围广(－20～80℃),该产品除常温型外,还有耐热型、耐寒型树脂。该管一般采用承插式连接,采用溶剂型粘合剂粘接密封,具有施工方便、固化速度快、粘接强度高的特点。目前较多用于净水厂加药管道、快滤池大阻力集水系统管道及絮凝沉淀池的排泥管道等。

2.4.2.12　玻璃纤维增强热固性树脂夹砂管(RPMP)

玻璃纤维增强热固性树脂夹砂管目前国内有两种制管工艺。《离心浇铸玻璃纤维增强不饱和聚酯树脂夹砂管》(JC/T 695),管径从*DN*200～*DN*2400共20种规格;工称压力分0.4MPa、0.6MPa、1.0MPa、1.6MPa、2.5MPa 5个等级;刚度SN分2500N/m^2、5000N/m^2、10000N/m^2 3个等级。《玻璃纤维缠绕增强热固性树脂夹砂压力管》(JC/T 838),管径从*DN*100～*DN*3000共27种规格;公称压力分0.25MPa、0.6MPa、1.0MPa、1.6MPa、2.0MPa 5个等级;刚度(SN)分1250N/m^2、2500N/m^2、5000N/m^2、10000N/m^2 4个等级。

RPMP具有比热塑性塑料管更强的耐腐蚀性能和耐温性能,其允许输送水温可达80℃,连续工艺缠绕管管长可达20m以上,定长工艺缠绕管管长可达8m以上,一般采用承插式胶圈密封柔性接头;离心管管长均为6m,采用套筒式胶圈密封柔性接头。

RPMP摩阻系数小,设计采用的n值为0.01,从而可极大地降低水头损失,节约能耗。此外,由于不需作内外防腐,重量轻,每节管长可大,运输方便,施工快捷。

RPMP已在国内城市输水工程中得到应用,最大口径达*DN*1600。在选材中除考虑工作压力外,更需注重管材的刚度及作好管道的基础,减少管道不均匀沉降,确保安全、正常运行。

2.4.3 管道附属设施

2.4.3.1 阀门及阀门井

(1) 阀门:输配水管道上的阀门以采用暗杆为宜,亦可采用蝶阀。一般采用手动操作,直径较大时也可采用电动。

我国生产用于给水工程的各类闸阀、蝶阀品种和规格较多,主要型号、规格以及各细部尺寸详见《给水排水设计手册·材料设备》(续册)第1册。

(2) 阀门井:输配水管道上的阀门一般应设在阀门井内。阀门井的尺寸应满足操作阀门及拆装管道阀件所需的最小尺寸。

阀门井应根据所在位置的地质条件、地下水位以及功能需要进行设置。

阀门井的材料一般用砖砌,需要时也可用钢筋混凝土建造。

1) 阀门井形式可参见S143、S144标准图。其主要设计条件为:

① 适用于一般室外给水的手动暗杆低压(≤1.0MPa)闸阀,闸阀直径为$DN15\sim DN1000$。

② 管道埋设深度(指管中心)应≤6m。

③ 适用于一般土壤条件:

ⅰ. 重力密度:$\gamma=1800kg/m^3$;内摩擦角:$\varphi=30°$。

ⅱ. 地基承载力特征值:$f_0=0.1MPa$。

如用于湿陷性黄土区、多年冻土区、膨胀土区、设计烈度为九度及九度以上地震区或其他特殊地区时,应根据有关规范和规程的规定进行处理。

④ 适用于温热带及寒冷地区,当用于采暖室外计算温度低于−20℃的地区时,需做保温井口或采用其他保温措施。

2) 阀门井标准图:

① 地面操作的立式阀门井见图2-22及表2-14。井下操作的阀门井见图2-23及表2-15。

② 伞齿轮传动卧式阀门可采用卧式阀门和矩形阀门井标准图S144,见图2-24及表2-16。

直径等于或小于300mm的阀门,如设置在高级路面以外的地方(人行道或简易路面下),可以采用见图2-25的阀门套筒,其标准图号为S143。在寒冷地区,由于阀杆头部常因漏水冻住,影响开启和关闭,故一般不采用套筒。

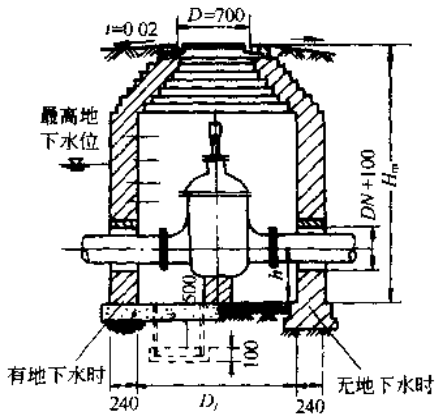


图2-22 地面操作立式阀门井

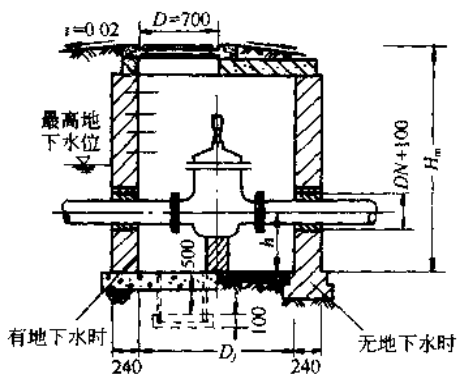


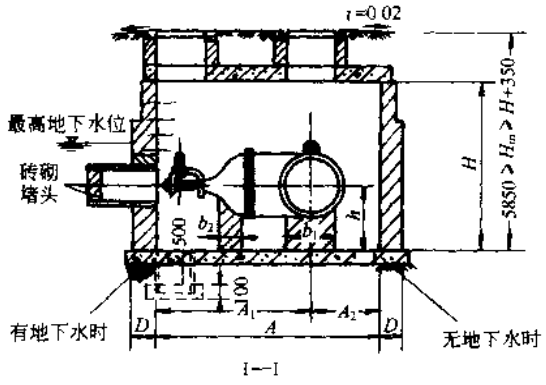
图2-23 井下操作立式阀门井

地面操作立式阀门井尺寸(mm)　　表 2-14

阀门直径 DN	阀井内径 D_1	最小井深 H_m		管中到井底高 h
		方头阀门	手轮阀门	
75(80)	1000	1310	1380	438
100	1000	1380	1440	450
150	1200	1560	1630	475
200	1400	1690	1800	500
250	1400	1800	1940	525
300	1600	1940	2130	550
350	1800	2160	2350	675
400	1800	2350	2540	700
450	2000	2480	2850	725
500	2000	2660	2980	750
600	2200	3100	3480	800
700	2400	—	3660	850
800	2400	—	4230	900
900	2800	—	4230	950
1000	2800	—	4850	1000

井下操作立式阀门井尺寸(mm)　　表 2-15

阀门直径 DN	阀井内径 D_1	最小井深 H_m	管中到井底高 h
75(80)	1200	1440	440
100	1200	1500	450
150	1200	1630	475
200	1400	1750	500
250	1400	1880	525
300	1600	2050	550
350	1800	2300	675
400	1800	2430	700
450	2000	2680	725
500	2000	2740	750
600	2200	3180	800
700	2400	3430	850
800	2400	3990	900
900	2800	4120	950
1000	2800	4620	1000



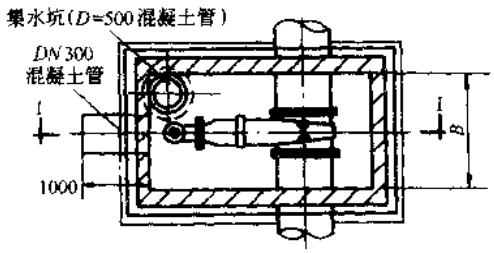


图 2-24 矩形卧式阀门井

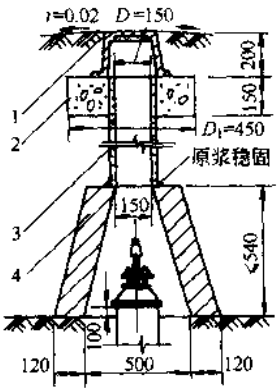


图 2-25 阀门套筒

1—铸铁阀门套筒;2—混凝土套筒座;
3—混凝土管;4—砖砌井框

矩形卧式阀门井尺寸(mm) 表 2-16

阀门直径 DN	阀井		最小井深 H_m	管中到井底高 h
	宽度 B	长度 A		
700	2000	3250	2500	950
800	2000	3500	2750	1000
900	2000	4000	2750	1050
1000	2000	4250	3000	1150
1200	2000	4750	3000	1250

2.4.3.2 排气阀及排气阀井

(1) 在压力管道的隆起点上,应设置能自动进气和排气的阀门,用以排除管内积聚的空气,并在管道需要检修、放空时进入空气,保持排水通畅;同时,在产生水锤时可使空气自动进入,避免产生负压。

(2) 排气阀的选用:

1) 目前用于给水工程的自动排气阀品种较多,排气阀的型号、规格及其排(进)气功能和细部构造详见《给水排水设计手册·材料设备》(续册)第1册。排气阀的类型选用应根据输配水管的具体布置和排(进)气的要求,结合排气阀的功能进行合理选择。

2) 排气阀适用于工作压力<1.0MPa的工作管道。

3）排气阀及适用的管道直径见表 2-17。小于 *DN*350 的管道一般选用单口排气阀，大于 *DN*400 管道选用双口排气阀。

排气阀选用　　表 2-17

双口排气阀			单口排气阀		
管路及丁字管直径(mm)		排气阀直径 *DN*(mm)	管路及丁字管直径(mm)		排气阀直径 *DN*(mm)
D	*d*		*D*	*d*	
400	75	50	100	75	16
450	75	50	125	75	16
500	75	50	150	75	16
600	75	75	200	75	20
700	75	75	250	75	20
800	75	75	300	75	25
900	100	100	350	75	25
1000	100	100			
1200	100	100			
1400	150	150			
1600	150	150			

（3）排气阀必须设置检修阀门。根据管路布置，必要时可在排气阀前设置排气支管和阀门，以便于空气的紧急排放。

（4）排气阀必须定期检修，经常养护，使进、排气灵活，尤其是直接用浮球密封气嘴的排气阀，在长期受压条件下易使浮球顶托密封气嘴过紧，影响浮球下落。

（5）排气阀必须垂直安装，要求安装处环境清洁，以防止锈蚀，方便维修，并要考虑保温防冻。

地下管道的排气阀须设置在井内，排气阀井可以砖砌，也可采用钢筋混凝土。排气阀布置参见图 2-26 及表 2-18，详见 S146 排气阀井标准图；过桥管道等地面上的排气阀，应根据气候条件，采取保温措施。

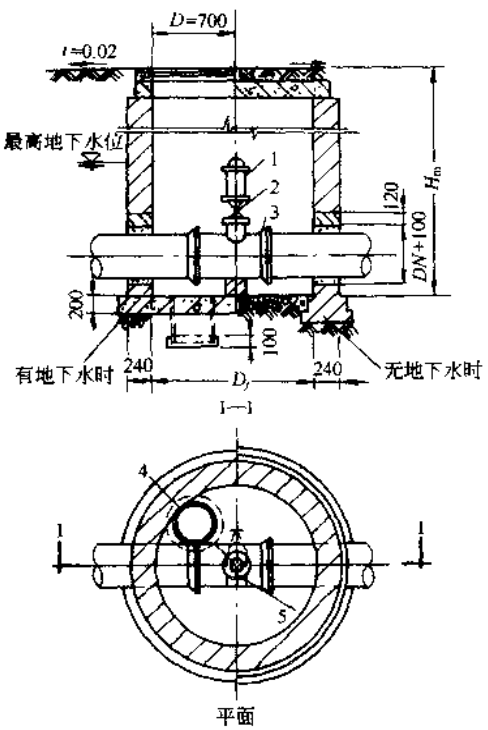


图 2-26　地下管道排气阀安装井
1—排气阀；2—阀门；3—排气丁字管；4—集水坑（*D*=300）；5—支墩

2.4.3.3　排水管及排水井

（1）在管道下凹处及阀门间管段的最低处，一般须设排水管和排水阀，以便排除管内沉积物或检修时放空管道。排水管应与母管底部平接井应具有一定坡度。

（2）如地形高程允许，应直接排水至河道、沟谷。如地形高程不能满足直排要求，可建湿井或集水井，再用抽水机具将水排出。排水井可根据地质条件和地下水位情况用砖砌，也可采用钢筋混凝土结构。

排气阀井主要尺寸(mm) 表 2-18

干管直径 DN	井内径 D_1	最小井深 H_m	1	2	3
			排气阀规格	闸阀规格	排气丁字管规格
100	1200	1690	16 单口	75	100×75
150	1200	1740	16 单口	75	150×75
200	1200	1820	20 单口	75	200×75
250	1200	1870	20 单口	75	250×75
300	1200	1950	25 单口	75	300×75
350	1200	2000	25 单口	75	350×75
400	1200	2170	50 双口	75	400×75
450	1200	2210	50 双口	75	450×75
500	1200	2260	50 双口	75	500×75
600	1200	2360	75 双口	75	600×75
700	1400	2480	75 双口	75	700×75
800	1400	2570	75 双口	75	800×75
900	1400	2780	100 双口	100	900×100
1000	1400	2880	100 双口	100	1000×100
1200	1600	3140	100 双口	100	1200×100
1400	1600	3590	150 双口	150	1400×150
1500	1800	3690	150 双口	150	1500×150
1600	1800	3790	150 双口	150	1600×150
1800	2400	4010	200 双口	200	1800×200
2000	2400	4210	200 双口	200	2000×200

(3) 排水阀和排水管的直径应根据要求的放空时间由计算确定，一般情况下，排水管及排水阀的布置及安装，可参见 S146 标准图(见图 2-27)，其主要尺寸见表 2-19。

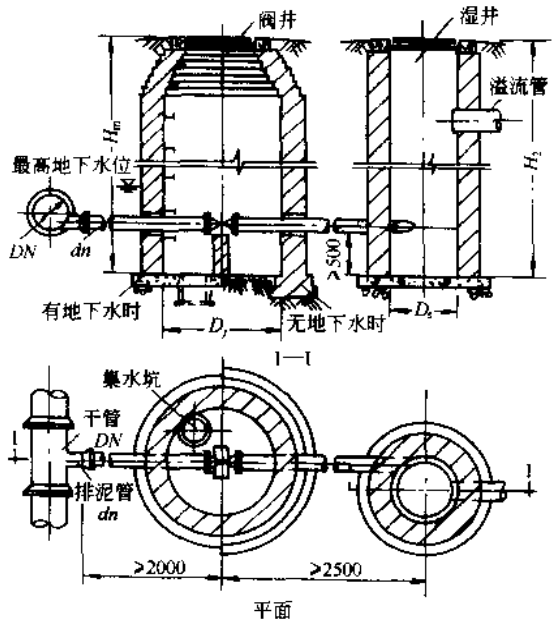


图 2-27 排水阀及排水阀井

排水阀门井尺寸(mm)　　表 2-19

干管直径 DN	排水管直径 d_n	阀井内径 D_j	湿井井径 D_s	1		2	
				排水丁字管(个)		闸阀(个)	
				规　格	数　量	规　格	数　量
200	75	1200	700	200×75	1	75	1
250	75	1200	700	250×75	1	75	1
300	75	1200	700	300×75	1	75	1
350	75	1200	700	350×75	1	75	1
400	100	1200	1000	400×100	1	100	1
	150	1200	1000	400×150	1	150	1
450	150	1200	1000	450×150	1	150	1
	200	1400	1000	450×200	1	200	1
500	150	1200	1000	500×150	1	150	1
	200	1400	1000	500×200	1	200	1
600	150	1200	1000	600×150	1	150	1
	200	1400	1000	600×200	1	200	1
700	200	1400	1000	700×200	1	200	1
	250	1400	1200	700×250	1	250	1
800	200	1400	1000	800×200	1	200	1
	250	1400	1200	800×250	1	250	1
900	250	1400	1200	900×250	1	250	1
	300	1600	1200	900×300	1	300	1
1000	300	1600	1200	1000×300	1	300	1
	400	1800	1200	1000×400	1	400	1

2.4.3.4　集中给水栓

一般集中给水栓的布置形式参见图 2-28，适用于最冷月平均最低气温不低于－15℃的地区。对于管道的防冻措施，应根据当地的具体气候情况确定。

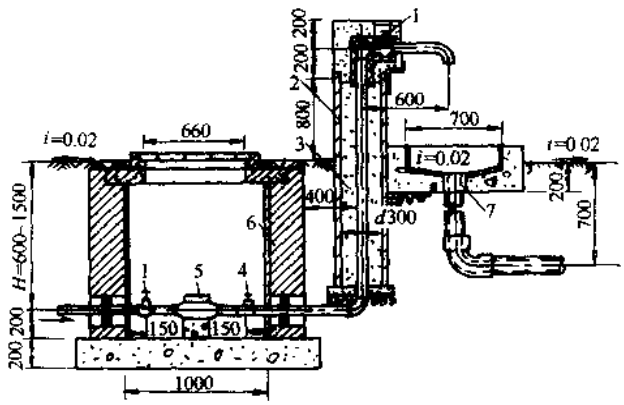


图 2-28　集中给水栓布置

1—截止阀；2—$DN300$ 混凝土管；3—保温材料；4—放水龙头；5—水表；6—砖砌圆井；7—排水地漏

2.5 管 道 敷 设

一般情况，给水管道应尽量敷设于地下，只有在特殊需要及特殊情况下才考虑明设。在管网密集地区，也可设置在综合地沟内。基岩出露或覆盖层很浅的地区，可明设或浅沟埋设，但需考虑保温防冻和其他安全措施。

2.5.1 管 道 埋 深

2.5.1.1 管道埋深一般要求

(1) 非冰冻地区管道的管顶埋深。主要由外部荷载、管材强度、管道交叉以及土壤地基等因素决定。金属管道的覆土深度一般不小于0.7m，当管道强度足够或者采取相应措施时，也可小于0.7m；为保证非金属管管体不因动荷载的冲击而降低强度，应根据选用管材材质适当加大覆土深度。对于大型管道应根据地下水位情况进行管道放空时的抗浮计算，以确定其覆土深度，确保管道的整体稳定性。

(2) 冰冻地区管道的管顶埋深除决定于上述因素外，还需考虑土壤的冰冻深度，应通过热力计算确定。

当无实际资料时，可参照下表采用：

管底在冰冻线以下的距离(mm) **表 2-20**

管 径	$DN\leqslant300$	$300<DN\leqslant600$	$DN>600$
管底埋深	$DN+200$	$0.75DN$	$0.50DN$

如通过管道热力计算，能满足各种条件时(如停水时的冻结时间等)可适当减少管道埋深。

2.5.1.2 管道埋深热力计算

管道埋深热力计算的目的是确定管内水体停止流动后水温下降至冻结的持续时间，以分析是否满足检修等所需时间。

(1) 计算所需资料：

1) 输水管管径 d(m)。

2) 输水量 Q(m^3/s)。

3) 输水管长度 L(km)。

4) 输水管管材。

5) 原水温度 t_0(℃)。

6) 历年平均的日平均负气温总数 $\Sigma(-t)$(℃)。

7) 历年平均的最冷月气温 t(℃)。

8) 土壤类别。

9) 土壤的含水率(%)，可根据当地地质勘探选用。

(2) 计算公式：

1) 0℃渗入土壤的深度 h：

① 当 $\Sigma(-t)>500$℃时，

$$h=K\left(\frac{0.9\Sigma(-t)}{1000}+0.7\right)\quad(\mathrm{m}) \tag{2-47}$$

式中　K——由土壤种类决定的系数，按表 2-21 采用。

K 值　　表 2-21

土壤种类	含水率(%)	K
砂质粉土及粉质粘土	30 以上	0.75
砂质粉土及粉质粘土	30 以内	1.00
大块岩石、砾石、砾砂土、大颗粒碎屑土		1.33

② 当 $\Sigma(-t)\leqslant 500$℃，

$$h=0.00478\lambda\sqrt{\Sigma(-t)}\quad(\mathrm{m}) \tag{2-48}$$

式中　λ——土壤导热系数(kJ/m)，按表 2-22 采用。

土壤导热系数　　表 2-22

土壤类别	采砂场的砂		粉质粘土		粘　土		粉末状土壤		碎石夹砂或粘土夹砂	泥灰土
含水率(以重量计)(%)	<15	<30	<15	<30	<15	<30	<10	<30	<10	
λ(kJ/m)	8.4	10.5	9.2	11.7	11.7	12.6	7.1	9.2	12.6	2.5

上述公式实际应用时，h 值宜乘以 1.2 的系数。以上只适用于地面无积雪覆盖时；当有积雪覆盖时，应将所求得之 h 值减去两倍的积雪平均厚度。

2) 输水管轴线的土壤温度 t_x：

$$t_x=t\left(1-\frac{h_x}{h}\right)^2\quad(℃) \tag{2-49}$$

式中　h_x——以水管轴线计的输水管埋深，计算时可先进行假定(m)。

3) 输水管末端的水温 t_k：

$$t_k=(t_s-t_x)e^{-\varphi}+t_x\quad(℃) \tag{2-50}$$

式中　t_s——水的起始温度(即原水温度)(℃)；

φ——温度系数，按下式计算：

$$\varphi=6.69\times10^{-5}\times\frac{L}{RQ}$$

其中　R——输水管传热的直线阻力，$R=R_1+R_2$；

R_1——管壁的热阻，按下式计算：

$$R_1=\frac{d_2-d_1}{\pi\lambda_1(d_2+d_1)}[\mathrm{m/(h\cdot℃\cdot kJ)}]$$

当为金属管道时，R_1 可以忽略不计。

土壤的热阻 R_2，按下式计算：

$$R_2=\frac{\rho}{\lambda}[\mathrm{m/(h\cdot℃\cdot kJ)}]$$

$$\rho=\frac{\ln\left[\frac{2h_x}{d_2}+\frac{2}{N_u}+\sqrt{\left(\frac{2h_x}{d_2}+\frac{2}{N_u}\right)^2-1}\right]}{2\pi}$$

$$N_u=\frac{\alpha d_2}{\lambda_1}$$

式中 d_1 ——输水管内径(m)；

d_2 ——输水管外径(m)；

λ_1——管壁导热系数[kJ/(m·h·℃)]，按表 2-23 采用；

管壁导热系数 λ_1 值[kJ/(m·h·℃)] 表 2-23

钢筋混凝土	石 棉 水 泥	钢
5.56	2.51～3.35	209.2

α——系数，按表 2-24 采用。

α 值 表 2-24

防风好的地区	一 般 地 区	风寒侵袭强烈的空旷地区
62.8	41.8～50.2	33.5

计算时可按下列步骤：

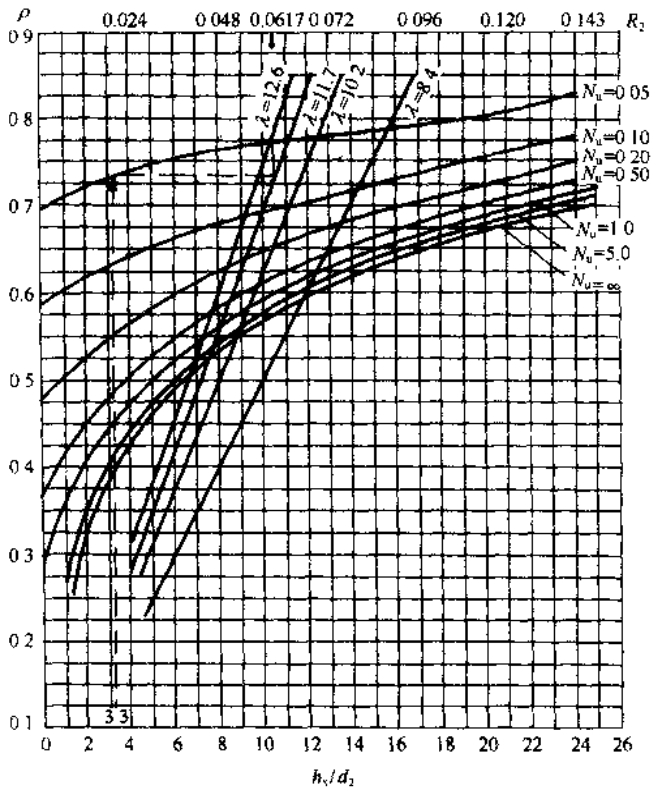


图 2-29 ρ、R_2 值

① 根据$\frac{h_x}{d_2}$、N_0及λ等值在图 2-29 中查得ρ、R_2值。

② 计算R值。

③ 计算$e^{-\varphi}$值，根据φ值在图 2-30 中查得$e^{-\varphi}$值。

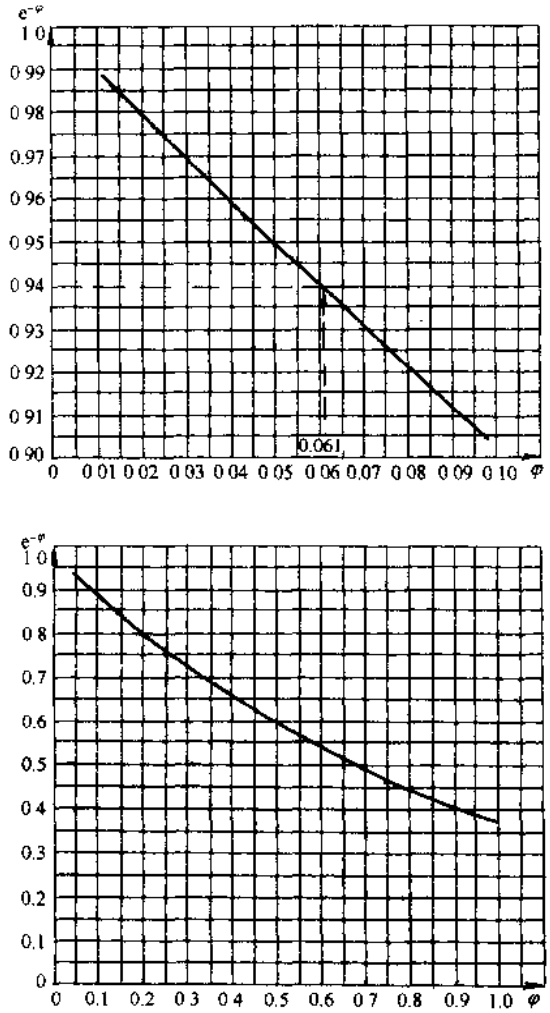


图 2-30　$e^{-\varphi}$值

④ 最后计算t_k值。

4）水流停止后，水温下降持续时间：

$$T=300\times\frac{fn}{q_p}\quad(\mathrm{h}) \tag{2-51}$$

式中　f——除去输水管断面面积的融区断面面积(m^2)，

$f=\frac{\pi}{4}(D^2-d_2^2)$，其中

$$D=d_2 10^{M} \quad (m)$$

D---融区直径(m)；$M=\dfrac{2.73(t_1-t_0)\lambda'}{q_p}$

t_0 ---土壤中水分开始冻结时的温度(℃)按表 2-25 采用；

冻 结 温 度 **表 2-25**

土壤类别	砂	砂质粉土	粘质粉土	粉质粘土
冻结温度(℃)	0～-0.6	-0.3	-0.6	-1.0～-1.5

λ'---冻结土壤的导热系数(kJ/m)，为

$$\lambda'=0.7\sim0.8\lambda$$

q_p---每米管子的平均散热量，按下式计算：

$$q_p=\frac{q_a+q_k}{2}[\mathrm{kJ/(m\cdot h)}]$$

$$q_a=\frac{t_1-t_x}{R};q_k=\frac{-t_x}{R}$$

其中 t_1---输水管停止工作时的管内水温，可采用水的起始温度 t_s 值(℃)；

n---土壤吸热水分含量，占全部含水量的 25%～30%。

计算时可按下列步骤：

① 根据已知的 R、t_1、t_x 值计算 q_a 及 q_k 值，然后算出 q_p 值及 M 值。

② 根据 d_2 及 M 从图 2-31 中查得 D 值，并按公式：

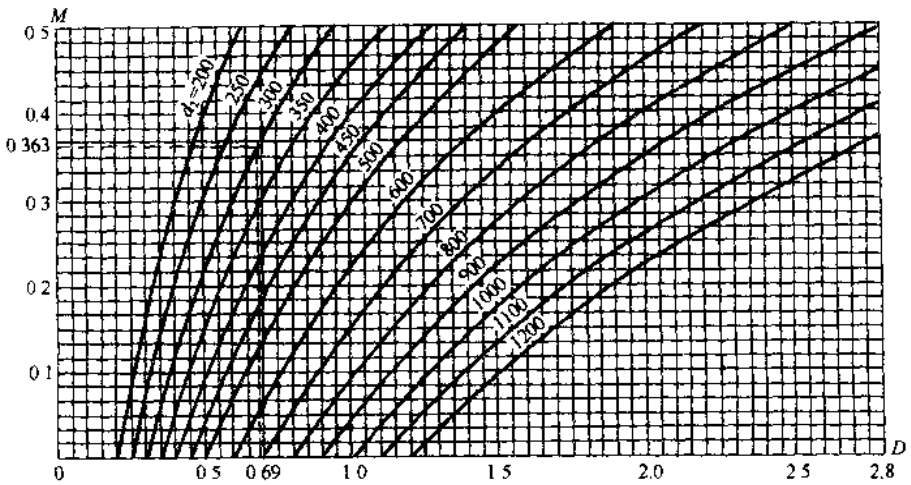


图 2-31 D 值

$f=\dfrac{\pi}{4}(D^2-d_2^2)$求出融区断面面积。

③ 按公式(2-51)算得 T 值。

如上述求得之 T 值不能满足要求时，则应另行假定埋深，重新计算。计算时，也可先假定输水管末端的水温 t_k。反求埋设深度 h_x。最后复核 T 值。

(3) 计算示例：

【例】 输水钢管直径 $d_2=0.3$m，长度 $L=4.8$km，流量 $Q=0.085$m³/s，埋设于湿度为30%的粉质粘土中，该地区日平均负气温总数 $\Sigma(-t)=2950$℃，最冷月平均气温 $t=-25.2$℃。输水管路通过不避风地区，地面上没有积雪覆盖层，原水温度 $t_a=2$℃。

【解】 1）0℃渗入土壤的深度：查表 2-21 和表 2-22 得系数 $K=1$，$\lambda=11.7$。

$$h=1.2K\left[\frac{0.9\Sigma(-t)}{1000}+0.7\right]=1.2\times1\left[\frac{0.9\times2950}{1000}+0.7\right]=4.03\text{m}$$

2）管轴线的土壤温度：设管轴线以上埋深 $h_x=1.0$m。

$$t_x=t\left(1-\frac{h_x}{h}\right)^2=-25.2\left(1-\frac{1}{4.03}\right)^2=-14.2℃$$

3）输水管末端的水温：

① 确定 R 值：查表 2-24 得 $a=33.5$，及表 2-23 得 $\lambda_1=209.2$。

根据 $\frac{h_x}{d_2}=\frac{1}{0.3}=3.3$，$N_u=\frac{ad_2}{\lambda_1}=\frac{33.5\times0.3}{209.2}=0.05$ 及 $\lambda=11.7$，从图 2-29 查得 $R_2=0.0617$。

金属输水管 $R_1\simeq0$。

输水管传热的直线阻力 $R=R_1+R_2=0.0617$。

② 计算 φ 值：

$$\varphi=6.69\times10^{-5}\frac{L}{RQ}=6.69\times10^{-5}\times\frac{4.8}{0.0617\times0.085}=0.061$$

③ 确定 $e^{-\varphi}$ 值：

根据 $\varphi=0.061$，从图 2-30 查得 $e^{-\varphi}=0.94$。

④ 计算末端水温：计算时略去由水流摩擦所产生的增温。

$$t_k=(t_a-t_x)e^{-\varphi}+t_x=[2-(-14.2)]0.94+(-14.2)=1.03℃$$

4）水流停止后，水温下降持续时间 T：

① 确定 q_p 值：

$$t_1=t_a=2℃$$

$$q_a=\frac{t_1-t_x}{R}=\frac{2-(-14.2)}{0.0617}=262.6\text{kJ/(m}\cdot\text{h)}$$

$$q_k=\frac{-t_x}{R}=\frac{-(-14.2)}{0.0617}=230.1\text{kJ/(m}\cdot\text{h)}$$

$$q_p=\frac{q_a+q_k}{2}=\frac{262.6+230.1}{2}=246.4\text{kJ/(m}\cdot\text{h)}$$

② 确定 D 值：查表 2-25 得土壤水分开始冻结的温度 $t_0=-1.5$℃，冻土的导热系数 $\lambda'=0.8\lambda=0.8\times11.7=9.36$

$$M=\frac{2.73(t_1-t_0)\lambda'}{q_p}=\frac{2.73[2-(-1.5)]9.36}{246.4}=0.363$$

根据 $M=0.363$ 和 $d_2=0.3$，从图 2-31 中查得 $D=0.69$m。

③ 下降持续时间：

融区断面面积：$f=\frac{\pi}{4}(D^2-d_2^2)=0.785(0.69^2-0.3^2)=0.3\text{m}^2$

土壤吸热水分含量：$n=30\times25\%=7.5$，

$$T=300\frac{fn}{q_p}=300\times\frac{0.3\times7.5}{58.9}=11.5\text{h}$$

2.5.2 管道基础及埋设要求

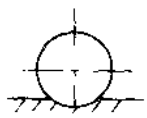
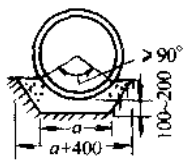
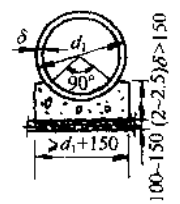
敷设管道前，应充分了解沿线地段的土壤性质、地下水位的情况，考虑采取相应的管道基础。

2.5.2.1 一般土壤地区

应尽量敷设在土壤耐压强度较高，未经扰动的天然地基上；施工时应采取适当排水措施，防止地基扰动。

常用的管道基础见表 2-26。

管 道 基 础 表 2-26

种 类	形 式	适 用 范 围
天然弧形基础		1. 地基承载力较高，无地下水位处（如干燥的粘土、粉质粘土等） 2. 当敷设金属管道及塑料管时采用，必要时可夯实地基
砂基础		1. 在岩石或半岩石层地基中，须铺砂找平；对金属管及塑料管道，其厚度应不小于 100mm；对非金属管道，其厚度不小于 150～200mm；并均应夯实 2. 宜采用中砂或粗砂作基础材料
混凝土基础		1. 当地基土壤松软时（在遇流砂及沼泽的情况下，还应在基础下面先做桩排架） 2. 混凝土强度等级 C15

（1）一般情况下，铸铁管、钢管、塑料管的敷设可不作基础处理，将天然地基整平，管道铺设在未经扰动的原土上；如遇地基较差或含岩石地区埋管时，可采用砂基础。

（2）承插式钢筋混凝土管的敷设如地基良好，也可不设基础；如地基较差则需做砂基础或混凝土基础。采用混凝土基础时，一般可用垫块法施工，管子下到沟槽后用混凝土块垫起，待符合设计高程进行接口。接口安装完毕经试压合格后再浇筑整段混凝土基础。每隔一定距离在柔性接头下，留出 60～80cm 范围不浇混凝土而填以砂，以使柔性接口可以自由伸缩沉降。

（3）特殊管道基础的具体做法应根据所选择的不同管材，结合工程的实际条件，在设计时加以确定。

2.5.2.2 流砂及淤泥层地区

在地下水位较高的粉砂、细砂土中埋管，可能发生流砂，直接影响埋管施工的工程质量和投产后的使用。

(1) 防止出现流砂现象的措施：

1) 宜选择地下水位低的季节进行施工。

2) 采取降低地下水位的有效排水措施，必要时采用井点降水。

3) 在沟槽二侧打入板桩，使水渗流途径增长，并选用适当的排水措施，避免或减轻流砂现象。

4) 用冻结法造成一定的冰冻深度，使地下水停止流动。

(2) 管道基础土壤加固的措施：

1) 若管底淤泥层不厚，可将淤泥层挖掉而换以砂砾石、砂垫层。

2) 在流砂现象不严重时，可采用填块石的方法。施工时，边挖土边将块石挤入扰动土层中，挤入深度可达 0.3～0.6m，块石之间的缝隙则用砂砾石填充[见图 2-32(a)]。另外，也可先在流砂土层上铺草包或芦苇席，其上放一层竹笆，再放大块石加固[见图 2-32(b)]，然后再做混凝土基础。

(3) 桩基础：如沟槽底遇松软土质，而且地下水位较高，采用明排水有困难时，可根据实际情况采取适当的加固处理措施。根据一些地区的施工经验，可采用各种桩基础处理(桩的计算详见有关结构设计手册)。

1) 挤密砂桩：挤密砂桩不仅能将土壤挤压密实，还能起到排水作用，土中挤出的水可以自邻近砂桩中溢出。因此，采用砂桩法能加速地基的固结，并可节约木材(见图 2-33)。

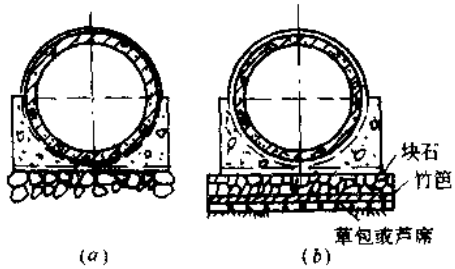


图 2-32　块石基础

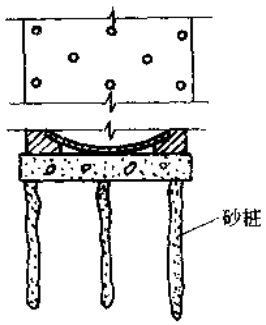


图 2-33　砂桩基础

挤密砂桩的布置可按梅花形排列，如图 2-33 所示，间距约为 0.7～1.0m。最外边一排砂桩轴线应距管道基础宽度的边沿至少 20cm。

2) 预制钢筋混凝土桩及木桩：

① 短桩法：这种方法系将表层松软土壤挤密，提高其承载能力。桩长为 1.5～3m，桩径为 15cm 左右，桩距为 0.5～0.7m，见图 2-34(a)，如桩与桩间的土壤松软，则还应在桩间挤入块石。这种处理方法用得较多，尤其对大型管道，效果较好。短桩一般可采用经过防腐处理的木桩。

② 长桩法：这种方法系用桩将荷载传布到深层地基中去，一般可按摩擦桩计算。长桩

法一般适用于槽底土壤处理深度在 2m 以上。桩长一般在 4m 以上，每 m 管道上根据管径的大小、荷重及地质情况，采用 2～4 根，见图2-34(*b*)。这种处理方法，费用较高，所以在管道工程很少采用。

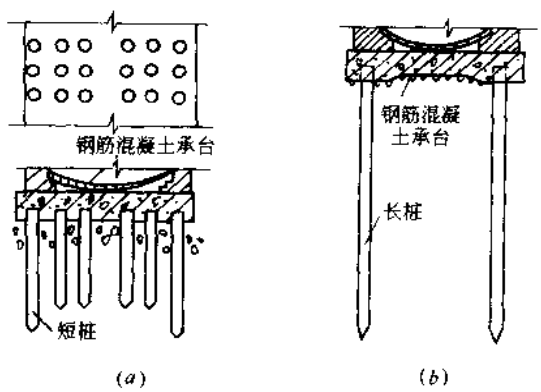


图 2-34 预制桩基础

(*a*)短桩基础；(*b*)长桩基础

2.5.2.3 膨胀土地区

膨胀土系由强亲水粘土矿物所组成，是一种具有吸水膨胀、失水收缩、反复胀缩变形且变形量大的粘性土。

由于给水管道接口可能产生微量渗水，加上自然降水、大气蒸发、地温梯度等周期变化的影响，促使膨胀土得失水分，管道基础胀缩变形，以致管道升、降而开裂破坏，影响安全使用。

在膨胀土地区埋管尽量采取快速施工法，以减少土壤水分的变化。膨胀土地区的埋管设计中一般采用球墨铸铁管、PCCP 管或预应力钢筋混凝土管和柔性胶圈接口，并验算接口允许变形量与膨胀土基础胀缩变形的适应情况，以确定埋管的安全性。水管尽可能深埋，避开地下水水位变化的影响。

(1) 接口变形验算：

1) 地基变形量：膨胀土地基最大垂直变形量 S 为

$$S=S_H+S_L \tag{2-52}$$

式中 S_H——地基膨胀变形量(cm)，

$$S_H=0.55\sum_{i=1}^{n}e_{pi}h_i$$

其中 n——自基础埋置深度至地基计算深度内所划分的土层数；

e_{pi}——第 i 层土在压力 p_i(平均自重压力与平均附加压力之和)作用下的膨胀率；

h_i——第 i 层土的计算厚度，一般可取基础宽度的 0.4 倍(cm)；

S_L——地基收缩变形量(cm)，

$$S_L=0.85\sum_{i=1}^{n}C_{SLi}\Delta W_i h_i$$

其中 C_{SLi}——第 i 层土的收缩系数；

ΔW_i——地基在收缩过程中第 i 层土可能产生的含水量变化(%)。

2) 接口变形适应性：接口变形的安全系数 K 为

$$K=\frac{L}{S+e} \tag{2-53}$$

式中 K——安全系数(即验算条件)，要求 $K\geqslant 1$；

L——厂标规定的管道胶圈接口的允许偏转量(cm)；

e——设计中规定的管道胶圈接口垂直方向偏转量(cm)。

5m 长管段的偏转角度与偏转量的换算见图 2-35。

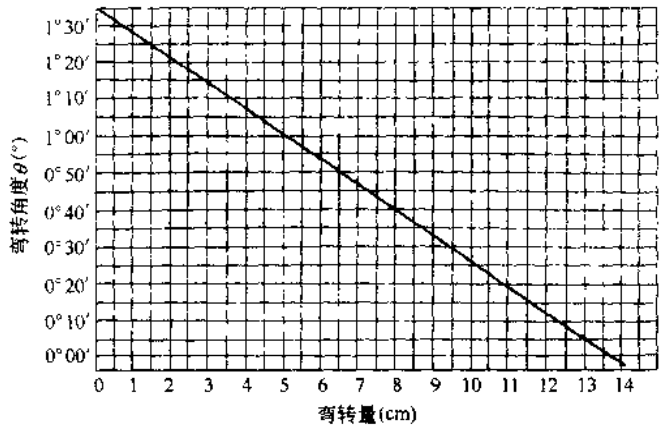


图 2-35　偏转角度-偏转量换算

(2) 设计要点及注意事项：

1) 管道应采用柔性接口。

2) 尽量减少胀缩变形量，可采用砂垫层，铺砂厚度视土壤胀缩情况而定，一般采用 30～50cm。

3) 采取分段快速施工，施工完毕及时试压，合格后立即回填。

4) 做好沟槽排水：夏季施工应防止沟槽暴晒、土壤失水；雨季施工应有防水措施，严防出现浮管和沟槽浸水。

5) 膨胀土的自然稳定坡角为 9°～24°，深挖管沟施工时，应防止槽壁塌方，可采用临时支撑或槽壁封面措施，或按稳定边坡开挖。

6) 回填土应充分夯实，最好选用非膨胀土、弱膨胀土或掺有 10%石灰的膨胀土，回填后地面不能造成低洼积水，应有散水坡排除地表积水。地表最好有混凝土面层。

7) 管道外壁两侧各 5m 以内，不应有灌渠水沟，以免人为改变膨胀土得失水分的状况。

8) 管道地面不可绿化，避免地面浇水渗入地下。

2.5.2.4　地震区

在地震区敷设室外给水管道，应使在出现设计烈度的地震时，震害控制在局部范围内，尽量避免造成次生灾害，并便于抢修和迅速恢复使用。

地震区的埋管设计必须遵照《室外给水排水和煤气热力工程抗震设计规范》(GB 50032—2003)的规定。

对设计烈度高于 9 度或有特殊抗震要求的工程，还应进行专门研究。

(1) 设计要点：

1) 管线走向应尽量选择对工程抗震有利的地段，避开不利地段，并不应选择在危险地段。

管道宜埋设于稳定地段，避开Ⅳ类场地，并应尽量避免直接用可液化土层作主要持力层。

2) 地下管道的管材选择，应符合下列要求：

① 地下直埋管道应尽量采用延性较好或具有较好柔性接口的管材。

② 地下管道应尽量采用承插式胶圈接口。

③ 过河倒虹管和架空管、通过地震断裂带的管道、穿越铁路或其他主要交通干线以及位于地基土为可液化土地段的管道，应采用钢管。

3）地下直埋承插式管道的直线管段上，当采用胶圈水泥填料的半柔性接口代替柔性接口时，应在全线采用半柔性接口。

4）地下直埋承插式管道在下列部位应采用柔性连接：

① 地基土质有突变处。

② 穿越铁路及其他重要的交通干线两端。

③ 过河倒虹管或架空管的弯头两侧。

④ 承插式管道的丁字管、十字管和大于45°弯头等配件与直线管段连接处（配件支墩的设计应符合柔性连接的受力条件）。

5）管网的阀门及给水消火栓的设置，应合理布置，并应便于养护和管理；阀门应设置阀门井。

6）当设计烈度为7度、8度且地基为可液化土地段及设计烈度为9度且场地土为Ⅲ类时，地下管网的阀门井、检查井（室）等附属构筑物的砖砌体，应采用不低于MU7.5砖、M5砂浆砌筑，并应配置环向水平封闭钢筋，每50cm高度内不宜少于2ϕ6。

7）设置在河、湖、坑、沟（包括故河道、暗藏坑、沟等）边缘地带的构筑物和管道，应采取适当的抗震措施。

（2）地下管道的抗震验算：

1）下列管道的直线管段一般不作抗震验算：

① 焊接钢管及承插式胶圈接口的预应力钢筋混凝土管以及承插式胶圈柔性接口的球墨铸铁管。

② 全线设置胶圈水泥填料的半柔性接口的承插式球墨铸铁管。

③ 整体浇筑的圆形或矩形钢筋混凝土管道及砖、石砌体的矩形或拱形管道。

2）地下直埋刚性接口的球墨铸铁管道或其他承插式管道直线段的接口构造及布置需进行抗震验算，一般只需考虑剪切波作用下不同刚度的管道所产生的轴向变形或应力，可不验算管道内的动水压力。

① 根据剪切波作用下管道所产生的轴向容许变形应符合式(2-54)要求：

$$660\zeta K_h T_m^2 < \sum_{i=1}^{n} [u]_i \tag{2-54}$$

式中 ζ——地下管道变形（或应力）计算的传递系数，

$$\zeta = \frac{1}{1+\dfrac{EAD}{2v_s^2}}$$

其中 E——管材弹性模量（N/mm^2）；

A——管道的横截面积（mm^2）；

D——管道的平均直径（mm）；

K_h——相应设计烈度的水平方向地震系数，应按当地地震动力参数计算，一般可按表

2-27 采用；

水平方向地震系数 K_h　　表 2-27

设计烈度	7 度	8 度	9 度
K_h	0.1	0.2	0.4

T_m——场地上的卓越周期(s)，应按实测确定；无实际资料时，对Ⅲ、Ⅳ类场地土可分别取 0.3、0.7s；

$[u]_i$——各种形式的单个管道接口在使用内压下的容许轴向拉伸变形(cm)，应根据实测确定；无实测资料时，对油麻石棉水泥或自应力水泥的铸铁管接口填料可取 0.04mm；灌铅时，可取 0.5mm；全线采用胶圈石棉水泥或胶圈自应力水泥时，可取 3～5mm；对预应力钢筋混凝土管的胶圈柔性接口可取 10mm；

n——半个视波长度内的接口总数，

$$n=\frac{v_s T_m}{\sqrt{2}l};$$

其中　v_s——地基土内传滤的剪切波速(mm/s)，可取实测弹性波波速值的 2/3；

l——每根管道长度。(mm)。

② 地下直埋钢管、刚性接口的管道及砌体管道的直线管段，在剪切波作用下所产生的轴向应力应符合式(2-55)要求：

$$94E\zeta\frac{K_h T_m}{v_s}<[R_i] \tag{2-55}$$

式中　$[R_i]$——管体或管道接口材料的抗拉或抗压设计强度(N/mm²)。

式(2-55)计算管子的横断面积 A 时，对不同材料应取折算面积；当不能符合公式(2-55)要求时，应设置柔性接口，并应按公式(2-54)进行抗震验算。

2.5.3 支　墩

当管内水流通过承插接头的弯头、丁字支管顶端、管堵顶端等处产生的外推力大于接口所能承受的拉力时，应设置支墩，以防止接口松动脱节。

2.5.3.1 设置条件

(1) 采用水泥填料接口的球墨铸铁管，当管道口径≤350mm，且试验压力不大于 1.0MPa时，在一般土壤地区使用石棉水泥接头的弯头、三通处可不设支墩；但在松软土壤中，则应根据管中试验压力和土壤条件，计算确定是否需要设置支墩。

(2) 采用其他形式的承插接口管道，应根据其接口允许承受的内压力和管配件形式，按试验压力进行支墩计算。

(3) 在管径大于 700mm 的管线上选用弯管，若水平敷设，应尽量避免使用 90°弯管；若垂直敷设，应尽量避免使用 45°以上的弯管。

(4) 支墩不应修筑在松土上；利用土体被动土压承受推力的水平支墩的后背必须为原状土，并保证支墩和土体紧密接触，如有空隙需用与支墩相同材料填实。

(5) 水平支墩后背土壤的最小厚度应大于墩底在设计地面以下深度的 3 倍。

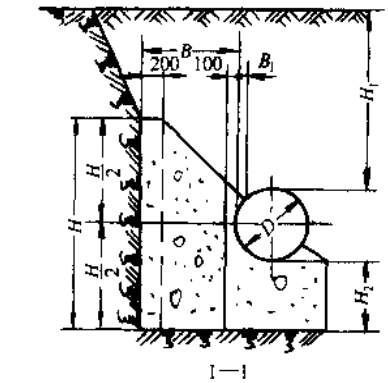
2.5.3.2 支墩材料及形式

支墩材料一般采用 C15 混凝土。

主要支墩的一般布置形式有：

(1) 水平弯管支墩包括 11°15′、22°30′、45°、90°等弯管，见图 2-36。

(2) 水平叉管支墩见图 2-37。



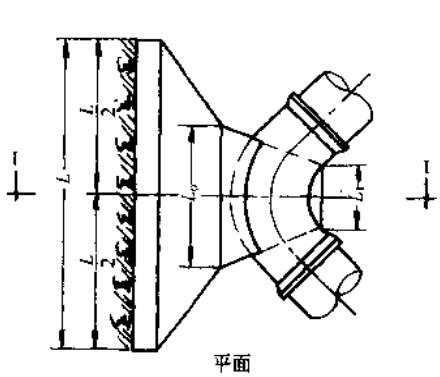
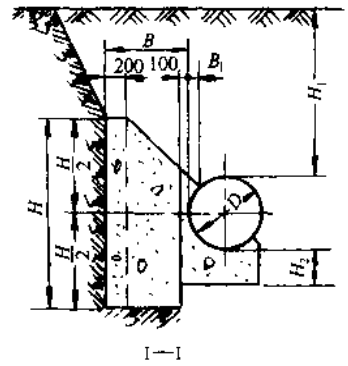


图 2-36 水平弯管支墩



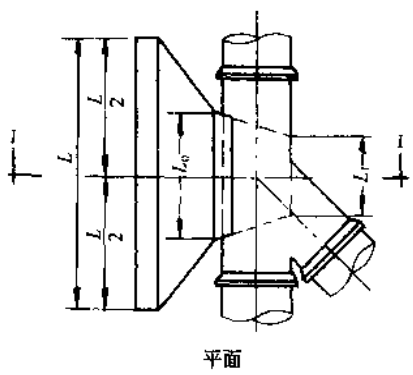


图 2-37 水平叉管支墩

(3) 水平丁字管支墩见图 2-38。

(4) 水平管堵头支墩见图 2-39。

(5) 垂直向上弯管支墩见图 2-40。

(6) 垂直向下弯管支墩见图 2-41。垂直向下弯管支墩内的直管段应内包玻璃布一层缠草绳两层，再包玻璃布一层。

2.5.3.3 设计原则及计算公式

(1) 管道截面计算外推力：考虑接口允许承受内水压后的管道截面计算外推力 P：

$$P=0.785D^2(P_0-kP_s) \quad (\mathrm{N}) \tag{2-56}$$

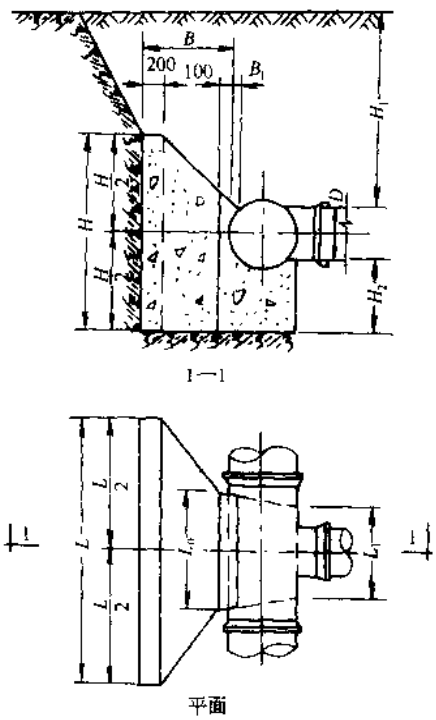


图 2-38　水平丁字管支墩

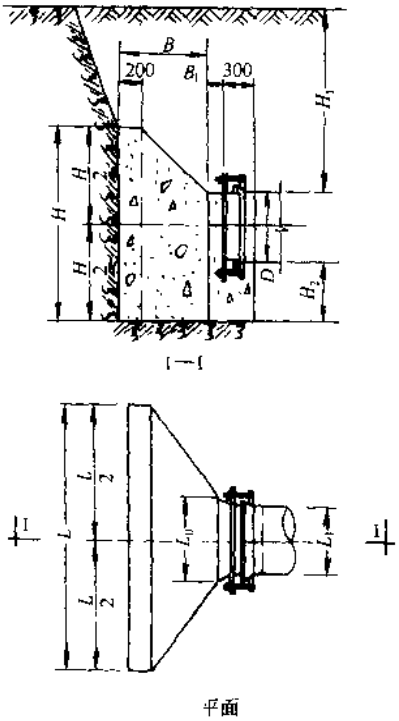


图 2-39　水平管堵头支墩

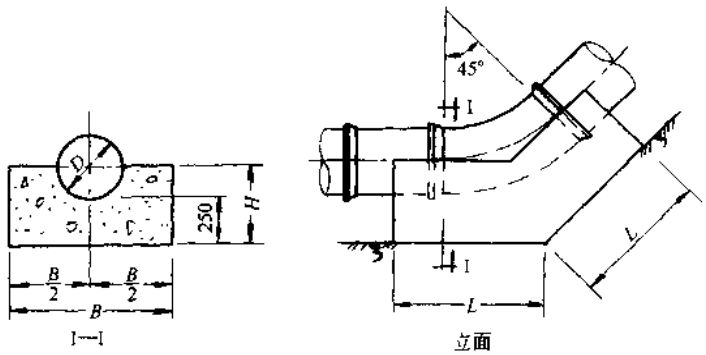


图 2-40　垂直向上弯管支墩

式中　P_0——按国家验收标准规定的试验压力(N/mm²)；

P_s——各种接口允许内水压力(N/mm²)；

D——管道内径(mm)；

k——考虑接口不均匀性等因素取用的设计安全系数($k<1$)。

(2) 截面计算外推力 P 对支墩产生的压力 R：

1) 水平弯管(见图 2-42)：

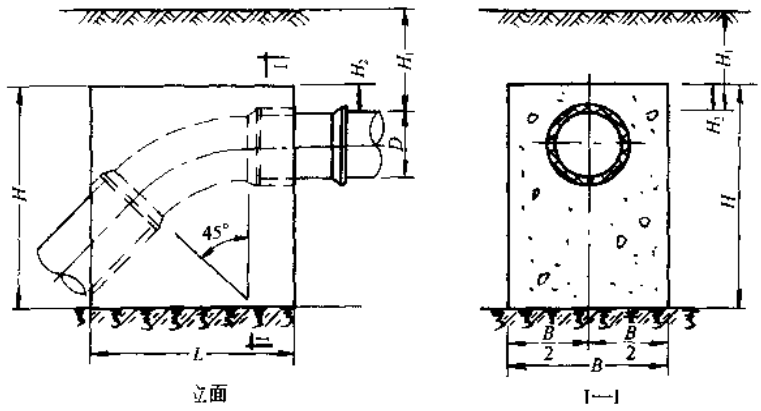


图 2-41 垂直向下弯管支墩

$$R=2P\sin\frac{\alpha}{2} \quad (\mathrm{N}) \tag{2-57}$$

式中 α——弯管的角度(°)。

2) 丁字管及堵头(见图 2-43)：

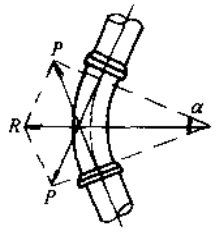


图 2-42 弯管受力示意

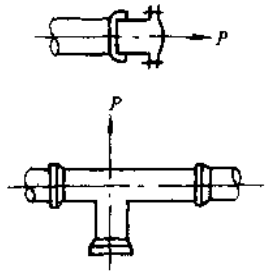


图 2-43 丁字管及堵头受力示意

$$R=P \quad (\mathrm{N}) \tag{5-58}$$

式中符号同前。

3) 叉管(见图 2-44)：

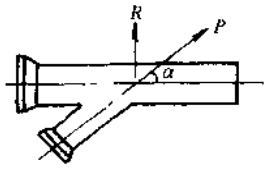


图 2-44 叉管受力示意

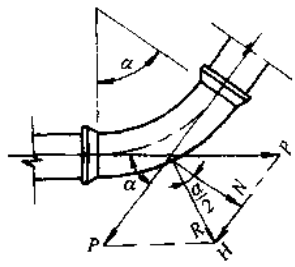


图 2-45 垂直向上弯管受力示意

$$R=P\sin\alpha \quad (N) \tag{2-59}$$

式中　α——叉管夹角(°)；

4）垂直向上(或向下)弯管(见图 2-45、46)

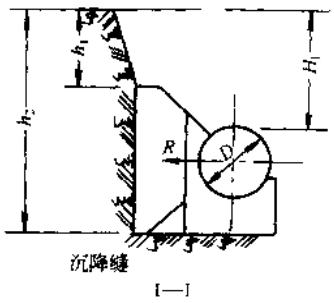
$$R=2P\sin\frac{\alpha}{2} \quad (N) \tag{2-60}$$

式中　α——向上(或向下)弯管的角度(°)。

R 又可分解为垂直向下(或向上)的分力及沿弯管轴线方向的分力，前者由支墩承受，后者由管道接口承受。

(3) 支墩设计原则及公式：支墩设计原则及公式详见《给水排水工程结构设计手册》，简介如下：

1）水平弯管、丁字管、叉管、堵头等支墩：截面外推力的合力 R 应小于支墩后背被动土压力与支墩底面摩擦阻力之和，见图 2-47。



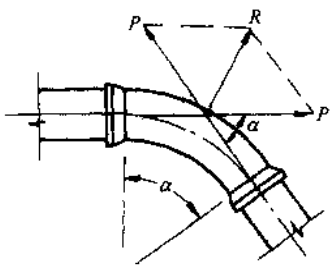


图 2-46　垂直向下弯管受力示意

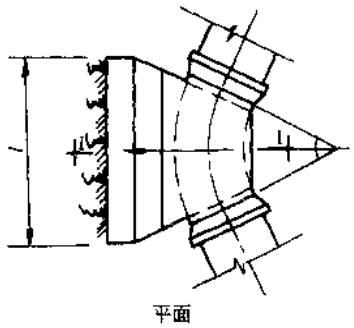


图 2-47　水平弯管支墩计算

$KR\leqslant$支墩总阻力 T：

$$T=T_1+T_2 \quad (N) \tag{2-61}$$

式中　K——安全系数，$K\geqslant 1.5$；

T_1——被动土压力(N)；

T_2——底面摩擦力(N)。

以图 2-44 所示水平弯管支墩为例：

$$T_1=\frac{1}{2}\mathrm{tg}^2\left(45°+\frac{\varphi}{2}\right)\gamma(h_2^2-h_1^2)l \quad (N)$$

$$T_2=Gf \quad (N)$$

其中　φ——土壤的内摩擦角；

γ——支墩底面上的土壤重力密度(N/m³)；

h_1——支墩顶在设计地面以下深度(m)；

h_2——支墩底在设计地面以下深度(m)；

l——支墩长度(m)；

G——整个支墩的重量(N)；

f——支墩与土壤间的摩擦系数，可按表 2-28 采用。

土与支墩底面摩擦系数 f 值　　表 2-28

土的类别		摩擦系数 f
粘性土	可塑	0.25
	硬塑	0.25～0.30
	坚硬	0.30～0.40
砂土		0.40
碎石土		0.40～0.50
软质岩石		0.40～0.60
表面粗糙的硬质岩石		0.60～0.70

2) 垂直向上弯管支墩：垂直向上弯管截面外推力合力 R 的垂直分力 N 及水管充水重量由墩底地基土承受，其半包支墩投影面积 F 按式(2-62)计算：

$$F=\frac{N+G'_1}{[R]-\gamma H}\quad(\mathrm{m}^2) \tag{2-62}$$

式中 N——R 的垂直分力(kN)；

G'_1——作用于支墩的弯管及充水总重(kN)；

$[R]$——地基容许承载力(kPa)；

γ——混凝土重力密度(kN/m³)；

H——墩高(m)。

3) 垂直向下弯管支墩：垂直向下弯管截面外推力合力 R 的竖向分力 N 应小于墩体总重量；水平分力 N_p 应小于管道接口允许承受的摩阻力。

当 $\alpha=11°15'$ 时，$N_p=0.02P$。

$\alpha=22°30'$ 时，$N_p=0.08P$。

$\alpha=45°$ 时，$N_p=0.414P$。

由竖向作用力计算公式可知。垂直向下弯管应尽可能选用小角度的弯管，以减少支墩的重量。

2.5.4 管 道 明 设

管道明设一般指非埋地管道的敷设，包括于城市共同沟内的管道设置。

2.5.4.1 一般地区

(1) 在山区敷设明管时，一定要避开滚石、滑坡地带，以防止管道被砸坏及地基破坏。

(2) 当管道坡度达 15°～25°以上时，管道下面应设挡墩支承，防止因管道下滑拉坏接口。

(3) 管道在转弯处，设固定支墩。

(4) 承插式管道在接口处需设支墩。

(5) 直线管段隔 8～12m 需设一滑动支墩，另设固定支墩，设固定支墩的间距按下式计算：

$$l=\frac{\Delta_1}{\alpha\Delta t}\quad(\mathrm{m}) \tag{2-63}$$

式中　Δ_1——管线长度的变化范围，即伸缩器的伸缩长度(m)(见公式 2-64)；

α——线膨胀系数，钢为 $1.2\times10^{-5}(℃^{-1})$；铸铁为 $1.08\times10^{-5}(℃^{-1})$；

Δt——温度的最大变化差值(℃)；

$$\Delta t=t\pm t_2$$

其中　t——管道的最高或最低计算温度(℃)；

t_2——管道连接或安装时的温度(℃)。

固定支墩设置的间距一般也可采用 60～70m，最大不超过 100m。

(6) 明设管道由于受温度影响较大，故需设置伸缩器，套管式伸缩器应按顺水流方向安装，见图 2-48。安装时伸缩器可伸缩长度按式(2-64)计算：

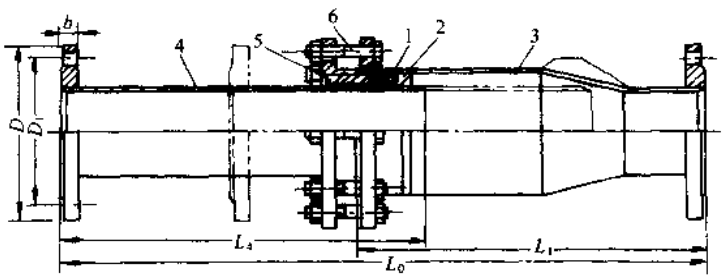


图 2-48　伸缩器

1—圆橡胶圈；2—钢挡圈；3—外筒；4—内筒；5—卡环；6—螺栓

$$\Delta=\Delta_1'\frac{t_2-t_1}{t_3-t_1}\quad(\mathrm{mm}) \tag{2-64}$$

式中　Δ_1'——伸缩器最大的可伸缩长度(mm)；

t_1——最低计算温度(℃)；

t_2——安装时的气温(℃)；

t_3——水的最高计算温度(℃)。

套管式伸缩器宜采用定型产品，具体型号、使用范围及条件详见给水排水设计手册·材料设备(续册)第 1 册。

套管式伸缩器一般适用范围及布置如下：

① 工作压力 $PN\leqslant1.0$MPa，水温低于 40℃的输水管道。

② 伸缩器的伸缩长度应符合产品允许的伸缩长度，超过时需另行设计。

③ 套管式伸缩器安装在直线管道上，管道两端必须设置滑动支座，以保证管道能自由伸缩；当套管式伸缩器敷设在地下时，应设置保护井。

④ 安装伸缩器时，管道中心与伸缩器中心应保持一致。

⑤ 伸缩器的耐压应与管道工作压力相一致，并应满足管道试验压力要求。

2.5.4.2　寒冷地区

在寒冷地区，经冻结计算不能满足要求时，应考虑停水时管道泄空或采取保温措施，冻结计算如下：

冻结计算：

(1) 水管热耗量(q_T)：

$$q_1=\frac{\pi(t_B-t_H)}{\frac{1}{\alpha_B d_1}+\frac{1}{2\lambda_1}\ln\frac{d_2}{d_1}+\frac{1}{\alpha_H d_2}} \quad [kJ/(m\cdot h)] \tag{2-65}$$

式中 t_B——管内温度(℃)；

t_H——管外空气温度(℃)；

α_B——内部水向金属管壁散热系数。当水沿着金属管道流动时，可近似地采用 $\alpha_B=4184[kJ/(m\cdot h\cdot ℃)]$；

α_H——管壁向外部空气的散热系数。当水沿着金属管道流动时，可近似地采用 $\alpha_H=50.2[kJ/(m\cdot h\cdot ℃)]$；

λ_1——管壁的导热系数[kJ/(m·h·℃)]，按表 2-24 采用；

d_1——管道内径(m)；

d_2——管道外径 (m)。

当内外径的比值$\frac{d_1}{d_2}>0.5$时，公式(2-65)可简化为

$$q_T=\frac{\pi(t_B-t_H)d_p}{\frac{1}{\alpha_B}+\frac{\delta}{\lambda_1}+\frac{1}{\alpha_H}} \quad [kJ/(m\cdot h)] \tag{2-66}$$

式中 δ——管壁厚度(m)；

d_p——管道平均直径，$d_p=\frac{d_1+d_2}{2}$(m)。

当管径大而管壁薄时，d_p 可以等于管内径或通称计算管径。则公式(2-65)还可简化为：

$$q_T=\pi d_1\alpha_H(t_B-t_H) \quad [kJ/(m\cdot h)] \tag{2-67}$$

(2) 管道中水流动时，由摩擦所产生的热量：

$$q_{Tp}=35270Qi \quad [kJ/(m\cdot h)] \tag{2-68}$$

式中 Q——管中流量(m^3/s)；

i——水力坡降，即单位长度的水头损失，当局部损失大时，应乘以 1.05 的系数。

(3) 管子末端水的温度(t_k)：

$$t_k=t_s-4.184\frac{(q_1-q_{Tp})l}{Q\times3.6\times10^6} \quad (℃) \tag{2-69}$$

式中 l——管道长度(m)；

t_s——水的起始温度(℃)。

(4) 水流停止以后，水冷却至 0℃时所需的时间：

$$T_1=\frac{1046dt_B}{\alpha_H(t_B-t_H)} \quad (h) \tag{2-70}$$

式中 d——管道公称直径(m)。

(5) 水流停止后，水管断面 30%结冰时所需的时间：

$$T_2=-\frac{500d}{t_H} \quad (h) \tag{2-71}$$

当 $T=T_1+T_2$ 不能满足要求时，应考虑水管的保温或泄空措施。

【例】 明设管道 $DN600$ 的钢管，壁厚为 10mm，水的起始温度 $t_a=2℃$，室外空气的温度为 $t_H=-20℃$，管长 $l=100m$，流量 $Q=0.4m^3/s$，水力坡降 $i=0.004$。求管中水在末端时的温度 t_k，水流停止后水管不放空时，允许停留的时间 T。

【解】 (1) 水管热损耗：

查表 2-24，得 $\lambda_1=204.2kJ/(m\cdot h\cdot ℃)$，

$$q_T=\frac{\pi(t_B-t_H)d_p}{\frac{1}{\alpha_B}+\frac{\delta}{\lambda_1}+\frac{1}{\alpha_H}}=\frac{3.14[2-(-20)]0.61}{\frac{1}{4184}+\frac{0.01}{209.2}+\frac{1}{50.2}}$$

$$=2085\quad kJ/(m\cdot h)$$

(2) 由摩擦产生的热量：

$$q_{Tp}=35270Qi=35270\times0.4\times0.004=56.4\quad kJ/(m\cdot h)$$

(3) 管子末端的水温：

$$t_k=t_a-\frac{(q_T-q_{Tp})l}{Q3.6\times10^6}=2-\frac{(2085-56.4)100}{4.184\times0.4\times3.6\times10^6}$$

$$=2-0.034\approx1.97℃$$

(4) 水冷却至 0℃ 时所需的时间：

$$T_1=\frac{1046dt_B}{\alpha_H(t_B-t_H)}=\frac{1046\times0.6\times2}{50.2[2-(-20)]}=\frac{1255}{1104}\approx1.1h$$

(5) 水管断面 30%结冰时所需时间：

$$T_2=-\frac{500d}{t_H}=-\frac{500\times0.6}{-20}=-\frac{300}{-20}=15h$$

当停水时间超过 $T=1.1+15\approx16h$ 时，应采取保温或水管放空措施。

此外，管道保温详见给水排水设计手册第 1 册《常用资料》。

2.5.4.3 地震区

在地震区应尽量考虑将管道埋于地下。如必须进行架空明设时，除满足一般地区明设规定和地震区埋管有关设计要求外，应进行抗震核算，还必须注意以下事项：

(1) 架空管道不得架设在设防标准低于其设计烈度的建筑物上。

(2) 架空管道的支架宜采用钢筋混凝土结构。当设计烈度为 7 度、8 度且场地土为Ⅰ、Ⅱ类时，管道支线的支墩可采用砖、石砌体。

(3) 架空管道的活动支架上应设置侧向挡板。

2.5.5 管道穿越障碍物

2.5.5.1 跨越河道

输水管道在通过河道时的跨越形式可分为河底穿越和河面跨越。

河底穿越(倒虹管)的施工方法可采取围堰，河底开挖埋置；水下挖泥，拖运，沉管敷设；顶管等方法。河面跨越可将管道附设于车行(人行)桥梁上或设专用的管桥架设过河。管桥形式可因地制宜选用。

(1) 跨越形式的选择：

1) 选择跨越形式时，需考虑以下因素，并经过技术经济比较后确定。

① 河道特性：河床断面的宽度、深度、流量、水位、流速、冲刷变迁、地质等情况。

② 河道通航情况及施工期需要停航的可能性。

③ 过河管道的水压、管材、直径。

④ 河两岸地形、地质条件和地震烈度。

⑤ 施工条件及施工机具的可能。

2）各种跨越河道形式的一般适用条件及比较见表 2-29。

各种跨越河道形式的适用条件　　表 2-29

跨越型式		优缺点	适用条件
河底穿越	倒虹管	优点： 1. 对河道宽度、地质条件、管径等适应性较大 2. 不需保温措施 3. 不影响河道航运 缺点： 1. 施工较复杂 2. 事故检修麻烦 3. 要求较强的防腐措施	1. 航运繁忙，不允许或只允许短时停航的河道，可采用顶管或沉管施工；允许断航，可采用围堰开挖施工或水下开槽施工 2. 不允许在河道中建造支座等设施时 3. 顶管法适用于大口径管道过河 4. 冲刷较少，非岩石的较稳定河床
河面跨越	附设在桥梁上	优点： 1. 施工较方便，不需水下施工或仅有部分水下施工 2. 维修管理方便 3. 仅要求一般的防腐措施 4. 可利用钢管自身支承跨越 缺点： 1. 要采取保温及伸缩、排气等措施 2. 对河道通航有不同程度影响 3. 桁架、拱管式等只适用于宽度不太大的河道 4. 安全性较差，易遭破坏	1. 现有桥梁允许架设时 2. 一般管径较小
	支墩式		1. 施工时，河道允许停航或部分停航时 2. 河床及河岸地形较平缓，稳定 3. 河床及河岸的地质条件尚好
	桁架式（悬索、斜索、拱架等）		1. 河床陡峭，水流湍急，水下工程极为困难处 2. 两岸地质条件良好、稳固 3. 两岸地形复杂、施工场地较小时 4. 具有良好的吊装设备
	拱管式		1. 河道不允许停航，但具有架设拱管条件 2. 具有良好的吊装设备 3. 河床不宜过宽，一般≤40～60m

（2）水下敷设倒虹管：采用倒虹管时，应尽量避开锚地，一般敷设成两条，按一条停止工作，另一条仍能通过设计流量考虑；其位置应选在河床、河岸不受冲刷的地段；两端根据需要设置阀门井、排气阀和泄水装置，见图 2-49。设计前应勘测穿越的河床横断面、水位和工程地质资料，以确定倒虹管的弯曲角度、敷设高程、基础形式等。

1）设计要点：

① 倒虹管敷设在河床下的深度，应根据水流冲刷等情况而定，一般管顶距河床底面的距离不小于 0.5m，在航运范围内不得小于 1.0m，同时满足抗浮要求。

② 在河床下敷管需考虑防止冲刷的措施，当河床土质不良时，需做管基础，见图 2-50，

遇有流砂时还需设固定桩，见图 2-51。

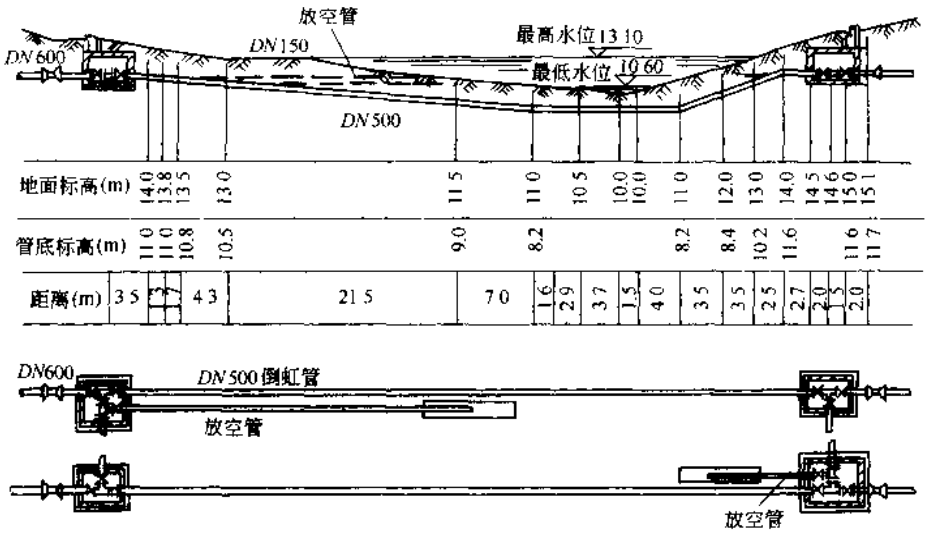


图 2-49　倒虹管

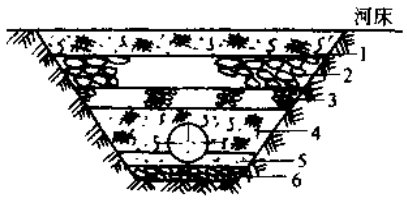


图 2-50　敷设于河床下的管道基础
1—回填土；2—大块石；3—小块石；4　回填土；5—砂；6—块石

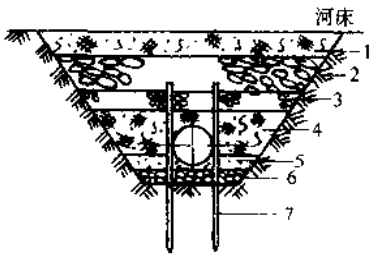


图 2-51　遇流砂时的管道基础
1—回填土；2—大块石；3—小块石；4—回填土；5—砂；6—块石；7—固定桩

③ 倒虹管管内流速应大于不淤流速。当两条管道中一条发生事故时，另一条管中流速不宜超过 2.5～3.0m/s。

④ 倒虹管一般采用钢管。小直径、短距离的倒虹管也可采用球墨铸铁管，但应用柔性接口。重力输水管线上的倒虹管可以采用钢筋混凝土管。

⑤ 水下管段应按国家内河航运的有关规定，设立标志，标明水下管线位置。

⑥ 采用钢管时，要加强防腐措施，计算钢管壁厚度时必须考虑腐蚀因素。

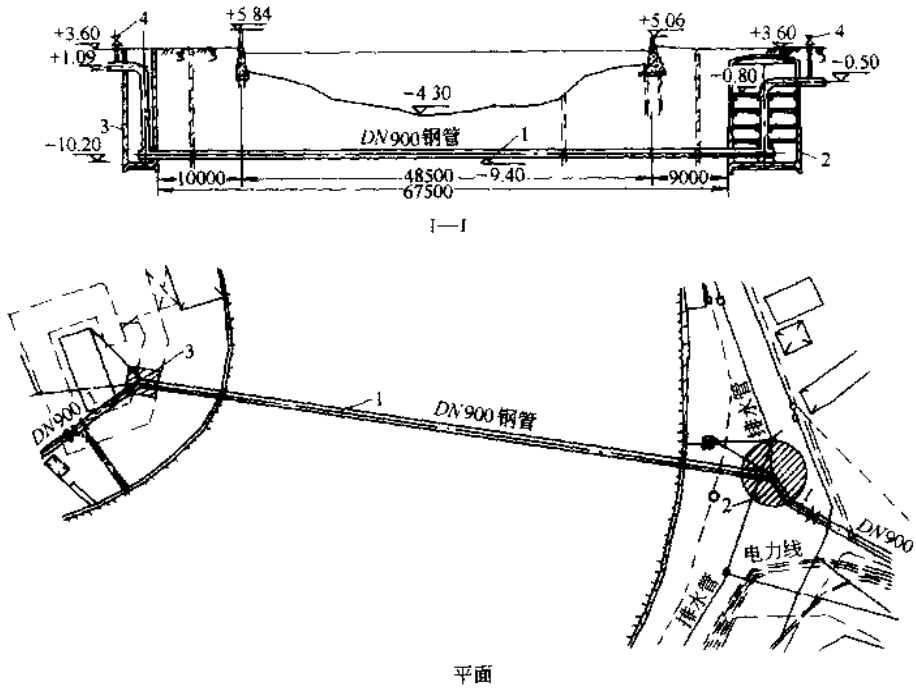
2）施工方式：

① 顶管法施工：图 2-52 为采用钢管的压力输水倒虹管布置。

采用顶管法施工时，管道埋深、顶管井的止水均应满足顶管施工要求；管道也应采用加强防腐。

在河床两岸设置的顶管工作井，可作为倒虹管运行时的检修井。

② 开挖埋设：如河床的地形、地质条件良好，河道允许停航时，应尽量采取开挖埋设。



平面

图 2-52 顶进压力输水倒虹钢管

1—DN900 钢管；2 -顶管井；3—联结井；4—排气阀

开挖埋设应尽可能利用枯水季节，并采取有效的排水措施。开挖埋设施工方便，投资省，较为经济。

开挖施工时，管材除采用钢管外亦可用承插口球墨铸铁管，预应力钢筋混凝土管道等，并尽量采用胶圈柔性接口，必要时设置适当的管道基础。

③ 沉管敷设：在航运较繁忙，不允许全面停航或停航过久时，可采取预制管道水下沉放敷设，施工步骤为：

ⅰ. 水下开挖沟槽，抛石，整平基础。如地基较差则需采取局部打桩或做支墩、水下桩基承台等。

ⅱ. 预制倒虹管，下沉。一般压力输水管道采用钢管，在地面拼焊成整体，加设闷板，然后浮运至预定地点灌水下沉就位，见图 2-53。

低压输水时亦可采用钢筋混凝土管渠，在地面分段浇捣制作，加设闷板，然后浮运、灌水下沉、就位；先做外壁水下止水连接、并上压混凝土预制重块稳定管渠，再抽水，进入渠道内割除闷板进行内部连接止水，见图 2-54。

ⅲ. 覆土：管顶覆土必须均匀，尽可能恢复原河床断面；如埋设在河床下较浅无抗浮要求时，亦可不覆土，待其自然淤没。

(3) 河面敷设架空管：跨越河道的架空管一般采用钢管、球墨铸铁管或钢骨架(板)聚乙烯塑料复合管，亦有采用承插式预应力钢筋混凝土管。距离较长时，应设伸缩接头，并在管道高处设排气阀门。为了防止冰冻，管道要采取保温措施。河面架空敷设的方式有：

1) 附设在桥梁上：水管跨越河道应尽量利用已有或拟建的桥梁敷设。可将水管悬吊在

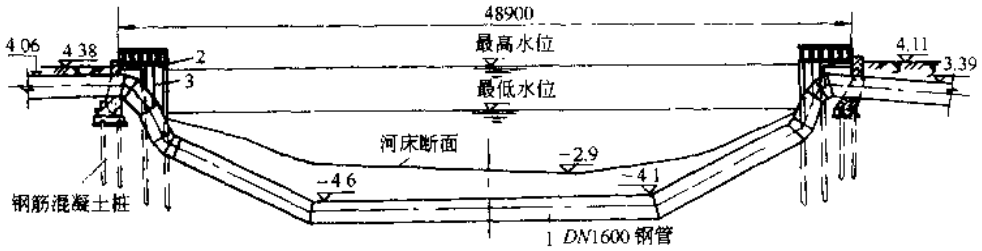


图 2-53　沉埋倒虹钢管

1—DN1600 钢管；2—钢筋混凝土护管吊管平台；3—钢拉杆

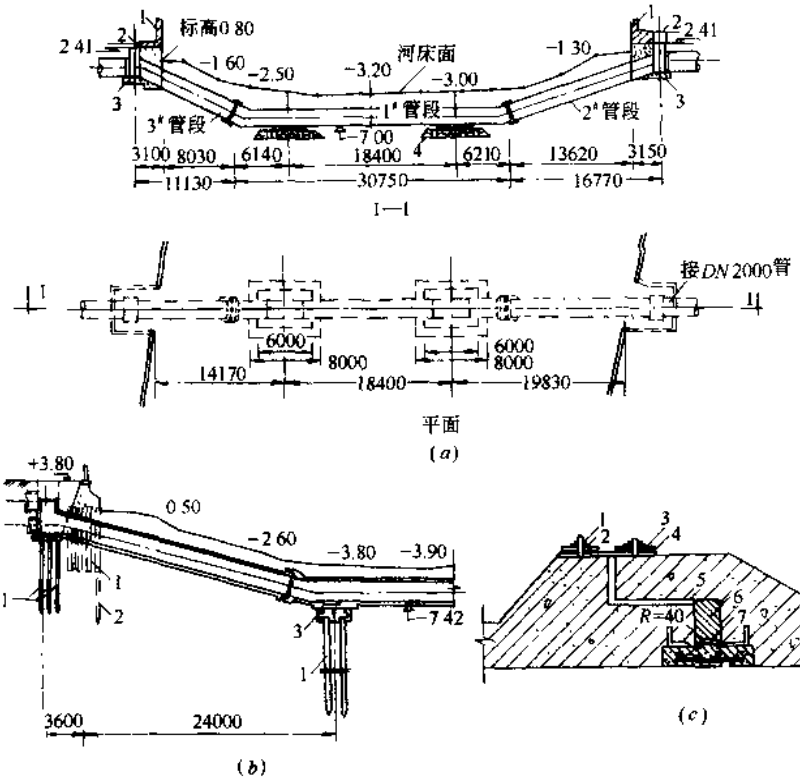


图 2-54　沉埋倒虹管低压钢筋混凝土渠道

(a)支墩基础

1—防洪墙；2—检查井；3—水下混凝土基础；4—水下大石块支墩

(b)水下桩基承台

1—钢筋混凝土桩；2—钢筋混凝土板桩；3—水下混凝土承台

(c)管接口

1—螺母；2—垫片；3—橡皮压板；4—止水橡皮圈；5—水泥砂浆勾缝；6—沥青填料；7—止水钢片

桥下见图 2-55(a)，或敷设在桥边人行道下的管沟内见图 2-55(b)，或利用桥墩架设。

2）支墩式：

① 在设计过河管道支墩时，如为通航河道必须取得有关航道管理部门、航运部门以及

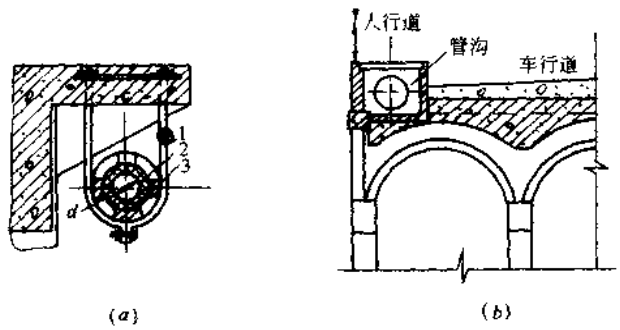


图 2-55 敷设于桥梁上的管道

(a)钢筋混凝土桥之水管吊架;(b)桥边人行道下的管沟

1—吊环;2—钢管;3—块木

规划部门的同意,并共同确定管底高程、支墩跨距等;对于非通航河道亦应取得有关地区农田水利规划部门同意。

② 管道应选择在河宽较窄、地质条件良好的地段。

③ 支墩可采取钢筋混凝土桥墩式、桩架式(见图 2-56)或预制支墩等(见图 2-57)。

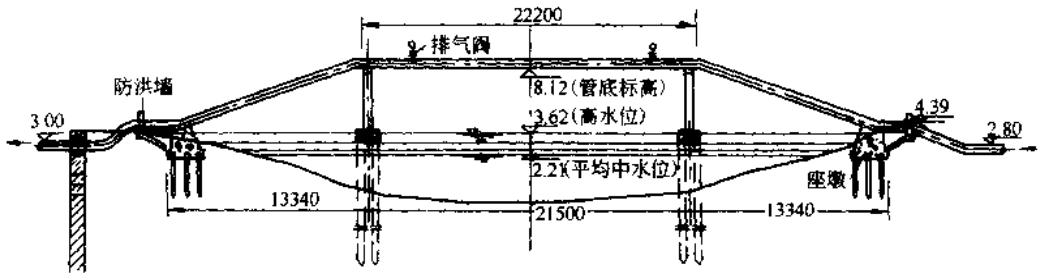


图 2-56 桩架支墩

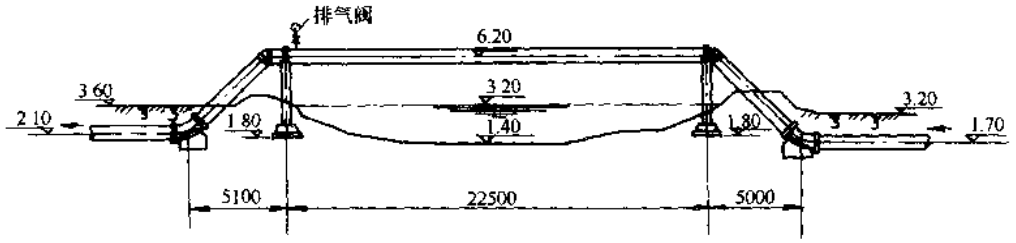


图 2-57 预制支墩

3) 桁架及拉索式:

① 可避免水下工程,但要求具有良好的吊装设备。

② 要求两岸地质条件良好,地形稳定。

③ 两岸先建支墩或塔架,由桁架支承或钢索吊拉管道过河。

④ 一般采用的形式如下:

ⅰ. 利用双曲拱桁架的预制构件支承：图 2-58 为两条 $DN400$ 混凝土过河管布置，拱跨 30m，全长 36m，拱宽 2m。采取柔性胶圈接口。

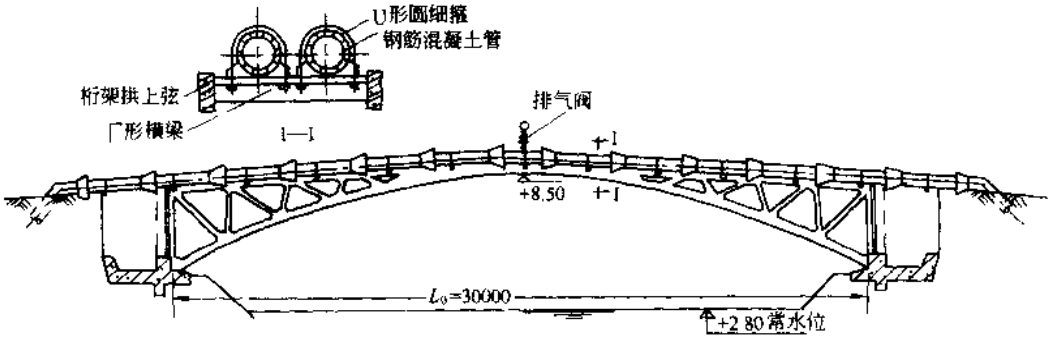
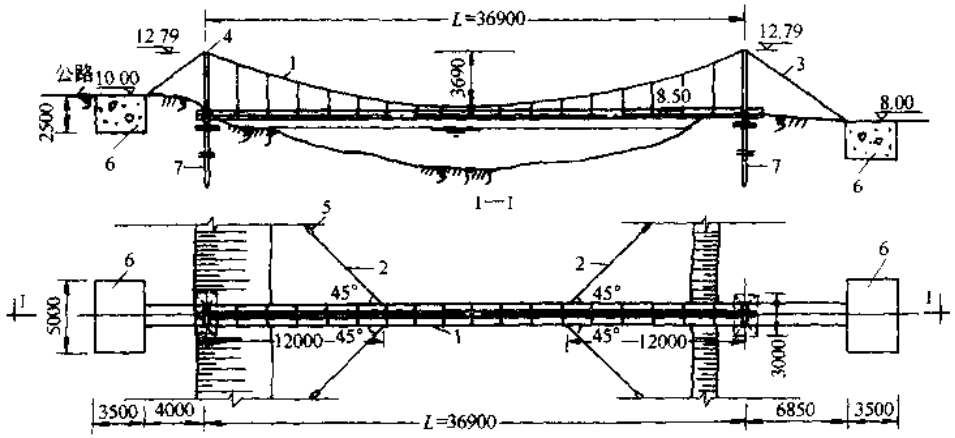


图 2-58　双曲拱桁架过河管

ⅱ. 悬索桁架：所有金属外露构件、钢索等均须采取防腐处理；悬索在使用过程中下垂要增大，安装时应将悬索按设计要求的下垂度，先予提高 1/300 跨长。

图 2-59 为建于平原地区的悬索桁架，跨距 36.9m，过河铸铁管管径 $DN350$。



平面

图 2-59　悬索桁架过河管

1—主缆；2—抗风缆；3—拉缆；4—索鞍；5—花篮螺丝；6—锚墩；7—混凝土桩

ⅲ. 斜拉索过河管：斜拉索过河管是一种新型的过河方式，它的特点是利用高强钢索（或粗钢筋）和钢管本身作为承重构件，可节约钢材，跨径愈大更可显示其优越性。施工安装可以利用两岸的塔架，施工安装方便，见图 2-60。

4）拱管：

① 拱管的特点是利用钢管本身既作输水管道又作承重结构，施工简便，节省支承材料。图 2-61 为 $DN900$ 过河钢管布置，水平净跨 42m，拱管矢高 5.25m。

② 一般采用的拱管矢高比为 1/6～1/8，常用 1/8。

③ 拱管一般由若干节短管焊接而成。每节短管长度一般为 1～1.5m，各节短管准确长

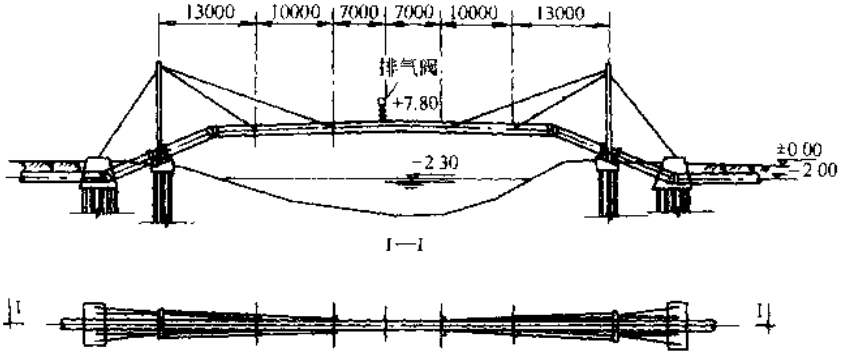


图 2-60 斜拉索过河管

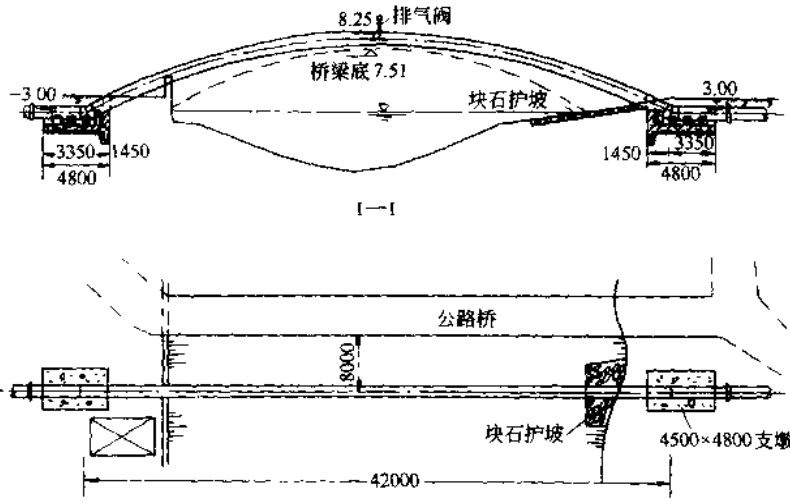


图 2-61 过河拱管

度应通过计算确定。

④ 各节短管的焊接要求较高，应采用双面坡口焊探伤检查，以避免在吊装时出现断裂。

⑤ 吊装时为避免拱管下垂变形或开裂，可在拱管中部加设临时钢索固定。

⑥ 拱管必须与两岸支座牢固结合。支座应按受力条件进行计算。

2.5.5.2 穿越铁路

确定管道穿越铁路的地点、方式和施工方法时，必须取得有关铁路部门的同意，并应遵循有关穿越铁路的技术规范。

(1) 穿越铁路一般规定：穿越铁路方式取决于铁路等级、线路地形、作业繁忙程度等。

1) 管道与铁路交叉时，一般均在路基下垂直穿越，当路堑很深时，管道可根据具体情况架空穿越，其管架底距路轨面的距离一般不少于 6～7m。

2) 管道应尽量避免从站场地区穿过，当管道必须从车站咽喉区区间穿越时，应设防护套管，见图 2-62。

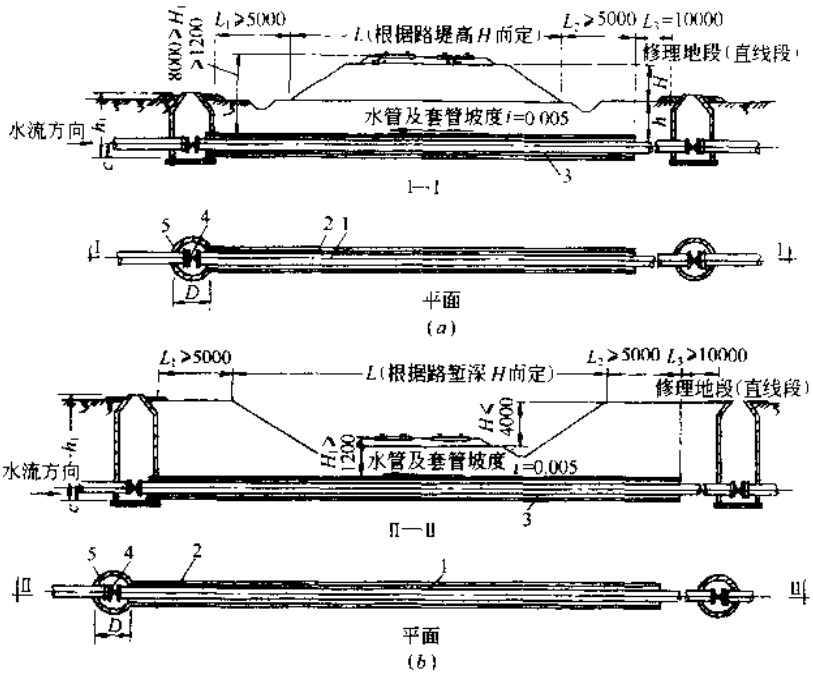


图 2-62　设有防护套管的敷设

(a)填土路基;(b)有路堑路基

1—钢管;2—钢筋混凝土套管;3—托架;4—阀门;5　阀门井

3) 管道穿越站场范围内的正线、到发线时可采用套管(或管沟)防护。

4) 管道穿越除 2)、3)情况以外的其他股道时,一般可不设套管,水管直接穿越,见图 2-63。

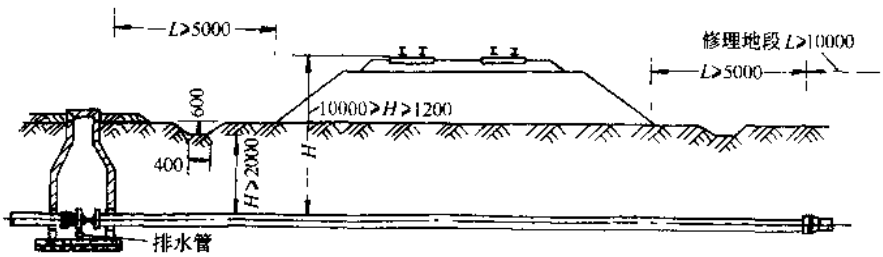


图 2-63　无套管的敷设

5) 管道穿越铁路的两端应设检查井,检查井内设阀门及支墩,井根据具体情况在井内设排水管道或集水坑。

6) 防护套管管顶(无防护套管时为管道管顶)至铁路轨底的深度,不得小于 1.2m;管道至路基面高度不应小于 0.7m。

2.5.6　管道水压试验

验收压力管道时必须对管道、接口、阀门、配件、伸缩器以及其他附属构筑物仔细进行外

观检查；复测管道的纵断面；并按设计要求检查管道的放气和排水条件。管道验收还须对管道的强度和严密性进行试验，应符合《给水排水管道工程施工及验收规范》(GB 50268－97)的有关规定。

2.5.6.1 管道水压试验的一般规定

(1) 当管道工作压力大于或等于 0.1MPa 时，须进行压力管道的强度及水密性试验。当管道工作压力小于 0.1MPa 时，除设计另行规定外，须进行无压管道的水密性试验。

(2) 在管道进行水压，闭水试验前，应做好试验水源引接以及排水疏导路线的安排。

(3) 管道试验灌水宜从下游缓慢灌入，灌水时，在试验管道的上游管端顶部以及管段中的隆起点设置排气阀，以确保管内的空气及时排除，使水充实管道。

(4) 在冬季进行管道水压和闭水试验时，应采取防冻措施，试验完毕后及时排空管道内积水。

2.5.6.2 压力管道的强度及严密性试验

(1) 压力管道在全部实施回填前应进行强度及水密性试验。管道强度及水密性试验应采用水压试验法进行试验。水压试验前，除接口外，管道两侧及管顶以上回填土高度不应小于 0.5m；管径大于 *DN*900 的钢管道，应控制管顶的竖向变形。管道在水压试验合格后，应及时回填其余部分土。

(2) 在管道水压试验前，应编制包括后背及堵板、进水管路、排气孔、加压及测压设备、排水疏导、升压分段划分、试验管段稳定和试验安全措施等在内的试验设计。

(3) 管道水压试验的分段长度不宜大于 1.0km，非金属压力管道的试验段长度宜更短些。

(4) 试验管道在水压试验中将产生较大的管端推力，管段的后背应设在非扰动土或人工后背上；当土质松软时，应采取可靠的加固措施。后背墙面应平整，并与管道轴线相垂直。

(5) 水压试验时，若采用弹簧压力计其精度不应低于 1.5 级，最大量程为试验压力的 1.3～1.5 倍，表壳公称直径不得小于 150mm，使用前须进行校正；水泵，压力计应安装在试验段下游的端部与管道轴线垂直的支管上。

(6) 管道水压试验前应对管道安装进行合格性检查，管配件的支墩及锚固设施须达设计强度，未设支墩及锚固设施的管件，应采取加固措施，管渠的混凝土强度应达到设计规定，试验管段所有敞口应封堵严实，不得渗水，此外，试验管段不得采用阀门作堵板，不得有消火栓、水锤消除器及安全阀等附件。

(7) 试验管段灌满水后，宜在不大于工作压力条件下，于试压前进行充分浸泡。铸铁管、球墨铸铁管和钢管无水泥砂浆衬里浸泡时间不少于 24h；有水泥砂浆衬里浸泡时间不少于 48h。预应力、自应力混凝土管及现浇钢筋混凝土管渠，管径小于或等于 1000mm 时，浸泡时间不少于 48h；管径大于 1000mm 时，则不少于 72h。

(8) 在管道试压升压时，管道内应排除积气，升压过程中，如发现压力计显示异常，且升压较缓时，应重新排气后再行升压。试验升压应分级升压，每级升压后应及时检查后背、支墩、管身及接口，无异常后，再继续后级升压。水压试验过程中须采取必要的保护安全措施，并严禁在试压过程中对管身、焊缝和接口进行敲打或修补。修补应在管段卸压后进行。

(9) 管道水压试验的试验压力应符合表 2-30 规定。

管道水压试验的试验压力(MPa)　　表 2-30

管材种类	工作压力 P	试验压力
钢管	P	$P+0.5$ 且不应小于 0.9
铸铁管及球墨铸铁管	≤0.5	$2P$
	>0.5	$P+0.5$
预应力、自应力混凝土管	≤0.6	$1.5P$
	>0.6	$P+0.3$
现浇钢筋混凝土管渠	≥0.1	$1.5P$
埋地硬聚氯乙烯管	≥0.1	$1.5P$，不小于 0.8

压力管道水压试验装置示意见图 2-64。

2.5.6.3　水压试验验收标准

(1) 架空管道、明装管道以及非隐蔽的管道以水进行试验时，应先升至试验压力，观测 10min，如压力降不大于 0.05MPa，且管道、管道配件和接口未发生破坏，则将压力降至工作压力，保持恒压 2h，进行外观检查，如无渗漏现象，认为试验合格。

(2) 地下管道以水进行试验时，应先升至试验压力，恒压不少于 10min(为保持压力允许向管内补水)，检查接口及管道配件，如未发生破坏及较严重的渗水现象，即可进行渗水量试验。在进行渗水量试验时，管道未发生破坏，且实测渗水量不大于表 2-32 中的允许值，即认为试验合格。

(3) 管径不大于 400mm 的地下埋设的压力管道在进行水压试验时，如管道内空气排尽、试验压力在 10mm 内的压力降不大于 0.05MPa，则可不测定渗水量，认为试验合格。

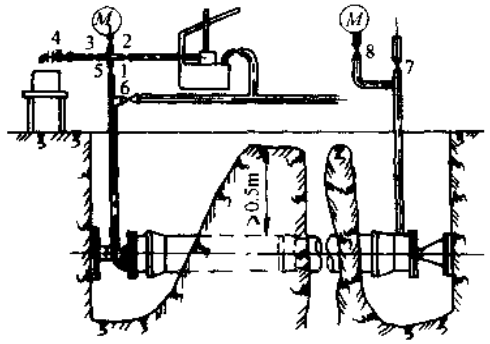


图 2-64　水压试验装置示意

注：1. 从自来水管向试验管道通水时，开放 6、7 号水门，关闭 5 号水门。
2. 用水泵加压时，开放 1、2、5、8 号水门，关闭 4、6、7 号水门。
3. 不用量水槽测渗水量时，开放 2、5、8 号水门，关闭 1、4、6、7 号水门。
4. 用量水槽测渗水量时，开放 2、4、5、8 号水门，关闭 1、6、7 号水门。
5. 用水泵调整 3 号调节阀时，开放 1、2、4 号水门、关闭 5 号水门。

2.5.6.4　地下管道的渗水量试验

管道的渗水量试验可采用放水法和注水法。

(1) 放水法试验

放水法试验程序为：将管道水压升至试验压力，关闭水泵节门，记录降压 0.1MPa 所需的时间 T_1。再行打开水泵进水节门，将管道压力升至试验压力后，关闭水泵进水节门。打开与管道连通的放水节门，记录降压 0.1MPa 的时间 T_2，并计量在 T_2 时间内，从管道放出的水量 W。

实测渗水量按式(2-72)计算：

$$q=\frac{W}{(T_1-T_2)L} \tag{2-72}$$

式中 q——实测渗水量[L/(min·m)]；

T_1——未放水前，从试验压力降压 0.1MPa 所经历的时间(min)；

T_2——放水时，从试验压力降压 0.1MPa 所经历的时间(min)；

W——T_2 时间内放出的水量(L)；

L——试验管段长度(m)。

(2) 注水法试验：注水法试验程序为：管道水压升至试验压力后开始计时，每当压力下降，及时向管道内补水，但降压不得大于 0.03MPa，使管道试验压力始终保持恒定，延续时间不得小于 2h，并计量恒压时间内补入试验管段内的水量。

实测渗水量按式(2-73)计算：

$$q=\frac{W}{TL} \tag{2-73}$$

式中 q——实测水量[L/(min·m)]；

W——恒压时间内补入管段的水量(L)；

T——从开始计时至保持恒压结束的时间(min)；

L——试验管段的长度(m)。

2.5.6.5 压力管道水压试验允许渗水量

压力管道水压试验允许最大渗水量见表 2-31。

压力管道水压试验允许渗水量 **表 2-31**

管径 DN (mm)	允许渗水量[L/(min·km)]		
	钢 管	铸铁管、球墨铸铁管	预(自)应力混凝土管
100	0.28	0.70	1.40
125	0.35	0.90	1.56
150	0.42	1.05	1.72
200	0.56	1.40	1.98
250	0.70	1.55	2.22
300	0.85	1.70	2.42
350	0.90	1.80	2.62
400	1.00	1.95	2.80
450	1.05	2.10	2.96
500	1.10	2.20	3.14
600	1.20	2.40	3.44
700	1.30	2.55	3.70
800	1.35	2.70	3.96
900	1.45	2.90	4.20
1000	1.50	3.00	4.42
1100	1.55	3.10	4.60
1200	1.65	3.30	4.70
1300	1.70	—	4.90
1400	1.75	—	5.00

当试验管道内径大于表 2-31 规定时，实测渗水量应小于或等于由下列公式计算的允许渗水量。

钢管：　　$Q=0.05\sqrt{D}$　　(2-74)

铸铁管，球墨铸铁管：　　$Q=0.1\sqrt{D}$　　(2-75)

预应力、自应力混凝土管：　　$Q=0.14\sqrt{D}$　　(2-76)

现浇钢筋混凝土管渠：　　$Q=0.014\sqrt{D}$　　(2-77)

式中　Q——允许渗水量[L/(min·km)]；

D——管道内径(mm)。

硬聚氯乙烯管：　　$Q'=3\times\frac{D}{25}\frac{P}{0.3}$　　(2-78)

式中　Q'——每公里每日(24h)管道的允许补水量(L)；

D　—管道内径(mm)；

P　—管道试验内压(MPa)。

当管内径为 25mm，试验内压为 0.3MPa 时，每公里每日的允许渗水量为 3L。

2.6 管道阴极保护

2.6.1 土 壤 腐 蚀

土壤环境中金属构筑物的腐蚀属电化学腐蚀，腐蚀原电池是最基本的形式。土壤腐蚀的影响因素有：

(1) 土壤电阻率：土壤电阻率是表示土壤导电性能的指标，常用于判断和划分土壤腐蚀性的最基本参数。

影响土壤电阻率的因素有：土壤的含盐量、含水量、有机质含量、粘土矿物组成、松紧度等。土壤电阻率的变化范围很大，从小于 1Ω·m 到高达数百 Ω·m 甚至数千 Ω·m。

(2) 土壤的氧化还原电位：土壤氧化还原电位是反映土壤中各种氧化还原平衡的一个多系列的无机、有机综合体系。

土壤的氧化还原电位和土壤电阻率一样是判断土壤腐蚀性的主要指标，一般认为在 −200mV(SHE)以下的厌氧条件下腐蚀激烈，易受到硫酸盐还原菌的作用。

(3) pH 值：pH 值代表了土壤的酸碱度。土壤中氢离子的活度和总含量首先会影响金属的电极电位。

对于缺乏碱金属、碱土金属的酸性土壤(pH 值小于 5)属腐蚀性土壤。

(4) 土壤含水量：在土壤的液相和气相中，通常随湿度增加，O_2 和 CO_2 也增加，导致对金属电极电位和阴极极化产生作用。

土壤的腐蚀性随着湿度的增加而增加，直到某一临界湿度时为止，再进一步提高湿度，土壤的腐蚀性将会降低。

(5) 土壤的透气性：土壤质地及土壤松紧度和透气性直接相关。影响金属腐蚀有二个途径：土壤电阻率及氧的扩散和渗透。

2.6.2 土壤腐蚀分级标准

(1) 按土壤电阻率分级：按土壤电阻率划分土壤的腐蚀，各国都有各自的标准，见表2-32。

土壤电阻率(Ω·m)与土壤腐蚀性分级 **表 2-32**

腐蚀等级	中　国	苏联(前)	美　国	日　本	法　国	美　国
极　强		<5	<9		<5	
强	<20	5～10	9～23	<20	5～15	<20
中　等	20～50	10～20	23～50	20～45	15～25	20～45
弱	>50	20～100	50～100	45～60	>30	45～60
很　弱		>100	>100	>60		60～100

(2) 按土壤氧化还原电位分级：土壤中氧化还原电位可看作为土壤微生物腐蚀的指标。按土壤氧化还原电位的土壤腐蚀性分级见表2-33。

土壤氧化还原电位(E)与土壤腐蚀性分级 **表 2-33**

腐蚀等级	E(mV)，(pH=7，对标准氢电极)	腐蚀等级	E(mV)，(pH=7，对标准氢电极)
强	<100	弱	200～400
中	100～200	不腐蚀	>400

(3) 土壤pH值与土壤腐蚀性分级见表2-34。

土壤pH值与土壤腐蚀性分级 **表 2-34**

腐蚀性分级	土壤pH值
强	<4.5
中	4.5～6.5
弱	6.5～8.5

(4) 土壤含水量与土壤腐蚀性分级：含水量的变化将引起土壤的其他一些因素发生改变，用含水量评价土壤腐蚀对于同类土壤参考性较大。表2-35适用于粘土类土壤。

土壤含水量与土壤腐蚀性 **表 2-35**

腐蚀速率的特点	含水量(%)	土壤含水量特征
没　有	0	没有水分
腐蚀速率增加到最大值	10～12	含水量增加到临界值
保持最大腐蚀速率	12～25	保持临界值的含水量
腐蚀速率降低	25～40	发生连续的水层
较低的恒定的腐蚀速率	>40	连续水层厚度继续增加

2.6.3 阴 极 保 护

2.6.3.1 阴极保护方法

阴极保护方法有牺牲阳极法和外加电流法。

牺牲阳极法是利用一种比被保护金属电位更低的金属或合金(称阳极)与被保护金属连接,使其构成大地电池,以牺牲阳极来防止地下金属腐蚀的方法,如图 2-65 所示。

外加电流法是由外部的直流电源直接向被保护金属通以阴极电流,使之阴极极化,达到阴极保护的目的。它由辅助阳极、参比电极、直流电源和连接电缆所组成,见图 2-66。

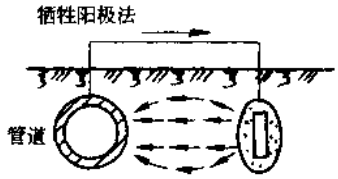


图 2-65　牺牲阳极法

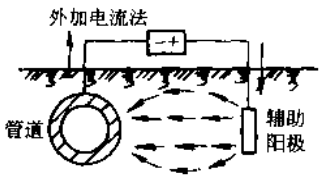


图 2-66　外加电流法

2.6.3.2 阴极保护方法的选择

阴极保护方法的优缺点比较见表 2-36。保护方法的选择,主要考虑因素有:对邻近金属构筑物的干扰、有无可利用的电源、金属管道外防腐涂层的质量、管道长度、经济性及环境条件等。

阴极保护方法的优缺点比较　　表 2-36

方法 / 优缺点	牺牲阳极	外加电流
优点	1. 对邻近管道,电缆等干扰很小 2. 不需要外部电源 3. 保护电流分布均匀,利用率高 4. 管理方便、施工简单 5. 不需要支付经常费用	1. 可连续调节输出电流、电压 2. 保护电流密度大 3. 不受土壤电阻率限制 4. 保护范围越大越经济 5. 保护装置寿命较长
缺点	1. 土壤电阻率大时不宜使用 2. 管道外防腐涂层质量要好 3. 保护电流几乎不可调 4. 保护范围大时不经济	1. 对邻近金属构筑物干扰大 2. 需要外部电源 3. 维护管理工作量大 4. 需支付日常电费

2.6.3.3 阴极保护参数

(1) 保护电位:是指阴极保护时使金属腐蚀停止时所需的电位值。

我国石油行业标准 SYJ 36—89,对钢构筑物的保护电位规定如下:

1) 在通电情况下,测得管道保护电位为 −850mV(相对 Cu/饱和 $CuSO_4$)或更负。

2) 当土壤或水中含有硫酸盐还原菌,且硫酸根含量大于 0.5%时,通电保护电位应达到 −950mV(相对 Cu/饱和 $CuSO_4$)或更负。

3) 最大保护电位的限制应根据外防腐涂层环境确定,以不损坏外防腐涂层的粘结力为

准，一般可取 $-1.5V$（相对 $Cu/CuSO_4$）。

（2）保护电流密度：是指被保护构筑物单位面积上所需的保护电流。影响保护电流密度的因素很多，主要有外防腐涂层种类及质量、使用环境状况等。表 2-37 列出了钢构筑物在埋地状况中所需阴极保护电流密度。

钢构筑物所需阴极保护电流密度 **表 2-37**

使用状况	钢构筑物	外防腐层	保护电流密度(mA/m^2)
埋地	管道、储罐、电缆	塑料	0.001～0.01
		环氧煤沥青玻璃布	0.01～0.15
		沥青涂层	1～10
	铠装电缆	油浸黄麻	3～17
	套管、接地极	无防腐层	10～100

外防腐层的品种与质量对保护电流密度的影响很大，在工程实践中，可按外防腐层的面电阻来选择保护电流密度。表 2-38 列出外防腐涂层的面电阻与保护电流密度关系。

外防腐涂层与保护电流密度 **表 2-38**

外防腐涂层面电阻 ($\Omega \cdot m^2$)	保护电流密度 (mA/m^2)	外防腐涂层面电阻 ($\Omega \cdot m^2$)	保护电流密度 (mA/m^2)
1000000	0.0003	3000	0.1
300000	0.001	1000	0.3
100000	0.003	300	1
30000	0.01	100	3
10000	0.03	30	10

在表 2-37、38 中列出的所需保护电流密度数值范围大，较难准确选择合理的数据。因此，在设计中还应根据管道的具体环境情况。并参照同类工程的运行数据进行确定。也可做试验段进行实测，取得实际数据后进行设计。

2.6.4 牺牲阳极保护

2.6.4.1 牺牲阳极选择

对牺牲阳极材料的基本要求：

（1）具有足够的负电位，且很稳定。

（2）每单位消耗量所发生的电量要大。

（3）自腐蚀小，电流效率高，即实际电容量与理论电容量的比率要大。

（4）在使用过程中，很少发生极化，溶解均匀。

（5）材料来源广，价格低廉。

用于埋地金属管道的牺牲阳极主要有镁、铝、锌合金三种，三种阳极的电化学性能比较见表 2-39。

镁、铝、锌合金阳极电化学性能比较　　表 2-39

性能 \ 阳极材料	镁合金	铝合金	锌合金
开路电位(－V)(相对饱和甘汞电极)	1.60	1.10	1.05
对钢的有效电位 ΔE(－V)	0.70	0.25	0.20
理论发生电量(A·h/g)	2.20	2.88	0.82
电流效率(%)	50	80	90
有效电量(A·h/g)	1.10	2.30	0.74
消耗率[kg/(A·a)]	8.0	3.90	11.8
相对密度	1.74	2.82	7.3

由表 2-39 看出，镁合金阳极的特点是：开路电位高达－1.60V；对钢的有效电位差大；发生电量大；但电流效率低，锌合金阳极的特点是：电流效率高；无过保护之忧；但开路电位低，铝合金阳极使用在土壤中尚存在一些技术问题有待研究解决，主要是随着阳极表面氧化，腐蚀产物结垢，引起屏蔽作用，接地电阻增大，输出电流减小，很快就起不到保护作用。

牺牲阳极选择条件一般根据土壤电阻率来确定，当土壤电阻率小于 20Ω·m，可选择锌合金、镁合金阳极；当土壤电阻率在 20～100Ω·m，可选择镁合金阳极；当土壤电阻率＞100Ω·m，可选择带状镁阳极。在海水或海泥中宜选择铝合金阳极。

2.6.4.2　阳极填包料

为了使埋地的阳极能正常、持续地输出电流，减少周围土壤介质电阻率，同时起到活化阳极表面，防止腐蚀产物的结垢现象，必须将阳极埋置在填包料中，填包料一般装在布袋中，禁止用塑料、化纤编织袋，填包料与阳极间的厚度不宜小于 10cm，填包料的电阻率不得大于 2.5Ω·m。不同系列的阳极填包料配比见表 2-40。

阳极填包料配比　　表 2-40

阳极品种	填包料	配比(%)			使用场合
		Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	
镁合金	工业 $MgSO_4$	35	20	25	配比Ⅰ适用于土壤电阻率＞20Ω·m
	$CaSO_4 \cdot 2H_2O$	15	15	25	配比Ⅱ适用于土壤电阻率＜20Ω·m
	工业 Na_2SO_4	—	15	—	配比Ⅲ适用于土壤电阻率＜20Ω·m
	膨润土	50	50	50	每支阳极用量为 50kg
锌合金	Na_2SO_4	25			
	$CaSO_4$	25			
	膨润土	50			

2.6.4.3　牺牲阳极计算

牺牲阳极的计算方法较多，大都是经验公式，目前国内主要按如下的简算法进行计算：

(1) 总需保护电流：

$$I = Si \tag{2-79}$$

式中　I——总需保护电流(A)；

i——所需保护电流密度(mA/m²)；

S——总保护面积(m²)。

(2) 阳极输出电流：

$$I=\frac{150000}{\rho}fY \tag{2-80}$$

式中 I——单支阳极输出电流(mA)；

f——质量修正系数，见表 2-41；

Y——管地电位修正系数，见表 2-42；

ρ——土壤电阻率(Ω·cm)。

f 系数 表 2-41

阳极重量(kg)	系数	备注
1.36	0.59	
2.27	0.66	
4.08	0.81	
7.71	1.00	带填包料
14.52	1.16	带填包料
22.68	1.22	带填包料

管地电位调整系数 Y 表 2-42

管—地电位(V)	镁阳极	锌阳极
−0.70	1.14	1.60
−0.80	1.07	1.20
−0.85	1.00	1.00
−0.90	0.93	0.80
−1.00	0.79	0.40
−1.10	0.64	0.00
−1.20	0.50	0.00

(3) 阳极寿命：

$$T=\frac{125.84W}{I}\eta \tag{2-81}$$

式中 T——阳极寿命(a)；

W——阳极重量(kg)；

I——阳极输出电流(mA)；

η——系数，取 0.75。

2.6.4.4 阳极布置

阳极一般布置在土壤电阻率小、低洼潮湿的地段，采用大分散、小集中的方式，即根据计算每隔一定距离设置一组阳极，每组布置 1～4 支阳极，设在管道一侧或两侧，阳极支数太多会引起电流屏蔽作用。阳极距管道 2.0～5.0m，用电缆一端与阳极内钢筋焊接，另一端引入测试桩固定在测试盒的接线柱上或与钢管焊接。阳极可垂直或水平埋设。埋设深度宜在管中心处，以利电流均匀流向管道。

2.6.4.5 管道的电绝缘

为防止阴极保护的电流流到与土壤连接的非保护构筑物上。应对阴极保护系统进行电绝缘。电绝缘设置在：保护管道与非保护支管道连接处；保护管道在进、出泵站处；跨越管道的支架(磴)接触处；管道大型穿、跨越的两端；杂散电流干扰区等。

电绝缘方法一般是设置绝缘法兰。绝缘法兰是在两片法兰间垫入绝缘垫片，法兰连接螺栓用绝缘套筒套入螺栓体，并在螺母下设绝缘垫圈，将螺栓同法兰绝缘。见图 2-67。

绝缘法兰通常在工厂进行预组装，经检测合格后在现场与管道焊接起来。

绝缘法兰一般不直埋于土壤中，以免长期浸泡在水中影响绝缘性能。为此，近年来，采取了整体型绝缘接头，见图 2-68。绝缘接头在工厂予组装，内涂环氧聚合物，可直接埋地，不用管理，寿命长，但价格高。

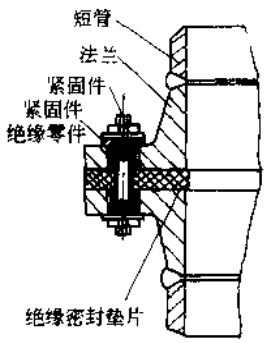


图 2-67　绝缘法兰

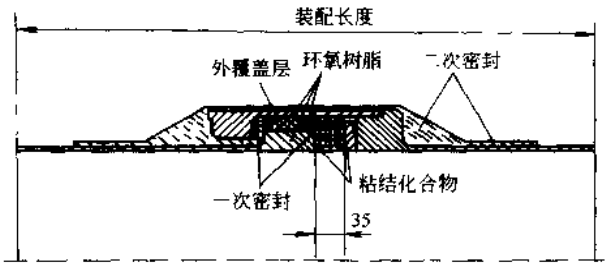


图 2-68　整体型绝缘接头

2.6.5 外加电流法

外加电流是通过外部的直流电源向被保护金属管道通以阴极电流使之阴极极化达到保护的方法。图 2-69 是埋地钢管道外加电流保护示意。

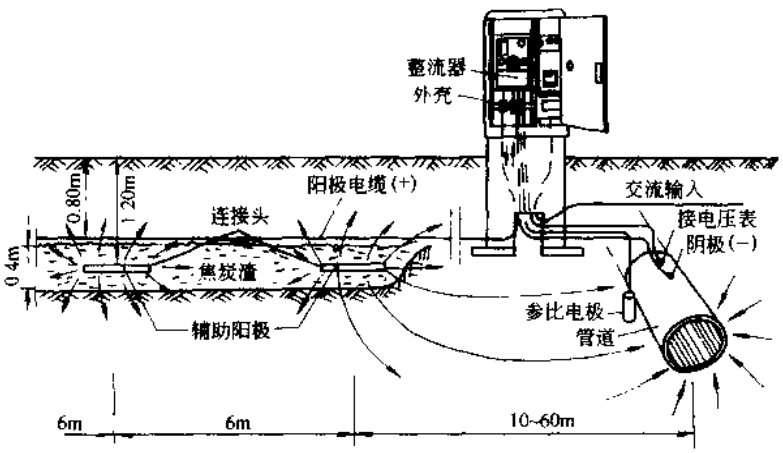


图 2-69　管道的外加电流阴极保护系统

2.6.5.1 设计参数选择

对新建管道可按经验数值选取，常用参数：

(1) 自然电位：－0.55V。

(2) 保护电位：－0.85～－0.90V。

(3) 汇流点电位：－1.25V。

(4) 外防腐绝缘层：10000～5000Ω·m^2。

(5) 电源效率：70%。

(6) 钢管电阻率：低碳钢　0.135Ω·mm^2/m。

16Mn 钢　0.224Ω·mm^2/m。

高强度管道钢　0.166Ω·mm^2/m。

(7) 电流密度：0.05～0.15A/m^2。

2.6.5.2 计算

(1) 阴极保护的保护长度可按式(2-82)计算：

$$2L=\sqrt{\frac{8\Delta U}{\pi DJ_s R'}} \tag{2-82}$$

式中 ΔU——L 长管道上纵向电压降(V)；

L——单侧保护长度(m)；

D——管道直径(m)；

J_s——保护电流密度(A/m^2)；

R'——单位长度管道纵向电阻(Ω/m)，

$$R'=\frac{\rho_s}{\pi(D'-\delta)\delta} \tag{2-83}$$

其中 ρ_s——钢管电阻率(Ω·mm^2/m)；

D'——钢管外径(mm)；

δ——钢管壁厚(mm)。

(2) 阴极保护的保护电流可按式(2-84)计算：

$$2I_0=\pi DJ_s\times 2L=\sqrt{\frac{8\Delta U\pi DJ_s}{R'}} \tag{2-84}$$

式中 I_0——单侧钢管的保护电流(A)；

其他符号意义同前。

(3) 辅助阳极计算：辅助阳极接地电阻应根据埋设方式不同按下列各式计算：

1) 单支立式阳极接地电阻：

$$R_{V_1}=\frac{\rho}{2\pi L}\ln\frac{2L}{d}\sqrt{\frac{4t+3t}{4t+L}}\ (t\gg d) \tag{2-85}$$

2) 深埋式阳极接地电阻：

$$R_{V_2}=\frac{\rho}{2\pi L}\ln\frac{2L}{d}\ (t\gg L) \tag{2-86}$$

3) 单支水平式阳极接地电阻：

$$R_H=\frac{\rho}{2\pi L}\ln\frac{L^2}{td}\ (t\ll L) \tag{2-87}$$

式中 R_{V_1}——单支立式阳极接地电阻(Ω)；

R_{V_2}——深埋式阳极接地电阻(Ω)；

R_H——单支水平式阳极接地电阻(Ω)；

L——阳极长度(含填料)(m)；

d——阳极直径(含填料)(m)；

t——埋深(填料顶部距地表面)(m)；

ρ——阳极区土壤电阻率(Ω·m)。

(4) 组合阳极接地电阻的计算：

$$R_g = F\frac{R_V}{n} \tag{2-88}$$

式中 R_g——阳极组接地电阻(Ω)；

n——阳极支数；

R_V——单支阳极接地电阻(Ω)；

F——电阻修正系数(见图 2-70)。

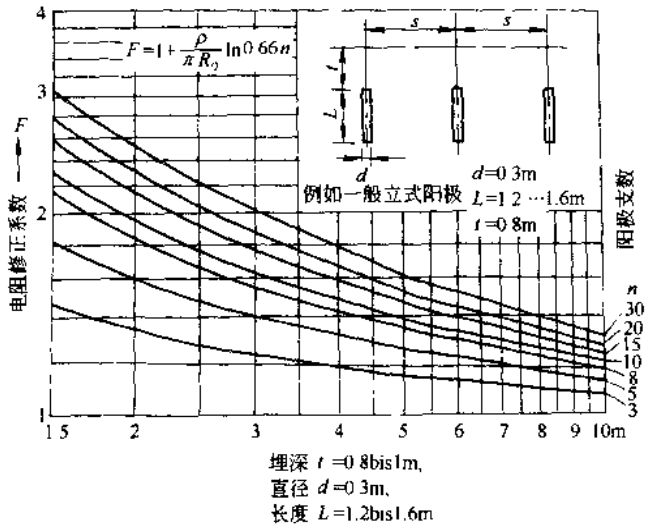


图 2-70　阳极接地电阻修正系数

(5) 辅助阳极寿命计算：

$$T = \frac{KG}{gI} \tag{2-89}$$

式中 T——阳极工作寿命(a)；

K——阳极利用系数，一般取 0.7～0.85；

G——阳极重量(kg)；

g——阳极消耗率[kg/(A·a)]见表 2-43；

I——阳极工作电流(A)。

(6) 阴极保护系统的电源功率计算：

$$P = \frac{IV}{\eta} \tag{2-90}$$

常用辅助阳极的性能 表 2-43

阳极材料	最大工作电流(mA/m²)		消耗率[kg/(A·a)]	
	土壤	水中	土壤	水中
废钢铁	5.4	5.4	8.0	10.0
废铸铁	5.4	5.4	6.0	6.0
高硅铸铁	32	32～43	<0.1	0.1
石墨	11	21.5	0.25	0.5
磁性氧化铁	10	400	约 0.1	约 0.1
镀铂铁	400	1000	6×10^{-6}	6×10^{-6}

式中 P——电源功率(W)；

η—— 电源效率，取 0.7；

V ——电源设备的输出电压(V)，

$$V=I(R_a+R_L+R_c)+V_f$$

其中 R_a ——阳极接地电阻(Ω)；

R_L—— 导线电阻(Ω)；

R_c—— 阴极土壤过渡电阻(Ω)；

V_f——焦炭地床的反电动势(V)；

I—— 电源设备的输出电流(A)，

$$I=2I_0$$

I_0—— 单侧方向的保护电流(A)；

2.6.5.3 辅助阳极

(1) 阳极性能的辅助阳极应具有下列基本性能：

① 消耗率低，并与环境或阳极氧化形成的腐蚀产物无关。

② 极化低。

③ 良好的导电性及低的阳极电阻。

④ 足够的机械强度和稳定性。

⑤ 耐磨蚀，抗侵蚀。

⑥ 材料广，价格低廉。

(2) 常用的阳极有钢铁阳极、高硅铸铁、石墨等：

1) 钢铁阳极：钢铁阳极是最普通的材料，其在腐蚀性介质中的耐蚀性能比其他阳极材料差，消耗率较大，并随电流密度的增加而加大，其消耗率在水中为 10.0kg/(A·a)；在土壤中为 8.0kg/(A·a)。

钢铁阳极的优点是：在运行时电极上析出气体很少，不存在“气阻”问题；在土壤中，钢铁阳极的腐蚀产物不会对阳极对地电阻造成影响，且对降低附近环境的高电阻率有益；材料易得，价格低廉。

钢铁阳极在土壤中，其腐蚀产物会增大极化电阻，可通过回填焦炭渣来降低。

作为阳极材料，通常只是使用废旧钢铁。

2) 高硅铸铁阳极：高硅铸铁阳极耐酸腐蚀性好，但在碱性溶液中的化学稳定性差。

高硅铸铁阳极的化学成分应符合表 2-44 的要求。

高硅铸铁阳极主要化学成分　　表 2-44

序号	名　称	主要化学成分(%)					杂质含量(%)	
		Si	Cr	Mn	C	Fe	P	S
1	高硅铸铁阳极	14～16		0.6～0.8	0.8～1.05	余量	≤0.25	≤0.1
2	含铬高硅铸铁阳极	14～16	4.0～4.5	0.6～0.8	0.8～1.05	余量	≤0.25	≤0.1

高硅铸铁阳极的允许电流密度为 5～80A/m²，消耗率应小于 0.5kg/(A·a)。

与高硅铸铁阳极连接的电缆接头要求：牢固可靠；接触电阻小(应小于 0.01Ω)；密封性好，在强电解状态下不渗透电解质。

高硅铸铁阳极在一般土壤中使用；当在盐渍土、海滨土壤中使用应采用含铬高硅铸铁阳极。

常用高硅铸铁阳极的规格见表 2-45。

常用高硅铸铁阳极规格　　表 2-45

序　号	阳极规格		阳极引出导线规格		质　量 (kg)
	直径(mm)	长度(mm)	截面(mm²)	长度(mm)	
1	50	1500	16	>1000	22
2	75	1500	16	>1000	35
3	100	1500	16	>1000	80

3) 石墨阳极：石墨阳极宜经浸渍处理，浸渍材料有石蜡、亚麻油和树脂，经浸渍填充孔隙后，其消耗率大幅下降，可有效地延长阳极寿命。

石墨阳极不应在密闭系统中使用，因为剥离下来的石墨颗粒会造成局部电偶腐蚀。表 2-46 是石墨在各种环境中的消耗率和电流密度参数。

石墨阳极参数　　表 2-46

环　境	消耗率[kg/(A·a)]	电流密度(A/m²)	环　境	消耗率[kg/(A·a)]	电流密度(A/m²)
回填料	0.9	≤10.8	海　水	0.045	43～10.8
泥	1.36	32.4	热　水	0.9	
淡　水	0.45	2.7～3.5			

常用石墨阳极规格见表 2-47。

常用石墨阳极规格　　表 2-47

序　号	阳极规格		阳极引出导线规格		质　量 (kg)
	直径(mm)	长度(mm)	截面(mm²)	长度(mm)	
1	75	1000	16	>1000	10
2	100	1450	16	>1000	23
3	150	1450	16	>1000	51

2.6.5.4 辅助阳极填包料

在土壤环境中的阳极地床，为了避免"气阻"，延长阳极寿命，通常均采用碳素回填料，因碳素回填料具有下列性能：降低阳极/土壤接触电阻；良好的导电率；颗粒界面电阻低；有利于气体逸出及导通性。

碳素回填料有石油焦、冶金焦及天然和人工石墨渣等。含碳墨应在85%以上，电阻率低，有利于阳极气体产物的排放。表2-48为碳素回填料的密度和电阻率。表2-49为碳素回填料的技术要求参数。

回填料的密度和电阻率　　表2-48

填料类型		密度 (kg/m^3)	电阻率(Ω·cm)		
			干	湿	夯实
焦炭渣	烧结焦炭渣	650～800	0.55	0.15	0.45
	烧结石墨焦颗粒	700～1100			
石墨渣	天然石墨颗粒	1100～1300	1.5	0.2	1.2
	碾碎的人造石墨	1100～1300			

焦碳渣技术参数　　表2-49

15mm过筛(%)	<100	固定碳(%)	>78
10mm过筛(%)	<85	灰分(%)	<19
5mm过筛(%)	<15	硫(%)	1.2
挥发性物质(%)	<3.25	电阻率(体积)(Ω·cm)	<55

2.6.5.5 电源——交流供电装置

(1) 整流器：宜采用桥式全波整流电路，其波纹系数应满足单相不大于50%，三相不大于5%的要求，最大温升不得超过85℃。在交流输入端和直流输出端应装有过流、防冲击等保护措施。

整流元件有硅、硒、锗三种。硅整流元件是阴极保护中最常用的，它具有很高的电流容量和整流电压，但硅二极管对超压和过载很敏感。

整流参数的选择，应根据保护对象和用途而异。为了避免对周围环境中金属构筑物的干扰影响，整流器的功率多限制在1000W以内(20A/50V)，特别是对于城市管网的保护尤为重要。

整流器的优点是：结构简单；性能稳定；价格便宜。

(2) 恒电位仪：是一种自动控制的整流器。它主要适用于金属构筑物，电解质的电位经常波动的地方。目前采用恒电位仪保护的较多，一般为可控硅恒电位仪。

恒电位仪的技术性能指标如下：

1) 电位连续可调范围：−0.50～−2.00V。

2) 电位控制精度：≤±20mV。

3) 输入阻抗：≥1MΩ。

4) 绝缘电阻：>100MΩ(电源进线对地)。

5) 抗交流干扰能力：≥12V(AC)。

6) 耐电压：≥750V(AC)(电源线对机壳)。

7) 负载波纹系数：单相≤5%；三相≤8%。

3 地下水取水

3.1 地下水源的选择

3.1.1 地下水源的特点

地下水是一种极其宝贵的资源，它与其他资源不同之处，在于这种资源能不断地得到补给。因此，地下水资源可广泛地应用于城市居民用水、工业用水和农业用水。我国《室外给水设计规范》(GBJ 13—86)中明确规定：符合卫生要求的地下水，宜优先作为生活饮用水水源，因为地下水具有较多优越性：

(1) 地下水在地层中渗流经过自然过滤，水质透明无色，一般仅需进行消毒处理。从生物或有机物的角度来看，地下水一般较地表水为优。

(2) 地下水在渗流过程中溶解了一些矿物质，其溶解性固形物含量，一般较地表水为高。有些溶解性固形物对人体有益。

(3) 地下水因其埋藏于含水层中，不易直接受地表污物的污染，卫生条件较好。

(4) 地下水水温低，常年变化不大，作生活用水使用方便；作冷却用水和空调用水，效率高、耗水量低。

(5) 地下水需要的净化处理构筑物少，占地面积小，基建投资省，日常维护费用低。

用地下水作为水源时，必须经过水文地质勘察，做出水量和水质可靠性评价。在地下水开发利用过程中，要对地下水资源采取有效保护措施，不允许过量开采，以防止出现地下水位持续下降、水质恶化、海水咸水入侵、地面沉降与塌陷等一系列环境问题。

3.1.2 水源地选择的原则

水源地选择首先要符合城市总体规划，保证安全供水，尽可能节省投资和运行管理费用。水源地选择应遵循下列原则：

(1) 水源地应选择在水质较好、补给充沛和便于保护和管理的地段。

(2) 水源地应选择在城市或居民区的上游，要避开污水排放口、污灌区和其他污染区。

(3) 水源地应满足近期和远期发展需要的供水量。

(4) 水源地应避开易发生地质灾害区、洪水淹没区和建筑物密集区。

(5) 水源地应选择地形平坦、工程地质条件较好和施工、维护方便的地区。

3.1.3 设计资料的搜集与分析

对于大、中型或复杂的地下水取水工程，按照不同设计阶段、必须有相应的水文地质勘察资料。在可行性研究阶段，必须有相当于规划阶段（普查阶段）的勘察报告，允许开采量要求达到D级精度；在初步设计阶段，必须有相当于初勘阶段（详查阶段）的勘察报告，允许开采量要求达到C级精度；在施工图阶段，必须有相当于详勘阶段（勘探阶段）的勘察报告，允许开采量要求达到B级精度。对需水量不大的小型取水工程，可以在水文地质测绘基础上，通过布置勘探生产井，取得相当于详勘阶段的勘察报告，作为设计依据。在进行设计前，应对水文地质条件、参数准确性、水量和水质可靠性进行分析论证，发现问题或不能满足设计时，应提出要求进行复核，必要时要求补充勘察工作。除此之外，尚需搜集其他方面的资料，一般应包括如下内容：

（1）拟建水源地所在区域的气象资料，包括气温、湿度、主导风向及频率、降水量、蒸发量。

（2）拟建水源地所在区域河流、沟渠的分布，地面水体的水文资料，包括流量、水位、流速、含砂量、河道淤积和变迁情况等。对傍河水源地，应着重搜集洪水或冰凌淹没范围、河水水质及其对地下水的影响。

（3）已有供水设施的供水量、水质和水位资料，取水构筑物、净化处理和输配水设施的运行情况，已有给水设施有否挖潜改造和扩建的可能性。

（4）城市总体规划和分区规划方面的资料，包括城市近期和远期发展规划、工业区和居民区的分布、主要用水户和用水量、城市环境现状及改善环境措施。

（5）与设计阶段相应的地形图和工程地质资料，包括地震烈度、冻土深度、泵房及管道经过地段土的物理力学性质和土地利用情况。

（6）施工现场的周围环境、交通运输和动力条件。

3.2 地下水取水构筑物的种类及适用范围

3.2.1 地下水取水构筑物的种类

地下水取水构筑物一般分为水平的和垂直的两种类型，有时两种类型也可结合使用。

（1）垂直取水构筑物：是指管井、大口井等。按过滤器进水部分在含水层中的位置或取用含水层的程度，又可分为完整井和非完整井。

（2）水平取水构筑物：是指渗渠、集水廊道等。根据渗渠在含水层埋设位置，又可分为完整式渗渠和非完整式渗渠。

（3）混合取水构筑物：是指辐射井、坎儿井和大口井与渗渠结合的取水构筑物。

3.2.2 地下水取水构筑物的适用范围

正确选用取水构筑物类型，对提高出水量、改善水质和降低工程造价影响很大。因此，除按表3-1适用条件选用外，还应考虑设备材料供应情况、施工条件和工期长短等因素。

地下水取水构筑物适用范围　　表 3-1

型式	尺寸	深度	适用范围				出水量
			地下水类型	地下水埋深	含水层厚度	水文地质特征	
管井	井径 50～1000mm，常用 200～600mm	井深 8～1000m，常用在 300m 以内	潜水、承压水、裂隙水、岩溶水	200m 以内，常用在 70m 以内	视透水性确定	适用于砂、砾石、卵石及含水粘性土、裂隙、岩溶含水层	一般 500～600m³/d，最大可达 2～3 万 m³/d，最小小于 100m³/d
大口井	井径 2～12m，常用 4～8m	井深在 20m 以内，常用 6～15m	潜水、承压水	一般在 10m 以内	一般为 5～15m	砂、砾石、卵石，渗透系数最好在 20m/d 以上	一般 500～10000m³/d，最大可达 2～3 万 m³/d
辐射井	集水井直径 4～6m，辐射管直径 50～300mm，常用 75～150mm	集水井井深常用 3～12m	潜水	埋深 12m 以内，辐射管距含水层应大于 1m	一般大于 2m	细、中、粗砂、砾石，但不可含漂石，弱透水层	一般 5000～50000m³/d，最大 310000m³/d
渗渠	直径 450～1500mm，常用 600～1000mm	埋深 10m 以内，常用 4～6m	潜水	一般在 2m 以内，最大达 8m	一般在 2m 以上	中、粗砂、砾石、卵石	一般 5～20m³/(d·m)，最大 50～100m³/(d·m)

3.3　水文地质参数的确定

3.3.1　水文地质参数的种类

水文地质参数是计算取水构筑物出水量和进行地下水资源评价所不可缺少的资料，参数的精度关系到计算与评价的准确程度。水文地质参数种类较多，其中比较常用的有影响半径、渗透系数、导水系数、释水系数、给水度、降水入渗系数等。这些参数可以通过有关试验、地下水动态观测和物探方法取得，在精度要求不高的情况下，还可以根据经验数值确定。

(1) 影响半径 R：在裘布衣公式中是指以抽水井为轴心的圆柱状含水层的半径。含水层边界上的水头保持常数，即影响半径是常量，它不以井的出水量、水位下降值的大小为转移。

影响半径 R 以长度 m 为单位，表示含水层对抽水井补给能力的抽象数值。

(2) 渗数系数 K：它是表示含水层的渗透性质，在达西公式中的物理意义是当水力坡等于 1 时的渗透速度，它的大小与地下水运动状态、粘滞系数、含水层颗粒大小、形状和排列有关，单位以 m/d 表示。

(3) 释水系数 S：它是指单位面积的含水层柱体，在水头降低 1m 时，释放的水体与柱体体积之比值，表示承压含水层释放出水能力的参数。

(4) 给水度 μ：表示潜水含水层在饱和状态下，在重力作用下可以自由流出的最大水量

的水体积与整个含水层体积之比值。

(5) 导水系数 T：它是表示含水层导水能力的参数。它等于渗透系数 K 与含水层厚度 M 的乘积，即 $T=KM$。单位以 m^2/d 表示。

(6) 压力传导系数 a：它是表示压力传移的速率，又称导压系数或水位传导系数，是渗透系数 K 与含水层厚度 M 的乘积与释水系数 S 的比值。即 $a=KM/S$。

(7) 越流系数 $\left[\frac{K'}{m'}、\frac{K''}{m''}、\left(\frac{K_1}{m_1}、\frac{K_2}{m_2}\right)\right]$：它是表示弱透水层在垂直方向上导水性能的参数。它是含水层上部或下部弱透水层的渗透系数 K 与弱透水层厚度 m 之比值。

(8) 降水入渗系数 α：它是指降水入渗量与降水量的比值。其值取决于地表土层的岩性和结构、地形坡度、植被以及降水量大小和形式等。

(9) 弥散系数 D：描述进入地下水流系统中污染物质稀释的时间、空间变化的参数称为弥散系数。它的方向取决于水流的动力作用方向，而与孔隙介质的方向及几何特性无关。它分为纵向弥散系数 $D_L=a_l V$ 和横向弥散系数 $D_T=a_T V$，单位为 m^2/d。a_l 与 a_T 为地下水的纵、横向弥散度，单位为 m。

3.3.2 对水文地质参数的精度要求

根据给水设计的不同阶段，我国《城市供水水文地质勘察规范》(CJJ 16—88)对水文地质参数精度作了如下规定：

(1) 在可行性研究阶段，水文地质参数可根据水文地质条件，按经验值确定。

(2) 在初步设计阶段，水文地质参数一般应根据野外试验数据确定。若水文地质条件简单，需水量明显小于补给量时，也可按经验值确定。

(3) 在施工图设计阶段，水文地质参数应采用野外试验和地下水动态观测所取得的数据确定。

3.3.3 水文地质参数的计算方法

(1) 影响半径：

1) 利用稳定流抽水试验观测孔中的水位下降值进行计算。在无界含水层中，当 $r_w \leqslant r \leqslant 0.178R$ 时，可按表 3-2 所列公式计算 R 值。

影响半径 R 计算公式 表 3-2

计算公式	符号说明
1. 承压水： 有一个观测孔时 $\lg R=\frac{S\lg r_1-S_1\lg r}{S-S_1}$ (3-1) 有二个观测孔时 $\lg R=\frac{S_1\lg r_2-S_2\lg r_1}{S_1-S_2}$ (3-2) 2. 潜水： 有一个观测孔时 $\lg R=\frac{1.366K(H^2-h^2)}{Q_1}+\lg r$ (3-3) 有二个观测孔时 $\lg R=\frac{S_1(2H-S_1)\lg r_2-S_2(2H-S_2)\lg r_1}{(S_1-S_2)(2H-S_1-S_2)}$ (3-4)	Q—井的出水量(m^3/d) r—抽水井的半径(m) H—静止水位高度或潜水含水层的厚度(m) h—抽水井内之动水位高度(m) S—抽水井内水位降深 S_1、S_2—观测孔内之水位降深(m) r_1、r_2—抽水井至观测孔之距离(m)

2）在不能取得足够资料时，可采用经验公式计算（见表 3-3）。

计算影响半径的经验公式　　表 3-3

计　算　公　式	符　号　说　明
潜水库萨金公式 $R=2S\sqrt{HK}$　(3-5) 承压水集哈尔特公式 $R=10S\sqrt{HK}$　(3-6)	R—影响半径(m) S—水位下降值(m) H—含水层厚度(m) K—渗透系数(m/d)

3）根据经验值估算影响半径 R 值：

① 根据颗粒直径确定影响半径 R（见表 3-4）。

根据颗粒直径确定影响半径 R 经验值　　表 3-4

地　层	地层颗粒		R(m)
	粒　径(mm)	占　重　量(%)	
粉　砂	0.05～0.10	70 以下	25～50
细　砂	0.10～0.25	>70	50～100
中　砂	0.25～0.5	>50	100～300
粗　砂	0.5～1.0	>50	300～400
砾　砂	1～2	>50	400～500
圆　砾	2～3		500～600
砾　石	3～5		600～1500
卵　石	5～10		1500～3000

② 根据单位出水量和单位水位下降值确定（见表 3-5、6）。

根据单位出水量确定影响半径 R 经验值　　表 3-5

单位出水量 $q=\frac{Q}{S_w}$		影响半径 R(m)
$m^3/(h\cdot m)$	L/(s·m)	
>7.2	>2.0	300～500
7.2～3.6	2.0～1.0	100～300
3.6～1.8	1.0～0.5	50～100
1.8～1.2	0.5～0.33	25～50
1.2～0.7	0.33～0.2	10～25
<0.7	<0.2	<10

根据单位水位下降确定影响半径 R 经验值　　表 3-6

单位水位降低 $=\frac{S_w}{Q}$　$S_w(m)$，Q(L/s)	
单位水位降低[m/(L·s)]	影响半径 R(m)
≤0.5	300～500
1.0～1.5	100～300
2.0～1.0	50～100
3.0～2.0	25～50
5.0～3.0	10～25
≥5.0	<10

（2）渗透系数：

1）利用稳定流抽水试验资料计算（见表 3-7）。

渗透系数 K 计算的常用公式 表 3-7

类型	承压水	潜水
完整井	$K=0.366\dfrac{Q(\lg R-\lg r)}{MS}$ (3-7)	$K=0.733\dfrac{Q(\lg R-\lg r)}{(2H-S)S}$ (3-8)
	$K=0.366\dfrac{Q(\lg r_2-\lg r_1)}{M(S_1-S_2)}$ (3-9)	$K=0.733\dfrac{Q(\lg r_2-\lg r_1)}{\Delta h_1^2-\Delta h_2^2}$ (3-10)
非完整井	$K=\dfrac{Q}{2\pi SM}\left(\ln\dfrac{R}{r}+\dfrac{M-l}{l}\ln\dfrac{1.12M}{\pi r}\right)$ l—过滤器长度(m)，使用范围 $M>150r$、$\dfrac{l}{M}>0.1$ (3-11) $K=\dfrac{0.16Q}{l(S_1-S_2)}\left[\operatorname{arsh}\dfrac{l}{r_1}-\operatorname{arsh}\dfrac{l}{r_2}\right]$ $l<0.3M$，$r_1=0.3r_2$ (3-13)	$K=\dfrac{Q}{\pi(H^2-h^2)}\left(\ln\dfrac{R}{r}+\dfrac{\bar{h}-l}{l}\ln\dfrac{1.12\bar{h}}{\pi r}\right)$ $\bar{h}=\dfrac{(H+h)}{2}$ 使用范围 $M>150r$，$\dfrac{l}{M}>0.1$ (3-12) $K=\dfrac{0.366Q(\lg r_2-\lg r_1)}{(S_1-S_2)(2S-S_1-S_2+l)}$ (3-14)

注：表中 Q——钻孔出水量(m^3/d)；

r_1、r_2——钻孔至观测孔距离(m)；

M——承压含水层厚度(m)；

H——潜水含水层厚度(m)；

K——渗透系数(m/d)；

S——水位降深(m)；

R——影响半径(m)；

r——钻孔半径(m)；

h——含水层平均厚度(m)；

Δh_1、Δh_2——观测内水位至孔底高度(m)。

2) 在无抽水试验资料时，可根据表 3-8 估算。

渗透系数经验数值 表 3-8

岩性	岩层颗粒		渗透系数 K(m/d)	岩性	岩层颗粒		渗透系数 K(m/d)
	粒径(mm)	所占比重(%)			粒径(mm)	所占比重(%)	
轻亚粘土			0.05～0.1	粗砂	0.5～1.0	>50	25～50
亚粘土			0.01～0.25	砾砂	1.0～2.0	>50	50～100
黄土			0.25～0.50	圆砾			75～150
粉土质砂			0.50～1.0	卵石			100～200
粉砂	0.05～0.1	70 以下	1～5	块石			200～500
细砂	0.1～0.25	>70	5～10	碛石			500～1000
中砂	0.25～0.5	>50	10～25				

(3) 导水系数、释水系数和压力传导系数：导水系数 T、释水系数 S 和压力传导系数 a 可采用泰斯双对数法(配线法)求得。根据非稳定流多孔(带有一个观测孔)或单孔抽水试验

资料绘制 lgS-lg$t$ 曲线并将其叠置在泰斯标准量板上，同时保持坐标平移，使两条曲线配合一起[见图 3-1(a)、(b)]，从而得到任一点 S、$W(u)$、t、$\frac{1}{u}$的四个数值代入表 3-9 中的公式即可得到 T、S、a 值。

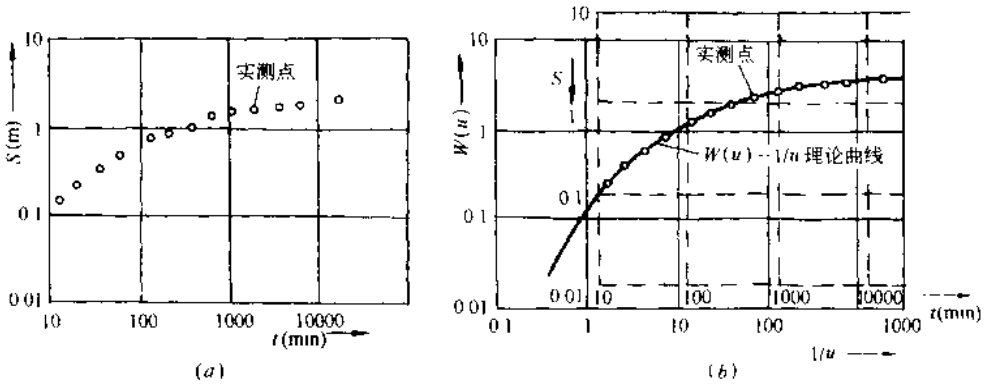


图 3-1　lgS-lg$t$ 曲线(a)和 $W(u)-\frac{1}{u}$曲线(b)

导水系数、释水系数、压力传导系数计算公式　　表 3-9

计　算　公　式		图　例　符　号
$T=\frac{0.08Q}{S}W(u)$	(3-15)	Q— 钻孔出水量(m^3/d) $W(u)$— 井函数
$S=\frac{4Tt}{r^2\frac{1}{u}}$	(3-16)	S—观测孔水位下降(m) r—观测孔至主孔距离(m)
$a=\frac{r^2}{4t}\frac{1}{u}$	(3-17)	$\frac{1}{u}$—从 $W(u)-\frac{1}{u}$曲线上查得

(4) 给水度：

1) 指示剂法：这种方法就是在观测孔中投入指示剂，从主孔中进行定量抽水，记录主孔中指示剂出现的时间，然后按表 3-10 所列公式计算，即可求得给水度值。

给水度 u 计算公式　　表 3-10

计　算　公　式		符　号　说　明
$u=\frac{Q}{V}100\%$	(3-18)	Q—重力作用排出的水量(m^3/d) V—饱和含水层所占体积(m^3) t— 指示剂出现时间(min) r_1—投剂孔至抽水孔距离(m) r—抽水孔的钻孔半径(m) h—含水层平均厚度(m)
$u=\frac{Qt}{\pi(r_1^2-r^2)h}$	(3-19)	

2）经验值：如因条件所限，精度要求不高，可按表 3-11 确定。

给水度 u 的经验值 表 3-11

岩性	给水度 u	岩性	给水度 u
粉砂与粘土	0.1～0.15	粗粒及砾石砂	0.25～0.35
细砂与流质砂	0.15～0.20	粘土胶结的砂岩	0.02～0.03
中　砂	0.20～0.25	裂隙灰岩	0.008～0.1

（5）降水入渗系数：

1）利用降水后观测孔中水位上升值计算降水入渗系数（见表 3-12）。

降水入渗系数计算公式 表 3-12

计算公式	$\alpha=\frac{\Delta h\mu_{cp}}{x}$ (3-20) 或 $\alpha=\frac{\mu(h_{max}-h+\Delta ht)}{x_t}$ (3-21)
符号说明	Δh—降水后入渗水量使地下水位升高的高度(m) μ_{cp}—计算段平均给水度 x—观测时间内的降水量(m) h—降水前观测孔中水柱高度(m) h_{max}—降水后观测孔中最大水柱高度(m) t—从 h 增大到 h_{max} 的时间(d) Δh—降水前 t_0 内水位天然平均降速(m/d) u—直接接受降水入渗的地层给水度 x_t—在水位上升期间的降水总量(m)

2）降水入渗系数可根据岩性按表 3-13 确定经验值。

入渗系数 α 的经验数值 表 3-13

岩石名称	α 值	岩石名称	α 值
亚粘土	0.01～0.02	裂隙岩石（裂隙度中等）	0.15～0.18
轻亚粘土	0.02～0.05	裂隙岩石（裂隙度较大）	0.18～0.20
粉　砂	0.05～0.08	裂隙岩石（裂隙极深）	0.20～0.25
细　砂	0.08～0.12	岩溶化极弱的灰岩	0.01～0.10
中　砂	0.12～0.18	岩溶化较弱的灰岩	0.10～0.15
粗　砂	0.18～0.24	岩溶化中等的灰岩	0.15～0.20
砾　砂	0.24～0.30	岩溶化较强的灰岩	0.20～0.30
卵　石	0.30～0.35	岩溶化极强的灰岩	0.30～0.50
坚硬岩石（裂隙极少）	0.01～0.10		
半坚硬岩石（裂隙较少）	0.1～0.15		

（6）地下水流速流向：是在野外用充电法测定的，它用食盐为指示剂投入到钻孔中，盐被地下水溶解形成一个电解体，可以看成是一个具有相同电位的良导体，随着地下水的流动，电解物的不断补充，相应地得到等电位线中心随地下水而流动，这样就可在地表上测定等电位中心的移动方向和速度，通过计算得到地下水的流速流向见图 3-2。计算公式见表 3-14。

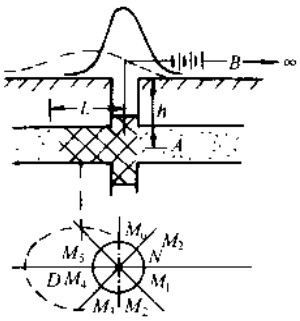


图 3-2　充电法测定地下水流速流向

地下水流速计算公式　　表 3-14

计算公式	符号说明
$V=\frac{\Delta R}{t}$　(3-22)	ΔR—在水流方向上半径的增长长度(m) t—观测时间(s)

（7）弥散系数：它既可以在室内测定，也可以在野外测定。经过实际比较，野外比室内所测得的弥散系数要大 2～5 个数量级。因此在需要建立水质模型和预报区域内，选择具有代表性和避开抽水井对流场影响地段作为场地，布置投源井（用 I^{131} 或食盐作示踪剂）并进行观测，见图 3-3、4。示踪剂投入后，通过水位观测和取样，绘制弥散曲线图，然后用二维弥散方程计算。

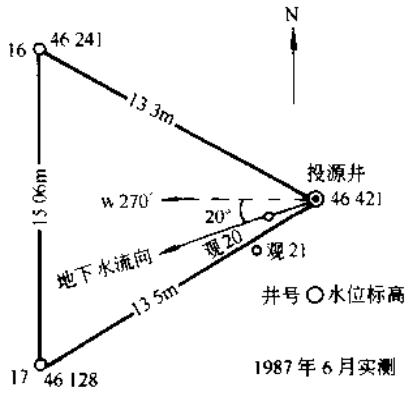


图 3-3　投源井及观测孔布置

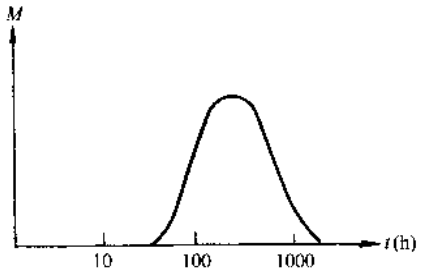


图 3-4　观测井中的示踪剂弥散曲线

3.4　水　量　评　价

3.4.1　水量分类及评价原则

（1）水量分类：它是地下水水量评价的理论基础。上世纪 50～60 年代，我国广泛采用前苏联普洛尼柯夫的分类，将地下水水量分为静储量、调节储量、动储量和开采储量，即所谓“四大储量”。上世纪 70 年代，我国学者在研究“三水”（大气降水、地表水与地下水）转化基础上，结合丰富实践经验，提出了地下水水量分类新方法，即分为补给量、储存量和开采量三大类，并被列入 1979 年颁发的《供水水文地质勘察规范》（GBJ 27—88）中，作为国标推行。

1）补给量：它是指天然状态或开采状态下，单位时间从地下径流、大气降水、地表水、相邻含水层越流和人工补给等途径进入含水层(带)的水量。按补给的形成条件又可分为天然补给量和开采补给量。

2）储存量：它是储存于含水层内重力水体积。根据含水层埋藏条件不同，又可分为容积储存量和弹性储存量。

3）允许开采量是指采用经济合理的取水构筑物，从含水层中取出的地下水量。

4）补给量、储存量和开采量之间关系：它们之间关系可用表 3-15 中所列关系式表示。

补给量、储存量和开采量之间关系 **表 3-15**

关 系 式	符 号 说 明
$Q_k=Q_b+Q_x\pm Fu\Delta S/\Delta t$ (3-23)	Q_k—开采量 Q_b—补给量 Q_x—开采时仍然存在的天然排泄量 $Fu\Delta S/\Delta t$—开采漏斗内所提供的储存量 F—降落漏斗面积 u—给水度 ΔS—当开采时间为 Δt 时的水位下降值

(2) 水量评价的原则：

1）充分运用地下水与大气降水、地表水相互转化的规律。

2）充分考虑水量、水质和水温三方面关系以及开采后可能发生的变化。

3）充分发挥储存量调节作用，把开采后排泄量的减少和开采量的增加因素全面考虑，达到以丰补欠，充分开发利地下水资源的目的。

4）要避免水源地之间相互影响，采用合理布局，优化开采方案。

3.4.2 补给量的计算

(1) 地下径流量计算：无论在天然条件下或开采条件下，进入含水层的地下径流量均可按表 3-16 所列公式计算。

地下径流量计算公式 **表 3-16**

计 算 公 式	符 号 说 明
$Q=KIBH$(或 M) (3-24)	Q—地下径流量(m^3/d) K—渗透系数(m/d) I—水力坡度 B—计算断面宽度(m) $H(M)$—潜水或承压含水层厚度(m)

(2) 大气降水入渗量的计算：大气降水是通过包气带进入含水层的，因此要根据包气带不同岩性分别测得入渗系数。计算时，还要统计多年降水量频率，选用频率较高值。计算公

式见表 3-17。

降水入渗量计算公式　　表 3-17

计算公式	符号说明
$Q=Fax/365$　(3-25)	Q—降水入渗量(m^3/d) F—降水入渗面积(m^2) a—降水入渗系数 x—降水量(m)

(3) 河水入渗量的计算：当地下水与河水有密切联系时，除通过河流上下游断面测量其渗漏量外，更应注意到河水转化为地下水所增加的开采补给量。在河水位随季节变化不大时，把河水年平均水位作为原始水位，把开采区的动水位看成是明渠水位。可按表 3-18 稳定的平面流公式近似计算。

河水入渗量计算公式　　表 3-18

计算公式	符号说明
$Q=BK\dfrac{H_2-h}{l_2}\dfrac{H_2+h}{2}$ $=BK\dfrac{H_2^2-h^2}{2l_2}$　(3-26)	Q—河水入渗量(m^3/d) K—渗透系数(m/d) B—河水对供水井群的补给宽度(m) H_2—河水水位至含水层底板的高度(m) h—供水井群动水位高度(m) l_2—井群至水边直线距离(m)

(4) 灌溉水入渗量的计算：灌溉水入渗包括田间入渗和渠系入渗两个方面，可按表 3-19 所列公式计算。

灌溉入渗量计算公式　　表 3-19

计算公式	符号说明
$Q=\mu\Delta hA/365$　(3-27) 或 $Q=q_{cp}At/365$　(3-28)	Q—灌溉入渗量(m^3/d) μ—给水度 Δh—灌溉引起地下水位升幅(m) A—灌溉面积(m^2) q_{cp}—灌溉入渗强度平均值(m/d) t—灌溉期天数(d)

(5) 越流补给量的计算：相邻含水层的垂直越流补给量，可按表 3-20 所列公式计算。

越流补给量计算公式　　表 3-20

计算公式	符号说明
$Q=K_1F_1\dfrac{H_1-h}{M_1}+K_2F_2\dfrac{H_2-h}{M_2}$　(3-29)	Q—越流补给量(m^3/d) K_1、M_1、K_2、M_2—开采层上、下部弱透水层的垂直渗透系数(m/d)和厚度(m) H_1、H_2—与开采层相邻上、下含水层的水位(m) F_1、F_2—越流面积(m^2) h—开采含水层的水位或开采漏斗的平均水位(m)

3.4.3 储存量的计算

根据地下水类型和含水层性质，应分别计算容积储存量和弹性储存量。潜水含水层只计算容积储存量，承压含水层除计算容积储存量外，还要计算弹性储存量。计算公式见表3-21。

储存量计算公式　　表3-21

计算公式	符号说明
1. 容积储存量 $W=u\bar{V}$　(3-30) 2. 弹性储存量 $W=FSh$　(3-31)	W—储存量(m^3) u—给水度 $\bar{V}$—含水层体积(m^3) F—承压含水层的计算面积(m^2) S—弹性释水系数 h—承压含水层自顶板算起的水头高度(m)

3.4.4 允许开采量的计算

3.4.4.1 水量均衡法

水量均衡法是水量评价的基本方法，适用于地下水埋藏较浅，补给和排泄条件单一的地区，如山前冲洪积平原和岩溶地区。

对于一个含水层来说，在补给和消耗的不平衡发展过程中，任一时间的补给量和消耗量之差，应等于含水层中水体积变化量，这是水量均衡法的基本原理。根据这个原理，把未来开采量作为一种消耗量，可建立开采条件下的水量均衡方程式：

$$Fu\frac{\Delta h}{\Delta t}=(Q_T-Q_c)+(W-Q_k) \tag{3-32}$$

式中 $Fu\frac{\Delta h}{\Delta t}$——单位时间内含水层中的水体积变化量($m^3$)；

F——含水层面积或均衡区面积(m^2)；

u——含水层的平均给水度；

Δt——计算时间或均衡期(a)；

Δh——在Δt时间内含水层水位的平均变幅(m)；

Q_T-Q_c——含水层的侧向流入量(Q_T)和流出量(Q_c)之差(m^3/a)；

Q_c——含水层中地下水天然流出量及人工排出量之和；

$W-Q_k$——在垂直方向上含水层的补给量(W)和消耗量(Q_k)之差(m^3/a)。

$$W=Q_{s_1}+Q_{s_2}+Q_{s_3}+Q_{s_4}-Z \tag{3-33}$$

式中 Q_{s_1}——平均降水入渗量(m^3/a)；

Q_{s_2}——平均地表水入渗量(m^3/a)；

Q_{s_3}——平均越流补给量(m^3/a)；

Q_{s_4}——灌溉水入渗量(m^3/a)；

Z——平均潜水蒸发量(m^3/a)；

Q_k——预测的开采量(m^3/a)。

当开采过程中，Δh 为负值时

$$Q_k=(Q_T-Q_c)+W+Fu\frac{\Delta h}{\Delta t} \tag{3-34}$$

用式(3-34)得出开采量，一般比实际开采量大。因此，应根据实际情况乘以小于 1 的开采系数。

3.4.4.2　补偿疏干法

补偿疏干法适用于地下水补给集中在雨季或受间歇性河流补给地区。当所需开采量较大，而在枯水期无法补给或补给较小时，需要动用部分或大部分储存量，而这一部分储存量可在丰水期得到补偿(当年或多年周期性补偿)。

在定量抽水条件下，当经过 t_0 时段水位下降出现 S_0 以后，水位便开始等速下降，下降速度等于出水量与漏斗给水面积的比值：

$$V=\frac{S_1-S_0}{t_1-t_0}=\frac{Q_1}{uF} \tag{3-35}$$

$$uF=\frac{Q_1(t_1-t_0)}{S_1-S_0} \tag{3-36}$$

式中　uF——区域降落漏斗的给水面积(m^2)；

Q_1——旱季抽水时的固定出水量(m^3/d)；

t_1、S_1——旱季抽水延续时间(d)和相应的水位下降值(m)。

根据 uF 值求允许开采量的方法是：

(1) 求雨季的补给量：设在雨季抽水时，经过 Δt 时段后水位回升 ΔS，出水量 Q_2，则补给量为

$$Q_{补}=uF\frac{\Delta S}{\Delta t}+Q_2 \tag{3-37}$$

(2) 求全年允许开采量：如一年内地下水接受补给时间为 t，则总的补给量为 $Q_{总补}=Q_{补}t$，由此得允许开采量为

$$Q_{允开}=\frac{Q_{总补}}{365}=\frac{t_{补}}{365}\left(uF\frac{\Delta S}{\Delta t}+Q_2\right) \tag{3-38}$$

3.4.4.3　水文地质比拟法

在水文地质条件基本清楚而又有水源地长期开采的观测资料时，采用比拟法可近似地解决水量评价问题。目前常用的是开采模数法，其公式为

$$Q_0=M_0F \tag{3-39}$$

式中　Q_0——水量评价区的开采量(m^3/d)；

F——评价区的面积(m^2)；

M_0——开采模数[$m^3/(d\cdot km)$]，它根据实际开采量或排水量求出，

$$M_0=\frac{Q_c}{F_T} \tag{3-40}$$

其中　Q_c——已开采地区的开采量或排水量(m^3/d)；

F_T——上述开采地区降落漏斗所占面积(m^2)。

允许开采量计算的常用方法，尚有试验推断法、降落漏斗法、井群干扰法、平均布井法、

等等。随着科学技术的发展，在解决复杂水文地质问题上，已逐渐为数值法和电模拟法所代替。数值法可以描述不同初始条件和边界条件下的非均质、各向异性的含水层。在水量评价中采用数值法常用的有限差分法和有限单元法。这两种方法都把刻划地下水运动规律的数学模型离散化（只是离散方法不同），把定解问题化成代数方程组，解出区域内有限个结点数值解，从而比较真实地解决允许开采量计算与评价问题。

3.5 管　井

3.5.1 管井出水量计算

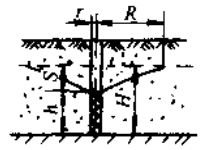
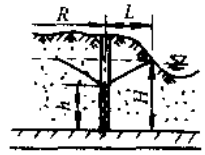
管井出水量计算方法通常有两种，即理论公式和经验公式。理论公式可以根据水文地质取得参数进行计算，其精度较差，适用于水源选择，供水方案编制或初步设计阶段。经验公式是在抽水试验基础上进行计算，能反映实际情况，适用于施工图设计阶段，确定井的型式、构造、井数和井群布置方式。

3.5.1.1 单井出水量计算

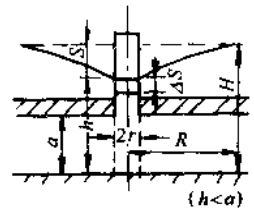
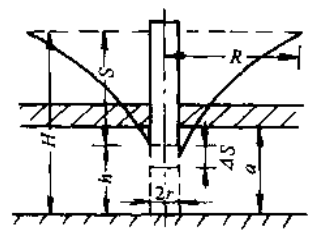
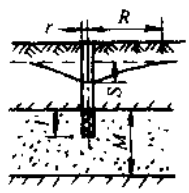
（1）稳定流单井出水量计算：

1）常用理论公式及适用条件：已知含水层渗透系数和影响半径等，计算管井在不同水位下降时的出水量，可按表 3-22 所列公式计算。

稳定流单井出水量计算公式　　表 3-22

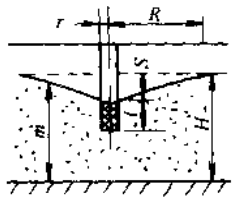
管井型式	含水层类型	图　式	公　式	适用条件
完整井	无压水		$Q=\frac{1.366K(2H-S)S}{\lg\frac{R}{r}}$　(3-41)	1. 层流 2. $S\leqslant\frac{1}{2}H$ 3. 远离水体或河流
			$Q=1.366K\frac{H^2-h^2}{\lg\frac{2L}{r}}$　(3-42)	1. 层流 2. 井距河边水线 $L<0.5R$
			$Q=6.28K\sqrt[m]{\frac{m-1}{m^{1-1}}(H^{m-1}-h^{m-1})r^{m-1}}$ $m=1.0-2.0$　(3-43)	裂隙水

续表

管井型式	含水层类型	图　式	公　式	适用条件
完整井	承压水		$Q=\frac{2.73aKS}{\lg\frac{R}{r}}$　(3-44)	1. 层流 2. $h>a$
			$Q=1.366K\frac{2aH-a^2-h^2}{\lg\frac{R}{r}}$　(3-45)	1. 层流 2. $h<a$
			$Q=6.28Ka\sqrt{\frac{(H-h)(m_0-1)}{\frac{1}{r^{m_0-1}}-\frac{1}{R^{m_0-1}}}}$ $m_0=\frac{\lg\frac{S_1}{S_2}}{\lg\frac{Q_1}{Q_2}}$　(3-46) 式中　Q_1、Q_2—抽水孔第一次水位降深(S_1)和第二次水位降深(S_2)的相应出水量	裂隙水
非完整井	承压水		$Q=\frac{2.73KMS}{\frac{1}{2a}\left(2\lg\frac{4M}{r}-A\right)-\lg\frac{4M}{R}}$　(3-47) 式中　A—取决于 $a=\frac{1}{M}$	1. $l>0.3a$ 2. 下降水位高于过滤器 3. 过滤器与不透水层顶板相连接
			$Q=2.73K\frac{l_S}{\lg(1.6l)-\lg r}$　(3-48)	1. $l<0.3a$ 2. 下降水位高于过滤器 3. 过滤器与不透水层顶板相连接

M	0.05	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
A	3.5	2.8	2.2	1.8	1.6	1.3	1.1	0.8	0.6	0.4	0.0

续表

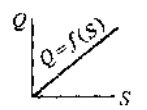
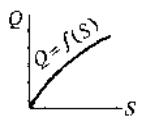
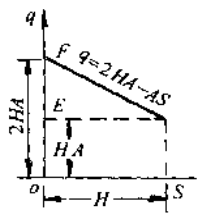
管井型式	含水层类型	图　式	公　式	适用条件
非完整井	无压水		$Q=1.366KS\left(\frac{l+S}{\lg\frac{R}{r}}-\frac{l}{\lg\frac{0.66l}{r}}\right)$ (3-49)	1. 层流 2. $l<0.3H$ 3. 远离河岸或水体 4. 下降水位处在过滤器范围内

注：表中 Q——井出水量(m^3/d)；
H——无压含水层厚度或承压含水层的水头高度(m)；
a——承压含水层厚度(m)；
S——水位降深(m)；
h——井中的水深(m)；
R——影响半径(m)；
r——井的半径(m)；
L——岸边井距河边水线的距离(m)；
l——过滤器工作部分长度(m)；
K——渗透系数(m/d)。

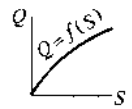
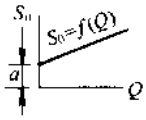
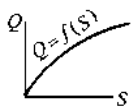
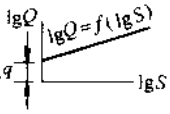
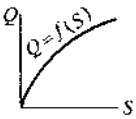
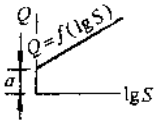
2）经验公式：采用经验公式计算出水量，通常需要水文地质勘察提出抽水试验资料或利用近似地区的抽水试验资料。经验公式能够全面地概括井的各种复杂因素，这是理论公式所不及的。但抽水试验井的结构应尽量接近设计井，否则应进行适当修正。

用经验公式计算时，需要确定井的出水量 Q 与水位下降 S 之间关系的曲线方程。据此可以求出在设计水位降深时井的出水量。根据 Q-S 曲线类型选择计算公式见表 3-23。选用表中公式计算，应有两次以上水位下降的抽水试验资料，在此基础上，给出出水量与水位下降的关系曲线，即 $Q=f(S)$，据此直观地判别有无直线关系。如是直线关系，可用公式(3-50)。

单井出水量经验公式　　表 3-23

线型	Q 和 S 的关系图形		计算公式	S 值外延极限	适用条件
	基本图形	转化后的图形			
直线型		$Q=f(S)$ 曲线通过坐标原点，即 $Q=f(S)$ 呈直线关系，不需转化	$Q=q_0S$ $S=\frac{Q}{q_0}$ (3-50)	$<1.5S_0$	承压含水层
抛物线型			$Q=Q_0\frac{(2H-S)S}{(2H-S_0)S_0}$ $S=\sqrt{H^2-\frac{S_0}{Q_0}(2H-S_0)Q}$ (3-51)	$<1.5S_0$ $<0.5H$	潜水含水层

续表

线型	Q和S的关系图形		计算公式	S值外延极限	适用条件
	基本图形	转化后的图形			
抛物线型			$Q=\frac{\sqrt{a^2+4bS}-a}{2b}$ $S=aQ+bQ^2$　(3-52)	1.75～2.0S_n	抽水试验结果与公式计算相符时可用于承压水和潜水含水层
指数曲线型			$Q=n\sqrt[m]{S}$ $S=\left(\frac{Q}{n}\right)^m$　(3-53)	1.75～2.0S_n	承压含水层。当抽水试验结果与公式计算相符时，亦可用于潜水含水层
对数曲线型			$Q=a+b\lg S$ $\lg S=\frac{Q-a}{b}$　(3-54)	2～3S_n	

注：表中 Q——推算设计出水量(m^3/d)；
S——相应 Q 时的水位降深(m)；
H——潜水含水层厚度(m)；
q_n——单位出水量[$m^3/(d\cdot m)$]；
Q_n——单井实测最大出水量(m^3/d)；
a、b——由抽水试验决定的试验参数；
S_n——相应 Q_n 时的最大水位降深(m)；
m、n——由抽水试验决定的试验参数。

如无直线关系，再根据抽水试验资料，列出抽水试验资料转化计算表格如下，并按表中数据制作转化后的图形选择计算公式。

抽水试验资料转化

抽水次数	水位下降 S(m)	出水量 Q(m^3/d)	$S_0=\frac{S}{Q}$	$q=\frac{Q}{S}$	lgS	lgQ
第一次	S_1	Q_1	S'_0	q_1	$\lg S_1$	$\lg Q_1$
第二次	S_2	Q_2	S''_0	q_2	$\lg S_2$	$\lg Q_2$
第三次	S_3	Q_3	S'''_0	q_3	$\lg S_3$	$\lg Q_3$
第 n 次	S_n	Q_n	S^n_0	q_n	$\lg S_3$	$\lg Q_4$

为了提高计算的精度，经验公式中的系数可用均衡误差法、最小二乘法计算，但均需有三次抽降以上的抽水试验资料，系数的计算见表 3-24。也可以采用图解法求得。

经验公式中系数的计算方法　　表 3-24

关系式	计算公式	均衡误差法	最小二乘法
$Q=q_nS$	$q_n=\frac{Q_n}{S_n}$	$q=\frac{\Sigma Q}{\Sigma S}$	$q=\frac{\Sigma Q}{\Sigma S^2}$
	$q_n=\frac{Q_n}{S_n}$ $A=\frac{Q_n}{2H-S_n}$		

续表

关系式	计算公式	均衡误差法	最小二乘法
$S=aQ+bQ^2$	$a=S_0''+bQ_1$ $b=\frac{S_0'-S_0''}{Q_2-Q_1}$ $S_0=\frac{S}{Q}$	$\sum_{1}^{n_1}S_0=n_1a+b\sum_{1}^{n_1}Q$ $\sum_{1}^{n_2}S_0=n_2a+b\sum_{1}^{n_2}Q$	$a=\frac{\Sigma S_0-b\Sigma Q}{N}$ $b=\frac{N\Sigma S_0-\Sigma S_0\Sigma Q}{N\Sigma Q^2-(\Sigma Q)^2}$
$Q=n\sqrt[m]{S}$	$m=\frac{\lg S_2-\lg S_1}{\lg Q_2-\lg Q_1}$ $\lg n=\lg Q_1-\frac{\lg S_1}{m}$	$\left.\begin{aligned}\sum_{1}^{n_1}\lg Q&=n_1\lg n+\frac{1}{m}\sum_{1}^{n_1}\lg S\\ \sum_{1}^{n_2}\lg Q&=n_2\lg n+\frac{1}{m}\sum_{1}^{n_2}\lg S\end{aligned}\right\}$	$\frac{1}{m}=\frac{N\Sigma(\lg Q\lg S)-\Sigma\lg Q\Sigma\lg S}{N\Sigma(\lg S)^2-(\Sigma\lg S)^2}$ $\lg n=\frac{\Sigma\lg Q-\frac{1}{m}\Sigma\lg S}{N}$
$Q=a+b\lg S$	$a=Q_1-b\lg S_1$ $b=\frac{Q_2-Q_1}{\lg S_2-\lg S_1}$	$\left.\begin{aligned}\sum_{1}^{n_1}Q&=n_1a+b\sum_{1}^{n_1}\lg S\\ \sum_{1}^{n_2}Q&=n_2a+b\sum_{1}^{n_2}\lg S\end{aligned}\right\}$	$a=\frac{\Sigma Q-\frac{1}{m}\Sigma\lg S}{N}$ $b=\frac{N\Sigma(Q\lg S)-\Sigma Q\lg S}{N\Sigma(\lg S)^2-(\Sigma\lg S)^2}$

注：表中 S_0——抽水试验的单位降深(m)；

S'_0——第一次抽降时的单位降深(m)；

S''_0——第二次抽降时的单位降深(m)；

n_1、n_2——均衡误差法求系数，将三次以上抽降分成两组计算，第一组和第二组降深次数；

N——降深次数。

(2) 非稳定流单井出水量计算：在无界含水层进行抽水时，井的出水量和水位下降在不同时间是不同的，可根据非稳流抽水试验取得参数计算单井出水量(见表 3-25)。

非稳定流单井出水量计算公式 表 3-25

含水层类型	管井型式	计算公式	
		$\frac{r^2}{4at}\leqslant 0.1$	$0<\frac{r^2}{4at}<\infty$
承压水	完整井	$Q=\frac{4\pi KMS_w}{\ln\frac{2.25at}{r_w^2}}$	$Q=\frac{4\pi KMS}{-E_i\left(-\frac{r^2}{4at}\right)}$ (3-55)
	非完整井	$Q=\frac{4\pi KMS_w}{\ln\frac{2.25at}{r_w^2}+\zeta_0\left(u,\frac{M}{r},\frac{l}{M}\right)}$	$Q=\frac{4\pi KMS}{-E_i\left(-\frac{r^2}{4at}\right)+E_0\left(u,\frac{M}{r},\frac{l}{M}\right)}$ (3-56)

续表

含水层类型	管井型式	计算公式		
		$\frac{r^2}{4at}\leqslant 0.1$	$0<\frac{r^2}{4at}<\infty$	
潜水	完整井	$Q=\frac{2\pi K(2H-S_w)S_w}{\ln\frac{2.25at}{r_w^2}}$	$Q=\frac{2\pi K(2H-S)S}{E_i\left(-\frac{r^2}{4at}\right)}$	(3-57)
	非完整井	$Q=\frac{2\pi K(2H-S_w)S_w}{\ln\frac{2.25at}{r_w^2}+\zeta_0\left(u,\frac{M}{r},\frac{l}{M}\right)}$	$Q=\frac{2\pi K(2H-S)S}{-E_i\left(-\frac{r^2}{4at}\right)+\zeta_0\left(u,\frac{H}{r},\frac{l}{H}\right)}$	(3-58)
承压—潜水	完整井	$Q=\frac{2\pi K[(2H-M)M-h_0^2]}{\ln\frac{2.25at}{r_w^2}}$	$Q=\frac{2\pi K[(2H-M)M-h^2]}{-E_i\left(-\frac{r^2}{4at}\right)}$	(3-59)
	非完整井	$Q=\frac{2\pi K[(2K-M)M-h_0^2]}{\ln\frac{2.25at}{r_w^2}+\zeta_0\left(u,\frac{M}{r},\frac{l}{M}\right)}$	$Q=\frac{2\pi K[(2H-M)M-h^2]}{-E_i\left(-\frac{r^2}{4at}\right)+\zeta_0\left(u,\frac{M}{r},\frac{l}{M}\right)}$	(3-60)

注：表中 Q——单井出水量(m^3/d)；

M——承压含水层厚度(m)；

H——潜水含水层厚度或承压水水头高度(m)；

K——渗透系数(m/d)；

S——任意点水位降深(m)；

S_w——井内水位降深(m)；

r——任意点至水井距离(m)；

r_w——井的半径(m)；

t——抽水延续时间(d)；

h——任意点含水层中动水位高度(m)；

h_0——含水层底板至井内动水位高度(m)；

$-E_i\left(-\frac{r^2}{4at}\right)$——井函数，查表 3-26；

$\zeta\left(u,\frac{M}{r},\frac{l}{M}\right)$或$\zeta_0\left(u,\frac{H}{r},\frac{l}{H}\right)$——不完整井阻力系数，查表 3-27；

$u=\frac{r^2}{4at}$——井函数自变量。

3.5.1.2　井群布置与出水量计算

(1) 井群布置：井群布置方案应根据取水地段的水文地质条件确定。若傍河取水，一般是沿河布置一排或双排的直线井群，要避开有冲刷危险的河岸井与河岸保持一定的距离。在远离河流地区，一般是沿垂直地下水流向方向布置单排或多排的直线井群。若地下水丰富，也可以呈梅花形或扇形布置。井间距离通常可按影响半径的两倍计算，在个别情况，井群占地有限制时，一般可按相互干扰使单出水量减少不超过 25%～30%进行计算。

承压非稳定流井函数 $W(u)-u$　　表 3-26

u	e^{u}	$W(u)$或 $-E_i(-u)$	$F(u)$	u	e^{u}	$W(u)$或 $-E_i(-u)$	$F(u)$
0.00000001	1.0000	17.8435	7.76	0.010	1.0101	4.0379	1.77
0.00000005	1.0000	16.2340	7.06	0.025	1.0253	3.1365	1.40
0.0000001	1.0000	15.5409	6.75	0.050	1.0513	2.4679	1.13
0.0000006	1.0000	13.7491	5.97	0.075	1.0779	2.0867	0.98
0.000001	1.0000	13.2383	5.75	0.100	1.1052	1.8229	0.876
0.000005	1.0000	11.6289	5.06	0.15	1.1618	1.4645	0.740
0.00001	1.0000	10.9357	4.76	0.20	1.2214	1.2227	0.650
0.00005	1.0000	9.3263	4.05	0.25	1.2840	1.0443	0.584
0.0001	1.0001	8.6332	3.75	0.30	1.3499	0.9057	0.532
0.0005	1.0005	7.0242	3.06	0.35	1.4191	0.7942	0.490
0.001	1.0010	6.3315	2.75	0.40	1.4918	0.7024	0.456
0.005	1.0051	4.7261	2.06	0.46	1.5841	0.6114	0.420
0.50	1.6487	0.5598	0.401	2.60	13.4637	0.02185	0.128
0.60	1.8221	0.4544	0.360	2.80	16.4446	0.01686	0.124
0.70	2.0138	0.3738	0.327	3.00	20.0855	0.01305	0.114
0.80	2.2255	0.3106	0.301	3.20	24.5325	0.01013	0.108
0.90	2.4596	0.2602	0.278	3.40	29.9641	0.007891	0.103
1.00	2.7183	0.2194	0.259	3.60	36.5982	0.006160	0.0986
1.20	3.3201	0.1584	0.229	3.80	44.7012	0.004820	0.0933
1.40	4.0552	0.1162	0.205	4.00	54.5982	0.003779	0.0900
1.60	4.9530	0.08631	0.186	4.20	66.6863	0.002969	0.0780
1.80	6.0496	0.06471	0.170	4.40	81.4509	0.002336	0.0830
2.00	7.3891	0.04890	0.157	4.60	99.4843	0.001841	0.0797
2.20	9.0250	0.03719	0.146	4.80	121.5104	0.001453	0.0767
2.40	11.0232	0.02844	0.136	5.00	148.4132	0.001148	0.0742

非稳定流非完整井水流阻力系数 $\xi_0\left(u、\frac{r}{M}、\frac{l}{M}\right)$　　表 3-27

$\frac{l}{M}=0.25$ 时的 ξ_0 值

u \ r/M	0.01	0.03	0.1	0.2	0.5	1.0
$>10^{-5}$	18.18	11.93	5.75	2.97	0.70	0.10
10^{-5}	18.18	11.93	5.75	2.97	0.70	0.10
10^{-4}	18.13	11.93	5.75	2.97	0.70	0.10
10^{-3}	16.27	11.87	5.75	2.97	0.70	0.10
10^{-2}	11.33	9.86	5.70	2.97	0.70	0.10
10^{-1}	5.29	5.01	3.93	2.62	0.70	0.10
1	0.63	0.63	0.57	0.50	0.28	0.08
10	0.14	0.14	0.13	0.12	0.08	0.03

续表

$\frac{l}{M}=0.5$ 时的 s_0 值

u \ r/M	0.01	0.03	0.1	0.2	0.5	1.0
$<10^{-5}$	6.51	4.40	2.26	1.23	0.33	0.05
10^{-5}	6.51	4.40	2.26	1.23	0.33	0.05
10^{-4}	6.49	4.40	2.26	1.23	0.33	0.05
10^{-3}	6.65	4.37	2.26	1.23	0.33	0.05
10^{-2}	3.85	3.42	2.24	1.23	0.33	0.05
10^{-1}	1.78	1.71	1.44	1.06	0.33	0.05
1	0.22	0.21	0.20	0.18	0.12	0.01

$\frac{l}{M}=0.75$ 时的 s_0 值

u \ r/M	0.01	0.1	0.2	0.5
$<15^{-5}$	2.02	0.64	0.33	0.08
10^{-5}	2.02	0.64	0.33	0.08
10^{-4}	2.01	0.64	0.33	0.08
10^{-3}	1.81	0.64	0.33	0.08
10^{-2}	1.26	0.64	0.33	0.08
10^{-1}	0.59	0.44	0.30	0.08
1	0.07	0.06	0.05	0.03

(2) 出水量计算：

1) 理论公式：采用理论公式计算出水量往往出入较大，有条件最好用生产试验资料进行校正。

① 沿河布置井群：完整井：岸边井群呈直线排列(见图3-5、6)，每个井的出水量按式(3-61)计算：

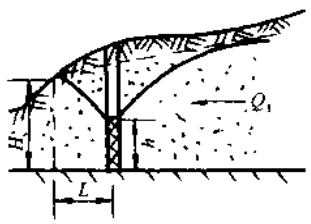


图 3-5　岸边井群出水量计算

ⅰ．$$Q=a\frac{2\beta}{1+\beta}\left[Q_1+\frac{2aKT}{L}(H-h)\right]\quad(\mathrm{m^3/d})\tag{3-61}$$

$$\beta=\frac{1}{1+\frac{2a}{L}B}$$

$$B=0.733\lg\frac{a}{\pi r}$$

式中　a——淤塞系数，可参照以下数字：当河水很清时 $a=0.8$；中等浑浊度时 $a=0.6$；浑浊度很高且冲刷力很差时 $a=0.3$；

K——渗透系数(m/d)；

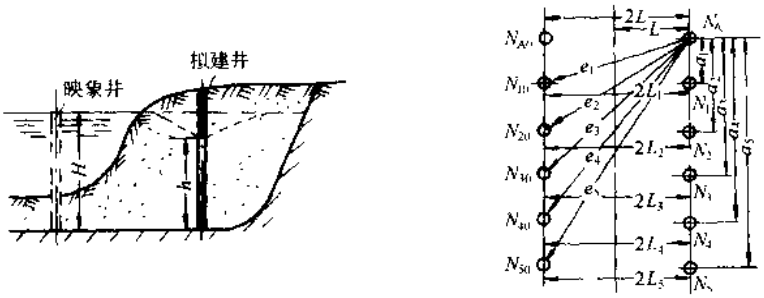


图 3-6　岸边井群出水量计算

Q_1 ——宽度为 $2a$ 范围内，从分水岭流来的地下水流量(m^3/d)；

T——无压水中采用$\frac{H+h}{2}$(m)；

L——井群至岸边距离(m)；

H——不透水层至水体水面高度(m)；

h——抽水时井中水位至基岩高度(m)；

a——1/2 井距(m)；

r——井的半径(m)。

ⅱ. $$H^2-h^2=\frac{Q}{1.37K}\lg\frac{2Le_1e_2e_3}{ra_1a_2a_3} \tag{3-62}$$

式中　H、K、r——与图 3-5 相同；

L——由 N_A 井至河水边线距离(m)；

h——井中水深(m)；

a_1、a_2、a_3……——由 N_A 井至 N_1、N_2、N_3 等井的距离(m)；

e_1、e_2、e_3……——由 N_A 井至 N_{10}、N_{20}、N_{30} 等映象井的距离(m)(这些映象井与 N_1、N_2、N_3 等井联线垂直于河流，相应各井的间距为 $2L_1$、$2L_2$、$2L_3$ 等，其中 L_1、L_2、L_3 等为 N_1、N_2、N_3 等井至河水边线的距离)。

② 远离河床布置井群：

ⅰ. 完整井：井群呈直线排列。

(ⅰ) 承压水：

$$Q'=6.28\frac{KMS}{2.3\lg\frac{a}{\pi r}+1.57\frac{R}{a}}\quad(m^3/d) \tag{3-63}$$

(ⅱ) 无压水：

$$Q'=3.14\frac{K(2H-S)S}{2.3\lg\frac{a}{\pi r}+1.57\frac{R}{a}}\quad(m^3/d) \tag{3-64}$$

ⅱ. 非完整井：井群呈直线排列。

(ⅰ) 承压水(见图 3-7)：

$$Q'=6.28\frac{KMS}{N}\frac{\beta}{1+\beta}\quad(m^3/d) \tag{3-65}$$

（ⅱ）无压水（见图 3-8）：

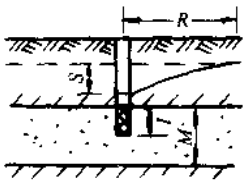


图 3-7　承压水非完整井群计算

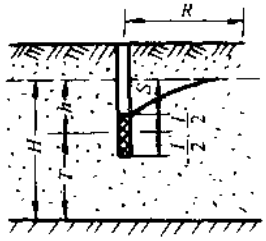


图 3-8　无压水非完整井群计算

$$Q'=3.14KS\left[\frac{2h-S}{2.3\lg\frac{a}{\pi r}+1.57\frac{R}{a}}+\frac{2T\beta'}{(1+\beta')N'}\right]\quad(\mathrm{m^3/d})\qquad(3\text{-}66)$$

式中　K——渗透系数（m^4/d）；

M——承压含水层的厚度（m）；

S——设计的水位降深（m）；

R——影响半径（m）；

H——无压含水层的厚度（m）；

a——两井间距的 1/2（m）；

r——井的半径（m）；

N、N'——与井群布置有关的系数，分别为

$$N=2.3\lg\frac{a}{\pi M}+1.57\frac{R}{a}$$

$$N'=2.3\lg\frac{a}{\pi T}+1.57\frac{R}{a}$$

$$\beta=\frac{N}{\xi_0},\beta'=\frac{N'}{\xi'_0}$$

$$\xi_0=\frac{1}{2h}\left[4.6\lg\frac{4M}{r}-A\right]-1.38$$

$$\xi'_0=\frac{1}{2h'}\left[4.6\lg\frac{4T}{r}-A\right]-1.38$$

$$h=\frac{1}{M},h'=\frac{l}{2T}$$

$$h=S+\frac{l}{2}$$

$$T=H-h$$

其中　l——过滤器工作部分之长度（m）；

A——与 $\bar{h}$ 和 $\bar{h}'$ 有关的系数按表 3-28 数值采用。

A 与 $\bar{h}$ 和 $\bar{h}'$ 的关系　　表 3-28

$\bar{h}$ 和 $\bar{h}'$ 值	0.05	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
A 值	8	7	5	4	3.2	2.5	2.0	1.5	1.0	0.5	0

2）经验公式：采用经验公式计算比理论公式接近实际。对承压含水层或无压含水层，完整井与非完整井，井群沿河布置与远离水体布置都能适用。当有足够抽水试验资料时，应采用经验公式，互阻出水量减少系数按式(3-67)、式(3-68)计算：

$$a=\frac{Q-Q'}{Q}=1-\frac{Q'}{Q} \tag{3-67}$$

$$Q'=Q(1-a) \tag{3-68}$$

式中　a ——出水量减少系数；

Q——无互阻时的出水量；

Q'——有互阻时的出水量。

① 当 Q-S 呈直线关系时，井的出水量减少系数按式(3-69)、式(3-70)计算(参见图 3-9)：

$$a_1=\frac{t_1}{S_2+t_1} \tag{3-69}$$

$$a_2=\frac{t_2}{S_1+t_2} \tag{3-70}$$

$$Q'_1=Q_1(1-a_1)$$

$$Q'_2=Q_2(1-a_2)$$

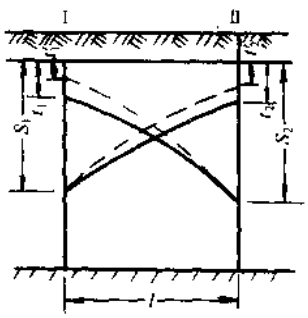


图 3-9　井群互阻计算

式中　a_1、a_2——分别为Ⅰ号与Ⅱ号井出水量减少系数；

S_1、S_2——为两井同时抽水时各井的水位降深(m)；

t_1、t_2——各井单独抽水时，使另外井的水位降深(m)；

Q_1、Q'_1——Ⅰ号井无互阻和有互阻时的出水量(m^3/h)；

Q_2、Q'_2——Ⅱ号井无互阻和有互阻时的出水量(m^3/h)。

当设计井距不等于两试验井距时，a_x 值应按下式换算：

$$a_x=a_l\frac{\lg\frac{R}{x}}{\lg\frac{R}{l}} \tag{3-71}$$

$$t_x=t_l\frac{\lg\frac{R}{x}}{\lg\frac{R}{l}} \tag{3-72}$$

式中　a_x、t_x——井间距为 x 时出水量减少系数和单井抽水使另外井的水位降深(m)；

x——设计井的间距(m)；

l——试验井的间距(m)；

a_i、t_i—— 试验井出水量减少系数和单井抽水时使另外井的水位降深(m)。

某井处于井群互阻作用中，其出水量应按下式计算：

$$Q'=Sq'_i=Sq_i(1-\Sigma a) \quad (L/s) \tag{3-73}$$

$$\Sigma a=a_1+a_2+\cdots\cdots+a_n$$

式中　q'_i、q_i——某井有互阻和无互阻时的单位下降出水量[L/(s·m)]；

S—— 水位降深(m)。

② 当 Q-S 呈其他关系时，可按下列公式分别算出互阻时 a 或 Q' 值：

$$Q'=Q\frac{(2H-S-t')(S-t')}{(2H-S)S} \quad (L/s) \tag{3-74}$$

$$Q'=Q\frac{\sqrt{a^2+4b(S-t')}-a}{\sqrt{a^2+4bS}-a} \quad (L/s) \tag{3-75}$$

$$a=1-\sqrt[m]{1-\frac{t'}{S}} \tag{3-76}$$

$$Q'=(Q-a)\frac{\lg(S-t')}{\lg S}+a \quad (L/s) \tag{3-77}$$

式中　H、a、b、m——分别见公式(3-51)、式(3-52)、式(3-53)；

t'_1、t'_2——互相压低值(见图 3-9)，按下列公式计算：

$$t'_1=\frac{S_1t_1(S_2-t_2)}{S_1S_2-t_1t_2} \quad (m)$$

$$t'_2=\frac{S_2t_2(S_1-t_1)}{S_1S_2-t_1t_2} \quad (m)$$

S_1、S_2、t_1、t_2——同公式(3-69)、式(3-70)。

3.5.1.3　大厚度含水层中分段取水井组的布置与出水量计算

试验证明，在大厚度含水层中，在一定管径与一定水位降深条件下，管井出水量随过滤器长度的增长而增加，而单位出水量则随长度的增长而减少。当过滤器长度达到某一数值时，其增加出水量趋近于零。此长度即为该条件下过滤器的有效长度。该长度以外的过滤器对增加出水量无实际意义。

基于上述原因，对厚度超过 60m 的大厚度透水性能良好的含水层，经过抽水试验和技术经济比较证明合理时，可采用管井分段取水。

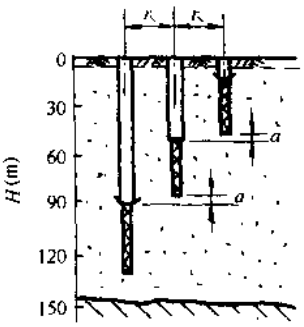


图 3-10　分段取水井组的布置

(1) 分段取水井组的布置(见图 3-10)，分段取水井组的布置可参照表 3-29。

井组的排列应沿地下水的流向。过滤器的设置深度应在动水位(无压水)或隔水层顶板(承压水)以下 1.5～2.0m。

(2) 出水量计算：大厚度含水层中分段取水管井的出水量计算，目前尚无较完善的方法，为进行概略的计算，下列公式可供设计参考。

分段取水井组的布置　　表 3-29

含水层厚度(m)	布置			
	管井数(个)	滤水管长(m)	水平间距 r_x(m)	垂直间距 a(m)
40~60	2	20~30	5~10	>5
60~100	2~3	20~25	5~10	≥5
>100	3	20~25	5~10	≥5

当开采井单独工作时，可按表 3-30 中的公式计算井中水位降深。

开采井单独工作时水位降深计算公式　　表 3-30

计算公式	符号说明
$S=\frac{Q}{2\pi Kl}\ln\frac{0.66l}{r}$　(3-78)	Q—开采井出水量(m^3/d) K—渗透系数(m/d) l—过滤器工作部分长度(m) r—过滤器半径(m)

各井单独工作时，对邻近水井水位下降的影响按表 3-31 中的公式计算。

各井单独开采时对邻近水井水位下降的影响　　表 3-31

计算公式	符号说明
$S_n=\frac{Q}{4\pi Kl}\left(\mathrm{Arsh}\frac{t-C}{r_x}+\mathrm{Arsh}\frac{C+l-t}{r_x}+\mathrm{Arsh}\frac{t+C+l}{r_x}-\mathrm{Arsh}\frac{C+t}{r_x}\right)$　(3-79)	S_n—任意点的水位降深值(m)； Q—取水井设计出水量(m^3/d)； K—渗透系数(m/d)； l—过滤器工作部分长度(m)； t—受影响水井过滤器上端至静水位距离(m)，一般 $t=C$，为了安全也可取 $t=C+\frac{l}{2}$； C—取水井过滤器上端至静水位距离(m)； r_x—取水井至受影响井的水平距离(m)； Arsh—反双曲线正弦函数，可由函数图解确定或用下式作近似计算： $\mathrm{Arsh}Z=\ln(Z+\sqrt{Z^2+1})$

利用公式(3-79)可计算处于相互影响的不完整井任意一点的水位降深值。

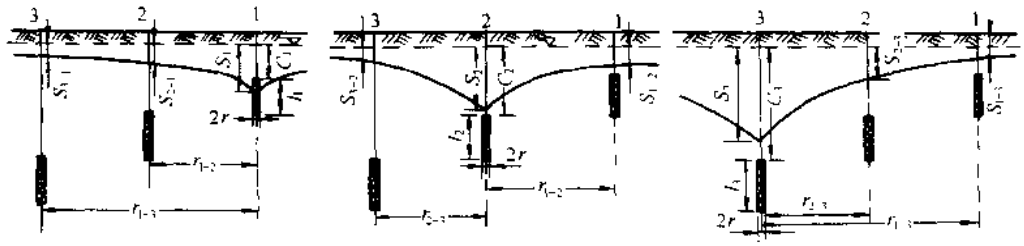
采用公式(3-79)应符合下述条件：

1) 含水层厚度大大超过取水井中的水位降深值，地下水处于承压状态(认为流向管井的水流垂直分速可忽略不计)。

2) 过滤器完全淹没于水中。

三个相互影响的不完整井的具体计算方法如下(见图 3-11)：

三个相互影响的不完整井各自水位干扰计算公式，见表 3-32。



(a)　(b)　(c)

图 3-11　三个相互影响的不完整井的计算

(a)当 1 号井对 2 号、3 号井影响时；(b)当 2 号井对 1 号、3 号井影响时；(c)当 3 号井对 1 号、2 号井影响时

三个相互影响的不完整井水位干扰计算　　**表 3-32**

某井抽水对各井水位削减值(m)　公式　各井出水量(m^3/d)	1 号井抽水，出水量为 Q_1 时	2 号井抽水，出水量为 Q_2 时	3 号井抽水，出水量为 Q_3 时
对 1 号井水位降深的削减值	$S_1=\frac{Q_1}{2\pi Kl_1}\ln\frac{0.666l_1}{r}$ (3-80)	$S_{1\cdot2}=\frac{Q_2}{4\pi Kl_2}\left(\mathrm{Arsh}\frac{C_1-C_2}{r_{1-2}}+\mathrm{Arsh}\frac{C_2+h-C_1}{r_{1-2}}+\mathrm{Arsh}\frac{C_1+C_2+h}{r_{1-2}}-\mathrm{Arsh}\frac{C_2+C_1}{r_{1-2}}\right)$ (3-81)	$S_{1\cdot3}=\frac{Q_3}{4\pi Kl_3}\left(\mathrm{Arsh}\frac{C_1-C_3}{r_{1-3}}+\mathrm{Arsh}\frac{C_3+l_3-C_1}{r_{1-3}}+\mathrm{Arsh}\frac{C_1+C_3+l_3}{r_{1-3}}-\mathrm{Arsh}\frac{C_3+C_1}{r_{1-3}}\right)$ (3-82)
对 2 号井水位降深的削减值	$S_{2\cdot1}=\frac{Q_1}{4\pi Kl_1}\left(\mathrm{Arsh}\frac{C_2-C_1}{r_{1-2}}+\mathrm{Arsh}\frac{C_1+l_1-C_2}{r_{1-2}}+\mathrm{Arsh}\frac{C_2+C_1+l_1}{r_{1-2}}-\mathrm{Arsh}\frac{C_1+C_2}{r_{1-2}}\right)$ (3-83)	$S_2=\frac{Q}{2\pi Kl_2}\ln\frac{0.66l_2}{r}$ (3-84)	$S_{2\cdot3}=\frac{Q}{4\pi Kl_3}\left(\mathrm{Arsh}\frac{C_2-C_3}{r_{2-3}}+\mathrm{Arsh}\frac{C_3+l_3-C_2}{r_{2-3}}+\mathrm{Arsh}\frac{C_2+C_3+l_3}{r_{2-3}}-\mathrm{Arsh}\frac{C_3+C_2}{r_{2-3}}\right)$ (3-85)
对 3 号井水位降深的削减值	$S_{3\cdot1}=\frac{Q_1}{4\pi Kl_1}\left(\mathrm{Arsh}\frac{C_3-C_1}{r_{1-3}}+\mathrm{Arsh}\frac{C_1+l_1-C_3}{r_{1-3}}+\mathrm{Arsh}\frac{C_3+C_1+l_1}{r_{1-3}}-\mathrm{Arsh}\frac{C_1+C_3}{r_{1-3}}\right)$ (3-86)	$S_{3\cdot2}=\frac{Q}{4\pi Kl_2}\left(\mathrm{Arsh}\frac{C_3-C_2}{r_{2-3}}+\mathrm{Arsh}\frac{C_2+l_2-C_3}{r_{2-3}}+\mathrm{Arsh}\frac{C_3+C_2+l_2}{r_{2-3}}-\mathrm{Arsh}\frac{C_2+C_3}{r_{2-3}}\right)$ (3-87)	$Q_3=\frac{Q_3}{2\pi Kl_3}\ln\frac{0.66l_3}{r}$ (3-88)

当三个井同时抽水时，每个井中的水位降深值为：

1 号取水井：$\Sigma S_1 = S_1 + S_{1-2} + S_{1-3}$(m)

2 号取水井：$\Sigma S_2 = S_2 + S_{2-1} + S_{2-3}$(m)

3 号取水井：$\Sigma S_3 = S_3 + S_{3-1} + S_{3-2}$(m)

3.5.2 管井构造设计

管井由井口、井壁管、过滤器和沉淀管组成，见图 3-12。井孔开凿后，是否下入井管，要根据具体情况确定。在松散层中取水，应全部设置井壁管、过滤器和沉淀管；在基岩中取水，除软质岩石和构造破碎带外，一般可直接通过井壁取水，或者只在设泵深度内，下入(设置)井管。

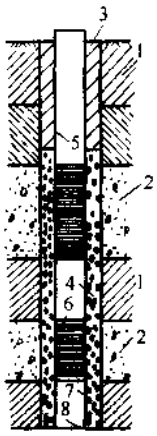


图 3-12　管井构造

1—非含水层；2—含水层；3—人工封闭物；4—人工填料；5—井壁管；6—过滤器；7—沉淀管；8—井底

3.5.2.1 井口

井口与地面直接接触，为防止地表污水渗入井内，一般用优质粘土球或水泥浆封闭，其深度一般不小于 5m。井口周围应铺设碎石或浇注水泥浆地坪。对取裂隙岩溶水的管井。如上部为松散覆盖层，应设隔离井壁管，管端插入完整基岩中不小于 0.5m，并在管外用粘土球或水泥浆封闭。

3.5.2.2 井壁管

一般根据井的用途、水质和技术经济等因素来选定。常用钢管、铸铁管作井壁管，在某些情况，也有用钢筋混凝土管、塑料管和玻璃钢管等。

(1) 钢管：常用焊接钢管和无缝钢管，强度较高，可不受井深的限制，但随着井深的增加，应加厚管壁。要求井管圆正垂直，弯曲度不超过 1.5mm/m，管端齐平，并加坡口，管内外无缝隙等缺陷。其主要技术规格，见表 3-33。

钢制井壁管技术规格　　表 3-33

公称规格(英寸)	井壁管							管箍				
	内径 D_1 (mm)	外径 D_2 (mm)	壁厚 δ (mm)	管长 L (mm)	丝扣长 G (mm)	每 25.4mm 长扣数	每米重量 (kg)	外径 D_M (mm)	长度 L_0 (mm)	搁孔(mm) 直径 d_c	搁孔(mm) 长度 l_0	重量 (kg)
6	153	168	7.5	3000～6000	66.5	8	31.6	186	194	170	12	8.4
8	203	219	8	3000～6000	73	8	41.6	236	203	221	12	10.8
10	255	273	9	3000～6000	79.5	6	58.6	287	216	275	16	12.9
12	305	325	10	3000～6000	86	6	77.7	340	229	327	16	17.3
14	355	377	11	3000～6000	86	6	99.3	391	229	379	16	18.7
16	404	426	11	3000～6000	86	6	112.6	441	229	428	16	22.4

（2）铸铁管：铸铁井壁管，要求弯曲度不大于表 3-34 的要求，壁厚负偏差为$(1+0.05T)$，T 为标准壁厚(mm)，管壁内外表面不允许有冷隔、裂隙和错位等缺陷，壁厚减薄局部缺陷，其深度不超过 $2+0.05T$(mm)，管端齐平。

铸铁井管一般用管箍连接，浅井管材不重时，也有用钢板套管头焊接的。主要技术规格见表 3-35。

铸铁管弯曲度　　表 3-34

公称口径(mm)	弯曲度(mm)
≤150	$2L$
200～450	$1.5L$
≥500	$1.25L$

注：表中 L 代表管的有效长度的 m 数。

（3）钢筋混凝土管：适用于不超过 150m 深的管井，要求弯曲度不超过 3mm/m，外径公差不超过±5mm，壁厚偏差不超过±2mm，管内壁应光滑，管身无裂纹、缺损及暗伤，管端齐平，清除毛刺。主要技术规格见表 3-36。

（4）塑料管：聚氯乙烯 PVC、聚乙烯、丙烯腈-丁二烯-苯乙烯 ABS 塑料管，或橡胶改性塑料管都有很多优点，如重量轻、易安装、抗腐蚀和价格低等。塑料井管下入深度已达 201m，北京早期建成的两根塑料管深井，使用多年，出水仍很正常。然而，这些材料抗拉、抗屈和抗冲击强度不够，缺乏弹性，又不像钢管那样易于连接，因而尚未广泛使用。其主要技术规格，见表 3-37。

（5）玻璃钢管：适用于地下水有腐蚀性的地区，由于各种原因，目前在国内尚未广泛使用。

3.5.2.3　过滤器

（1）过滤器类型：常用过滤器主要有：填砾过滤器、骨架过滤器、缠丝过滤器、贴砾过滤器和模压过滤器等。其材料特性、适用范围和优缺点，见表 3-38。

（2）过滤器结构：

1）填砾过滤器：管外填砾规格，可按式(3-89)确定：

含水层不均匀系数 $\eta<10$ 的砂土类含水层

$$D_{50}=(6-8)d_{50} \tag{3-89}$$

当 $\eta>10$，应除去筛分样中的粗颗粒后，再进行筛分，直到 $\eta<10$ 时为止，然后，根据这组颗粒级配曲线确定 d_{50}，按公式(3-89)确定填砾规格。

对于 $d_{20}<2$mm 的碎石土类含水层

$$D_{50}=(6\sim8)d_{20} \tag{3-90}$$

当 $d_{20}>2$mm，可填入 10～20mm 直径的砾石充填或不填砾。

D_{50}、d_{50}、d_{20} 分别为填砾和含水层颗粒级配曲线上过筛重量累积百分比为 50%和 20%时的颗粒直径。

双层填砾过滤器的外层填砾规格，可按上述方法确定，内层填砾的直径，一般为外层填砾直径的 4～6 倍。

单层填砾层厚度：粗砂以上地层不少于 75mm；粉、细、中砂地层为 100mm。

双层填砾层厚度：内层为 30～50mm；外层为 100mm。

选用的砾石以圆形和椭圆形石英砾石为好，均匀系数小于 2。填砾高度根据过滤器安装位置确定。底部要低于过滤器下端 2m 以上，上部要高出过滤器上端 8m 以上。

铸铁井壁管管箍和保险箍规格 表 3-35

公称规格（英寸）	井壁管										管箍							保险箍						
	内径 D_1 (mm)	外径 D_2 (mm)	壁厚 δ (mm)	管长 L (mm)	丝扣外径 D_3 (mm)	丝扣长 L_2 (mm)	每 25.4 mm 长扣数	圆档箍(mm) 外径 D_4	圆档箍(mm) 宽 K	每米重量 (kg)	内径 D'_1 (mm)	外径 D'_2 (mm)	壁厚 δ' (mm)	长度 L' (mm)	丝扣长 L_1' (mm)	每 25.4 mm 长扣数	重量 (kg)	内径 D_1'' (mm)	外径 D''_2 (mm)	壁厚 δ'' (mm)	长度 L'' (mm)	丝扣长 L''_1 (mm)	每 25.4 mm 长扣数	重量 (kg)
6	152	172	10	4000	178	55	8	196	15	41	178	204	13	135	60	8	9	178	204	13	57	30	8	2.7
8	203	225	11	4000	231	55	8	253	15	60	231	259	14	138	60	8	13	231	259	13	57	30	8	3.4
10	253	275	11	4000	281	60	8	307	20	74	281	312	15.5	150	65	8	19	281	312	13	62	35	8	4.5
12	305	329	12	4000	335	70	8	361	20	116	335	372	18.5	175	75	8	29	335	372	15	72	40	8	6
14	356	380	12	4000	390	82	5	418	25	132	390	429	19.5	210	90	5	42	390	429	17	84	50	5	10
16	406	432	13	4000	442	97	5	476	25	188	442	481	19.5	240	105	5	54	442	481	17	99	55	5	13
20	508	536	14	3000	546	110	4	586	25	185	546	585	19.5	250	120	4	69	546	585	17	112	60	4	19

混凝土井壁管及接箍技术规格 表 3-36

公称规格（英寸）	井壁管						接箍				
	内径 D_1(mm)	外径 D_2(mm)	厚度 δ(mm)	长度 L(mm)	加筋根数	加筋直径 (mm)	内径 D_3(mm)	外径 D_4(mm)	长度 L_0(mm)	加筋根数	加筋直径 (mm)
6	150	200	25	2000～3000	6	3	230	290	200	6	3
8	200	260	30	2000～3000	6	3～4	290	350	200	6	3～4
10	250	310	30	2000～3000	8	4	340	400	200	8	4
12	300	360	30	2000～3000	10	4	390	450	200	10	4
14	350	420	35	2000～3000	12	4	450	510	250	12	4
16	400	470	35	2000～3000	16	4	500	560	250	16	4

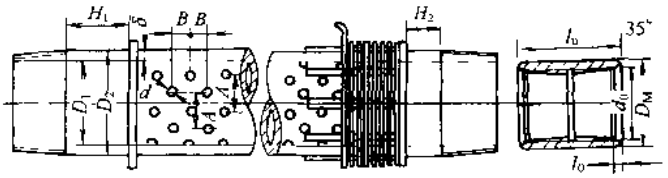
塑料井壁管规格　　表 3-37

公称直径(mm)	150	200	250	300	350
壁厚 δ(mm)	8.5	10	10	10	10
重量(kg/m)	6.2	8.63	11.9	15.9	22.0

过滤器类型及适用范围　　表 3-38

过滤器种类		骨架材料	孔隙率(%)	适用范围	优缺点
圆孔过滤器		钢管	30～35	不稳定裂隙岩层，松散碎石，卵石层	强度较大，孔隙率高加工方便重量大，造价较高
		铸铁管	20～25		
条孔过滤器		钢管塑料管	10～30	中粗砂砾石层	加工困难，优越性少，使用不多
缠丝过滤器	钢筋骨架过滤器	圆钢	50～70	中粗砂砾石层	重量小、造价低、孔隙率大，强度低、适用于浅井
	钢制过滤器	钢圆孔管	35		强度大，孔隙率较大，适用于深井，抗腐蚀性不如铸铁管
	铸铁过滤器	铸铁圆孔管	25		抗腐蚀性强，重量大，适用于250m以内的深井
	钢筋混凝土过滤器	钢筋混凝土穿孔管	15～20		成本低，强度差，重量大，适用于浅井
包网过滤器		圆孔条孔过滤器	10～35	中细砂层	包网阻力大易堵塞，易腐蚀
填砾过滤器		缠丝包网过滤器	10～75	细中粗砂和砾石层	适用范围较广，管井透水性及渗透稳定性较高
砾石水泥过滤器		无砂混凝土管	20		取材容易，制作简单，造价低，强度小，重量大，可用于50m以内浅井
无缠丝过滤器		金属管	20～25	粉、细、中、粗、砂、砾石、卵石层	管井透水性渗透稳定性和抗腐蚀性提高，单位出水量增加，电耗少，寿命长，适用于100m以内的管井
		水泥管	16～20		
贴砾过滤器		钢管外加铁丝网罩	20		填料洗井时间短，井径缩小，降低钻井成本，但贴砾层易被损，运输时应包装好
聚丙烯过滤器		聚丙烯管			滤管一次注塑成型，耐腐蚀，强度较低，适用于浅井
模压孔过滤器		钢板冲压后卷焊	桥形孔 10～30mm 蜡模孔 8～19mm		孔眼不易被堵塞、进水阻力小，耐腐蚀

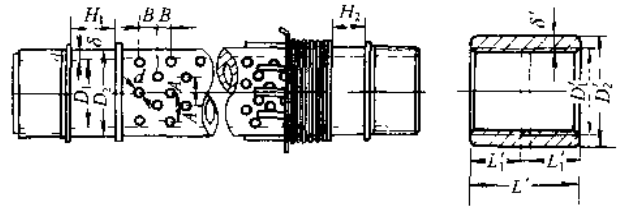
填砾过滤器常用钢管、铸铁管和钢筋混凝土管作骨架，见图 3-13～15；主要技术规格见表 3-39～41。



(a)　　(b)

图 3-13　钢制过滤器

(a) 过滤器；(b) 管箍



(a)　　(b)

图 3-14　铸铁过滤器

(a) 过滤器；(b) 管箍

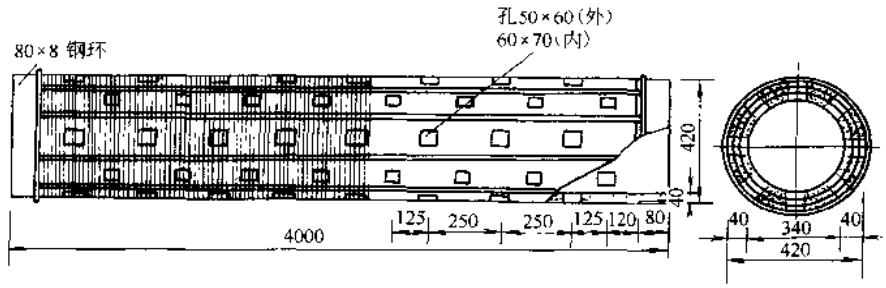


图 3-15　钢筋混凝土过滤器

钢制过滤器技术规格　　表 3-39

公称规格(英寸)	内径 D_1 (mm)	外径 D_2 (mm)	厚度 δ (mm)	死头长度 (mm)		孔径 d (mm)	孔心纵距 A (mm)	孔心横距 B (mm)	每周孔数	每米行数	垫筋尺度直径 (mm)	垫筋根数	挡箍尺度宽×厚 (mm)	缠丝号数	孔隙率 (%)	每米重量 (kg)
				H_1	H_2											
6	153	168	7.5	210	100	21	47.9	22.2	11	45	6	11	16×6	14	32.5	39
8	203	219	8	210	100	21	49.1	22.2	14	45	6	14	20×7.5	14	31.7	49
10	255	273	9	210	150	21	50.4	22.2	17	45	6	17	20×7.5	12	30.9	67
12	305	325	10	260	150	21	51.0	22.2	20	45	6	20	20×7.5	12	30.5	87
14	355	377	11	260	150	21	49.3	22.2	24	45	6	24	20×7.5	12	31.6	110
16	404	426	11	260	150	21	49.5	22.2	27	45	6	27	20×7.5	12	31.2	126

铸铁过滤器技术规格　　表 3-40

公称规格（英寸）	内径 D_1（mm）	外径 D_2（mm）	壁厚 δ（mm）	死头长度（mm）		孔径 d（mm）	孔心纵距 A（mm）	孔心横距 B（mm）	每周孔数	每米行数	垫筋尺度 宽×厚（mm）	垫筋根数	挡箍尺度 宽×厚（mm）	缠丝号数	孔隙率（%）	每米重量（kg）
				H_1	H_2											
6	152	172	10	210	100	21	60.0	22.5	9	44	7.5×5	9	16×6	14	25.6	52
8	203	225	11	210	100	21	64.2	22.5	11	44	10×6	11	20×9	14	24.0	72
10	253	275	11	210	150	21	61.7	22.5	14	44	10×6	14	20×9	12	24.9	90
12	305	329	12	260	150	21	64.6	22.5	16	44	10×6	16	20×9	12	23.8	112
14	356	380	12	260	150	21	62.8	22.5	19	44	10×6	19	20×9	12	24.5	131
16	406	432	13	260	150	21	64.6	22.5	21	44	10×6	21	20×9	12	23.8	151
20	508	536	14	310	150	21	64.5	22.5	26	44	10×6	26	20×9	12	23.9	210

注：管箍规格与铸铁井壁管管箍相同。

混凝土过滤器技术规格　　表 3-41

公称规格（英寸）	内径 D_1（mm）	外径 D_2（mm）	厚度 δ（mm）	长度 L（mm）	死头长度 L_1（mm）	垫筋根数	垫筋规格（mm）	挡箍规格（mm）	条孔行数	条孔规格 $C\times D$（mm）	条孔中心距 A（mm）	加筋根数	加筋距离 L_7（mm）	加筋直径（mm）
6	150	200	25	2000～3000	150	8	10×10	15×15	8	30×50	200	6	100	3
8	200	260	30	2000～3000	150	10	10×10	15×15	10	30×50	200	6	100	3～4
10	250	310	30	2000～3000	150	12	10×10	15×15	12	30×50	200	8	100	4
12	300	360	30	2000～3000	200	14	10×10	15×15	14	30×50	200	10	100	4
14	350	420	35	2000～3000	200	16	10×10	15×15	16	30×50	200	12	100	4
16	400	470	35	2000～3000	200	18	10×10	15×15	18	30×50	200	16	100	4

2）骨架过滤器：常用钢管和铸铁管制作，也可用非金属管材制作。其孔眼尺寸，可按式(3-91)、式(3-92)确定：

圆孔直径　$t=(3\sim4)d_{20}$　　(3-91)

条孔宽度　$a=(1.5\sim2)d_{20}$　　(3-92)

如计算条孔宽度 a 值较大，可适当减小，一般圆孔直径不大于21mm，条孔宽度不大于10mm。条孔排列形式见图3-16。图中条孔轴线间的距 b 为条孔宽度 a 的3～5倍，条孔间的距离 $c=10\sim20$mm，孔隙率为10%～30%。钢筋骨架过滤器构造见图3-17，其技术规格见表3-42。

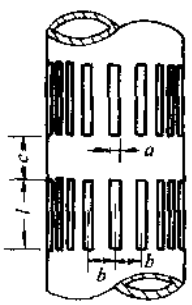


图 3-16　条孔布置

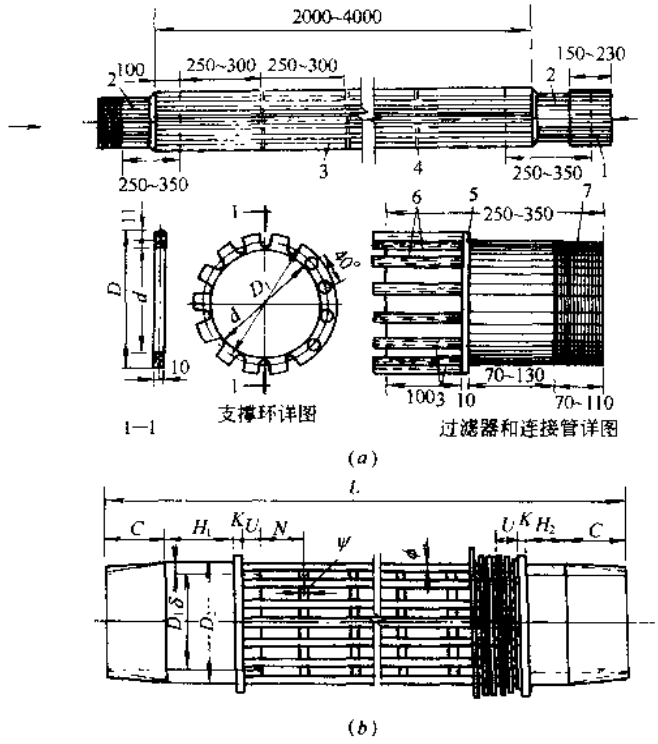


图 3-17　钢筋骨架过滤器构造

(a) 过滤器构造；(b) 过滤器尺寸

1--接箍；2— 连接管；3　金属杆；4—支承环；5—环状管嘴；

6—焊缝；7—连接管上的丝扣

钢筋骨架过滤器技术规格　　表 3-42

公称规格(英寸)	内径 D_1 (mm)	外径 D_2 (mm)	壁厚 δ (mm)	管长 L (mm)	丝扣长 G (mm)	每英寸扣数	死头长度 (mm)		钢筋与钢管重合长度 U (mm)	内环间距 N (mm)	内环尺度直径 ψ (mm)	钢筋骨架尺度直径 ϕ (mm)	钢筋骨架根数	外挡箍尺度直径 K (mm)	缠丝号数	每米重量 (kg)
							H_1	H_2								
6	153	168	7.5	5000	66.5	8	210	154	100	297	18	16	12	18	14	40
8	203	219	8	5000	73	8	210	152	100	296	18	16	18	18	14	43.6
10	255	273	9	5000	79.5	6	210	150	100	295	18	16	22	18	12	54.9
12	305	325	10	5000	86	6	260	153	100	289	18	16	25	18	12	61.9
14	355	377	11	5000	86	6	260	153	100	289	18	16	28	18	12	72.6
16	404	426	11	5000	86	6	260	153	100	289	18	16	32	18	12	78.5
18	426	450	12	4000	86	6	260	153	120	300	18	16	36	18	12	87
20	505	529	12	4000	86	6	260	153	120	300	18	16	40	18	12	96
22	558	582	12	4000	86	6	260	153	120	300	21	16	45	18	12	109.3
24	608	632	12	4000	86	6	260	153	120	300	21	16	48	18	12	110.6

3）缠丝（包网）过滤器：常用钢管和铸铁管作骨架，其孔隙率一般为15%～30%，也有用钢筋骨架管，其孔隙率可达30%～70%，结构型式见图3-13～图3-15，主要技术规格见表3-39～41。

过滤器的缠丝应采用无毒、耐腐蚀、抗拉强度大和膨胀系数小的线材，如铜丝、镀锌铁丝、不锈钢丝、玻璃纤维增强聚乙烯滤水丝和尼龙丝等。包网可采用铜丝或尼龙网。各种缠丝和包网的规格和性能见表3-43、表3-44。

各种缠丝材料规格及性能　　**表3-43**

项　目	铜　丝	镀锌铁丝	玻璃纤维增强聚乙烯滤水丝
直径(mm)	2.8	2.8	2.8
抗拉力(kg)	140～150	250	110～120
每米过滤管用量(kg)	12.5	11.5	2.0
使用寿命(a)	30	7	预计大于20

一般铜丝网规格　　**表3-44**

每10mm孔数	相当每25.4mm孔数	铜丝直径(mm)	每10mm孔数	相当每25.4mm孔数	铜丝直径(mm)
1.5	3.75	0.910	10	25	0.254
(1.6)	4	0.910	(10.4)	26	0.234
2	5	0.711	11	27.5	0.234
(2.4)	6	0.771	12	30	0.234
2.5	6.25	0.771	(12.8)	32	0.213
3	7.5	0.559	13	32.5	0.213
(3.2)	8	0.559	(13.6)	34	0.213
3.5	8.75	0.559	14	35	0.193
4	10	0.559	15	37.5	0.173
4.5	11.25	0.457	16*A*	40	0.173
(4.8)	12	0.457	16*B*	40	0.152
5	12.5	0.457	18	45	0.152
5.5	13.75	0.376	20	50	0.132
6	15	0.376	22	55	0.132
6.4	16	0.315	24	60	0.122
6.5	16.25	0.315	26	65	0.122
7	17.5	0.315	28	70	0.112
(7.2)	18	0.315	30	75	0.102
8	20	0.273	32	80	0.091
8.8	22	0.273	34	85	0.091
9	22.5	0.273	36	90	0.091
(9.6)	24	0.254	38	95	0.091

续表

每 10mm 孔 数	相当每 25.4mm 孔 数	钢丝直径 (mm)	每 10mm 孔 数	相当每 25.4mm 孔 数	钢丝直径 (mm)
40	100	0.071	64	160	0.061
44	110	0.071	68	170	0.061
48	120	0.071	72	180	0.051
52	130	0.061	76	190	0.051
56	140	0.061	80	200	0.051
60	150	0.061			

注：1. 1.5～68 孔为黄铜丝布规格，72～80 孔为磷铜丝布规格。

2. 1.5～60 孔为平纹编织，64～80 孔为斜纹编织。

3. 宽度有 914 和 1000mm 两种，每卷长度均为 30m。

4. 带括号的规格是非标准的。

不填砾的缠丝或包网过滤器、缠丝间隙和包网孔眼尺寸，可按下列要求确定：

均匀的中砂和粗砂含水层，缠丝间隙为$(1.0\sim1.5)d_{50}$；网眼尺寸为$(1.5\sim2)d_{50}$。

非均匀砂类含水层，缠丝间隙和网眼尺寸：中砂采用$d_{40}\sim d_{50}$；粗砂采用$d_{30}\sim d_{40}$。

上述d_{30}、d_{40}、d_{50}为含水层砂样过筛重量占试样全重分别为 30%、40%、50%的颗粒(或网眼)直径。

4) 塑料过滤器：由带孔塑料管、塑料垫筋、塑料缠丝(或玻璃纤维增强塑料缠丝)组成。其进水孔形式、排列方式、孔眼直径和垫筋根数等与钢制过滤器规格相同。

5) 无缠丝过滤器：是由滤管和滤料组成。这种过滤器可以有效预防过滤器腐蚀和堵塞，并能提高井的出水能力，有较长的使用寿命。

无缠丝填砾过滤器滤孔大小是以颗粒在滤孔上的聚集能力及允许流入滤管中的颗粒为基础的。根据试验得知，滤孔与外围颗粒聚集有如下关系：

等粒径砂的稳定聚集条件：

圆孔：$D=3.5d_{cp}$

条孔：$D=1.25d_{cp}$

式中 D——滤孔直径或条孔宽度；

d_{cp}——砂的平均粒径。

不等粒径砂的聚积条件：

圆孔：$D\geqslant 4d_{50}$

条孔：$D\approx 3d_{50}$

式中 d_{50}——占重量 50%的粒径。

在不同的含水层内工作时，实际通过孔眼的粒径：

圆孔：$d_{50}=0.26D$

条孔：$d_{50}=0.4D$

目前使用较多的是直径 10、12mm 的圆孔和 8mm×50mm 条孔的滤管。这样的滤管在卵石含水层中填砾或不填砾均可使用。但需指出，圆孔的滤管外围颗粒聚积的起始砾径小于条孔滤管；而圆孔受堵机会则多于条孔。条孔的长度对颗粒在滤孔上的聚积稳定性没有

影响。条孔间距的确定应保证必要的孔隙率和滤管的强度，其长度可等于宽度 10 倍左右。圆孔和条孔对不均匀砂阻塞或通过能力见表 3-45。

圆孔和条孔滤管阻止和通过不均匀砂的能力　　表 3-45

	滤孔形式及孔径(mm)	滤孔外聚集颗粒粒径(mm)	滤孔所通过的颗粒粒径(mm)
不均匀砂	圆滤孔 8.28	>2.07	<2.16
	圆滤孔 3.10	>0.8	<0.806
	条滤孔 8.28	>2.76	<3.32
	条滤孔 3.10	>1.03	<1.24

无缠丝过滤器的孔隙率：金属管采用 20%～25%；水泥管采用 16%～20%。在卵石含水层中，含有一定量中间级配 1～5mm 的砂砾石，当管井抽水时，这些砂砾石便聚积在滤管外卵石的孔隙中，它与卵石一起形成一个新的反滤层，从而控制和阻止其后的细小颗粒涌入管井中，这就是含有 10%以上中间颗粒级配的卵石层具有自生反滤层的原理。当卵石层缺少中间级配时，管外必须填砾。一般采用单层填砾，只有砂层含水层或缺少中间级配时，含中细砂多的，自生反滤层能力弱的卵石、砾石层，才采用双层填砾。其内层可在地面上预先制作，在光滤管外包一层铁丝网，内层填 8～10mm 或 10～15mm 的砾石，厚 40～50mm。下入井底后，再在其外填入适应含水层粒径的滤料。无缠丝过滤器的填砾规格和滤孔尺寸见表 3-46。

填入砾石规格和滤孔规格　　表 3-46

含水层颗粒级配（以筛分重量计）	圆形滤孔(mm)			条形滤孔(mm)			
	$d=8$	$d=10$	$d=12$	宽 6	宽 8	宽 10	宽 12
卵石 $d\geqslant 20$mm >50% $d_1=5$mm <10%	单层 8～15	8～15	10～20	8～15	8～15	10～20	10～20
砾石 $d>2$mm >50%	单层 8～15	8～15	10～20	8～15	8～15	10～20	10～20
砾砂 $d>2$mm 25%～50%	单层 5～15	5～15	5～15	5～15	5～15		
砾砂 $d>2$mm 25%～50%	内层 8～20 外层 5～8	10～20 5～8	12～20 5～8	6～15	8～15 5～8	10～12 5～8	12～20 5～8
粗砂 $d>0.5$mm >50%	内层 8～15 外层 4～7	10～15 4～7	12～20 4～7	6～10	8～15 4～7	10～15 4～7	12～20 4～7
中砂 $d>0.25$mm >50%	内层 8～15 外层 2～5	10～15 2～5	12～15 2～5	8～15 2～5	8～15 2～5	10～15 2～5	12～20 2～5
细砂 $d>0.1$mm >75%	内层 8～15 外层 0.8～3	10～15 0.8～3	12～15 0.8～3	8～15 0.8～3	8～12 0.8～3	12～15 0.8～3	12～15 0.8～3
粉砂 $d>0.1$mm <75%	内层 8～10 外层 0.5～2	8～15 0.75～2		6～10 0.5～2	8～12 0.75～2		

单层混合填砾井，出水量稳定，填料层与含水层的渗透稳定性良好，与其他管井比较，有微量细砂进入，但不影响水质。滤水管采用铸铁穿孔管，$d=20$mm，孔隙率 20%。含水层级配和单层混合级配分别见表 3-47、48。

含水层颗粒级配　　表 3-47

粒径(mm)	<0.25	0.25～0.5	0.5～1.0	1.0～2.0	2.0～20
%	12.5	27.5	25	10	25

单层混合填砾级配　　表 3-48

粒径(mm)	3～5	5～10	10～20	20～30
%	40	20	20	20

单层混合滤料在施工时要连续填入，以保证各种级配滤料充分混合，使填料与含水层形成连续的非管涌滤层，以提高渗透稳定性及井的各种性能，并可提高井的出水量和延长井的使用年限。

6）贴砾过滤器：是用人工合成树脂，将规定级配粒径的石英砂粘结在穿孔骨架管上制成的，具有良好透水性和滤水性。适用于砂类土含水层，对解决粉、细砂地层涌砂和深井填砾不均匀问题，效果较好，并可提高成井质量、降低成本和增加经济效益。

国内生产贴砾管每根长度为 1m，贴砾厚度 10～20mm，孔隙率在 20%以上。贴砾管结构见图 3-18。主要产品规格见表 3-49。

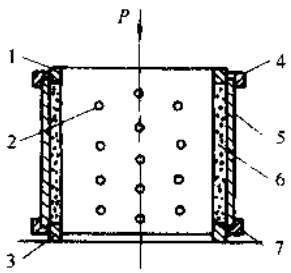


图 3-18　贴砾过滤器结构
1—压环；2—花管；3—底环；4—上模盖；5—外模；6—砾石；7—下模盖

主要产品规格　　表 3-49

规　格	108mm	159mm	219mm	325mm
衬管壁厚(mm)	4	5	6	10
贴砾层厚度(mm)	18～20			25
最大外径(mm)	148	199	259	375
衬管的孔隙率(%)	>22			
贴砾层孔隙率(%)	23～25			
连接成 3m 有效长度(m)	2.43			
单根重量(kg)	21	36.8	56	115
连接方式	螺　纹、焊　接			

根据含水层不同性质，贴砾可制成四种颗粒级配，见表 3-50。合理选定贴砾层各项技术指标，是保证质量的关键。国内生产的贴砾管除韧性外，其余指标均接近日本凿井公司产品质量水平。只要在成品运输过程中，防止碰撞损坏，是可以满足成井要求的。贴砾层基本参数见表 3-51。

贴砾管的透水滤砂性能(据姚凤绵等)　　表 3-50

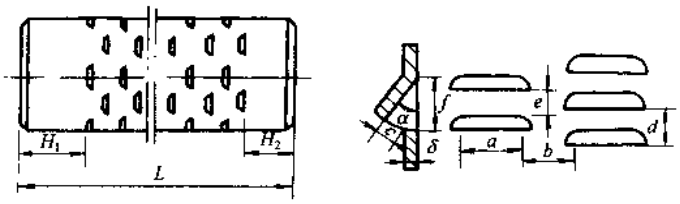
适应含水层	粗　砂	中　砂	细　砂	粉　砂	备　注
贴砾粒度 / 透水量 [$m^3/(h \cdot m)$] / 贴砾管规格 (mm)	3～5mm	2～3mm	1～2mm	0.7～1mm	
101.6	36.50	21.80	23.30	19.98	在地面无水压清水试验
152.4	49.20	37.80	31.40	26.80	
203.2	67.50	49.20	40.70	34.70	
304.8	921.98	71.10	59.00	50.68	

贴砾层的基本参数(据姚凤绵等)　　表 3-51

贴砾层抗压强度(MPa)	>6.86	贴砾层耐酸碱度	>9
贴砾层抗弯曲强度(MPa)	>2.94	贴砾层耐湿性能	干热 150℃ 热水 100℃
贴砾层抗剪切强度(MPa)	>1.96	水浸强度保留率	清水 360d 保留率 76.6%

7) 模压孔过滤器:在国外已经广泛应用,这种过滤器是用 4～8mm 厚的钢板经冲压成孔后,卷焊涂料制成。进水缝隙在凸槽两侧,因而不易被砂砾堵塞,具有耐腐蚀、进水阻力小等优点。

根据模压孔眼的形状,可分为"桥形"和"帽檐形"两种。桥形孔形状和孔眼排列见图 3-19。主要技术规格及适用范围见表 3-52,计算过滤器允许下入井内深度见表 3-53。帽檐孔形状和孔眼排列见图 3-20,主要技术规格见表 3-54。过滤器允许下入井内深度见表 3-55。



(a)　　(b)

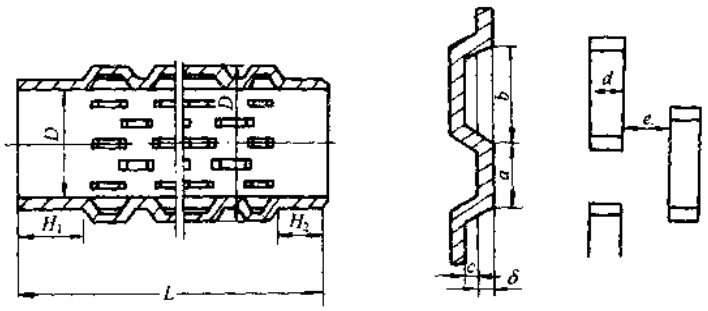
图 3-19　桥形孔形状和孔眼排列
(a) 孔眼排列;(b)形状

主要技术规格　　表 3-52

公称直径 (英寸)	壁　厚 (mm)	总 长 度 (mm)	死头长度 L(mm)		滤孔的长度 (mm)
			H_1	H_2	
8	6	3000	290	150	2560
10	6	3000	340	150	2510
12	7	3000	340	150	2510
14	7	3000	340	150	2510

过滤器允许下入深度 表 3-53

公称直径（英寸）	内径 $D_{内}$（mm）	外径 $D_{外}$（mm）	过滤器截面积（cm^2）	允许下入深度（m）
8	203	229～233	39.4	808
10	255	281～285	49.2	770
12	305	335～339	68.6	810
14	355	385～389	79.6	735



(a) (b)

图 3-20 帽檐孔形状和孔眼排列

(a) 孔眼排列；(b) 形状

主 要 规 格 表 3-54

公称直径（英寸）	壁厚 δ（mm）	总长度 L（mm）	死头长度(mm)		孔眼的长度（mm）	圆周上孔总行数
			H_1	H_2		
8	6	3000	290	150	2560	10
10	6	3000	340	150	2510	13
12	7	3000	340	150	2510	15
14	7	3000	340	150	2510	18

过滤器允许下入深度 表 3-55

公称直径(英寸)	最小截面积(cm^2)	允许下入深度(m)
8	24.7	544
10	30	470
12	42.6	503
14	48.5	448

上述两种形状的孔眼排列尺寸，分别列入表 3-56、57。

(3) 过滤器直径、长度及安装部位：

1) 过滤器直径：井壁管和过滤管直径相同的管井，根据出水量大小选择水泵型号，按水泵安装要求确定过滤管直径。安装水泵井段的内径，应比水泵铭牌上标定的井管内径至少大 50mm。过滤管的外径，常用允许入井流速复核，计算公式如下：

桥形孔眼排列尺寸　　表 3-56

公称直径（英寸）	壁厚 δ（mm）	滤水孔尺寸（mm）							孔隙率 n（%）
		c	b	b_1	d	a	e	α	
8	6	1	35	25	6	10	6	55°	10
		1.5	40	30	6	10	6	55°	15
10		2	45	24	6	12	6	55°	20
		3	50	37	6	12	6	55°	30
12	7	1	40	29	7	10	7	55°	8.5
		1.5	45	33	7	10	7	55°	13
14		2	50	37	7	12	7	55°	13
		3	55	41	7	12	7	55°	27.5

桶槽孔孔眼排列尺寸　　表 3-57

公称直径（英寸）	壁厚 δ（mm）	孔眼尺寸（mm）						孔隙率 n（%）
		a	b	d	e	f	c	
8	6	40	27	20	10	15	6	18.0
							5	15.0
							4	12.0
							3	9.0
							2	6.0
10	6	40	24	20	10	15	6	18.8
							5	15.6
							4	12.5
							3	9.4
							2	6.5
12	7	40	26	20	10	15	6	18.0
							5	15.0
							4	12.0
							3	9.0
							2	6.0
14	7	40	24	20	10	15	6	18.8
							5	15.6
							4	12.5
							3	9.4
							2	6.5

$$D \geqslant \frac{Q}{\pi L v n} \tag{3-93}$$

式中　D——过滤管的外径(m)；

Q——设计出水量(m^3/s)；

L——过滤器工作部分长度(m)；

n ——过滤管进水表面有效孔隙率(一般按过滤管进水表面孔隙率50%考虑)(%)；

v ——允许入井流速(m/s)。

允许入管流速 v 值，除可按含水层渗透系数从表3-58查得外，还可用表3-59所列公式计算。

允许入管流速　　表3-58

含水层渗透系数 K(m/d)	>122	82～122	41～82	20～41	<20
允许入管流速 v(m/s)	0.030	0.025	0.020	0.015	0.010

注：1. 填砾与非填砾过滤器，均按上表数值确定。

2. 地下水对过滤管有结垢和腐蚀可能时，允许入管流速，应减少$\frac{1}{3}$～$\frac{1}{2}$。

允许入井流速的计算公式　　表3-59

名　称	吉哈尔德	阿勃拉莫夫	休斯曼	苏列雅齐
公　式	$v=\frac{1}{15}K$ (1)	$v=65\sqrt[3]{K}$ (2)	$v=\frac{1}{30}\sqrt{K}$ (3)	$v=2d$ (4)

注：表中 v—允许入井流速(m/s)；K—渗透系数(m/s)；d—含水层颗粒直径(mm)。

按表3-59所列公式计算，其结果与实际资料验算差别很大。为此，应将计算结果与管井填砾规格和含水层的颗粒组成统一考虑，才能取得较为确切数值。

根据抽水试验和开采实践经验，过滤器直径与井的出水量有很大关系。

在潜水中，过滤器直径加大，出水量也随着增加，当管径与水位降深同时增加时，出水量增大尤为明显，一般井出水量的增加与过滤器直径增大的半数略呈直线关系。

1) 过滤器长度：可根据设计出水量、含水层性质和厚度、水位降深及技术经济等因素确定。据井内测试，在细颗粒(粉、细、中砂)含水层中，靠近水泵部位井壁进水多，下部进水少，大约70%～80%的出水量是从过滤器上部进入的。在粗颗粒(卵、砾石)含水层中，过滤器有效长度随动水位的加大和出水量的增加，可向深部延长，但随着动水位的继续增加，向深度延长率就越来越小。因此，过滤器有效长度不宜超过30m。确定过滤器长度可按下列原则：含水层厚度小于30m时，在设计动水位以下含水层部位，全部下过滤器；含水层厚度大于30m时，可根据试验资料并参照表5-60确定。

过滤器适宜直径、长度、规格类型及出水量　　表3-60

岩层名称	粉砂层	细砂层	中砂层	粗砂、砾石层	卵石、砾石层	基岩层
岩层结构成分	颗粒较均匀，d_{50} = 0.1mm，一般含部分粘土渗透系数约5m/d	颗粒较均匀，d_{50} = 0.15—0.2mm，渗透系数10～20m/d	颗粒较均匀，d_{50} = 0.25—0.4mm 渗透系数30～50m/d	颗粒不均匀，d_{10} = 0.5～1.25mm 渗透系数100～200m/d	颗粒不均匀，d_{50} = 1.25～50mm 渗透系数200～1000m/d	溶洞裂隙发育的石灰岩洞内清水、无填充物
井的口径	井壁管和过滤器150～200mm，上部井管为了装泵，有时为250～300mm	井壁管和过滤器200mm，上部为了装泵有时为300mm	井壁管和过滤器200～300mm，上部为了装泵，有时为350～400mm	井壁管和过滤器300～400mm，上部为了装泵，有时为450～500mm	井壁管和过滤器400～1000mm，上部为了装泵，有时为1200mm	上部最大开口500mm依次缩小口径为426、377、325、273、219(mm)等口径

续表

岩层名称		粉　砂　层	细　砂　层	中　砂　层	粗砂、砾石层	卵石、砾石层	基　岩　层
过滤器的长度	一般范围(m)	20～40	20～40	20～40	20～50	20～50	
	较大出水量的有效长度(m)	40～50	40～50	40～50	50～60	50～60	
过滤器的种类		双层填砾过滤器，填砾过滤器	填砾过滤器	填砾过滤器	缠丝过滤器 填砾过滤器	缠丝过滤器 填砾过滤器	带圆孔钢管 填砾过滤器
井的单位下降出水量[$m^3/(d \cdot m)$]		50～100	100～200	200～300	300～500	500～2000	1000～10000

2）过滤器安装部位：过滤器一般设在含水层中部，厚度较大的含水层，可将过滤管与井壁管间隔排列，或在含水层中分段设置，以获得较好的出水效果。多层承压含水层，应选择在含水性最强的含水段安装过滤器。潜水含水层，如岩性均质，应在含水层的1/2～1/3厚度内靠近含水层底部设置过滤器。

3.5.2.4　沉淀管

沉淀管又称沉砂管，其直径一般与过滤管相同。沉淀管长度通常为2～10m，可根据井深确定见表3-61。

井深与沉淀管长度的关系　　表3-61

井　深(m)	16～30	31～90	>90
沉淀管长度(m)	>2	>5	>10

3.5.2.5　测水管

测水管的内径，在松散层中一般为38～50mm。下部进水穿孔管部分长度为2～3m。

3.5.3　管　井　施　工

管井施工按钻进护壁方法不同，分为冲洗介质护壁施工和套管护壁施工两种钻进方式。

（1）冲洗介质护壁施工方法：常用冲洗介质有清水、泥浆、空气或汽化冲洗液，其适用条件见表3-62。

冲洗介质护壁施工方法的适用条件　　表3-62

冲洗介质种类	适　用　条　件	钻　进　方　法
清水	粘土结构稳定的松散层和基岩	冲击钻进，回转钻进
泥浆	松散层、岩性破碎或水敏性地层	冲击钻进，回转钻进
空气或汽化冲洗介质(纯空气、雾化清水、雾化泥浆、泡沫泥浆和充气泥浆)	缺水地区、严重渗漏地层，永久冻土层	回转钻进，潜孔锤钻进

在冲洗介质护壁施工方法中，常用的是泥浆护壁施工方法，随着洗井技术提高堵塞含水层可能性很小，因而得到广泛应用。冲洗介质护壁钻进可分为冲击钻进、回转钻进和冲击回转两用潜孔锤钻进，详见表 3-63。

冲洗介质护壁钻进方法　　表 3-63

钻进方法	破碎岩石形式	冲洗介质种类	冲洗介质循环方式	成孔程序	使用钻具类型	适用地层
冲击钻进	全面破碎岩石钻进	清水或泥浆	非循环	一次成孔	钻头钻进抽筒钻进	松散层软质基岩
回转钻进	全面破碎无岩芯钻进环面破碎取芯钻进	清水或泥浆	正循环、反循环（泵吸压气喷射反循环）部分反循环	一次成孔或部分成孔	合金钻进钢粒钻进牙轮钻进	松散层基岩
潜孔锤钻进（冲击回转两用）	全面破碎岩石钻进	空气或气化冲洗液	正循环反循环	一次成孔或扩孔成孔	潜孔锤连接钻头冲击回转钻进	严重漏水地层水久冻土层和干旱缺水地区

（2）套管护壁施工方法：在松散层或隐伏基岩中钻进，当冲洗介质护壁不能保护井壁稳定时，可采用表 3-64 的施工方法。

套管护壁施工方法　　表 3-64

钻进方法	套管护壁施工方法	适用地层
冲击钻进	拍管法 拧管法 压管法	松散层，软质岩石
回转钻进	套管隔离法	基岩覆盖层，岩石破碎带

3.5.4 除砂器设计

管井抽水时，在水泵启动时和稳定运行时，出水都有一定的含砂量。含砂量是管井质量的重要指标，作为城镇给水井的含砂量应低于二百万分之一（按砂和水的体积比例）。一般来说，如果管井的填料层合适、厚度恰当、过滤器尺寸和出水量相应时，出水含砂量都能达到标准，但如果填料不符合规格，过滤器结构有缺陷，也可能使出水含砂量长期偏高。为此，《室外给水设计规范》(GBJ 13—86)规定：在含有粉砂、细砂含水层取水管井，当直接向管网送水时，在水泵的出水管道应设除砂和排砂装置。这可以防止出现管道磨损、集砂、闸门处集砂而关闭不严等问题。

（1）扩大管式除砂器：这种除砂器是在管道上安装一段直径较大水管，水流经过时流速降低砂粒因而下降。在扩大管末端设有排砂管，以排除扩大管中沉淀下来的砂粒。小型扩大管可用铸铁管见图 3-21，直径较大时可用钢板焊制。除砂器的直径根据水中砂粒粒径和除砂器内的流速确定，不同粒径砂粒的沉降允许流速见表 3-65。扩大管的长度为扩大管直

径5～10倍，排砂管的直径为扩大管直径的0.5～1倍。

砂粒沉降允许流速　　表3-65

水中砂粒粒径(mm)	扩大管中流速(m/s)
≥0.20	≤0.5
≥0.15	≤0.3～0.4
>0.10	<0.1

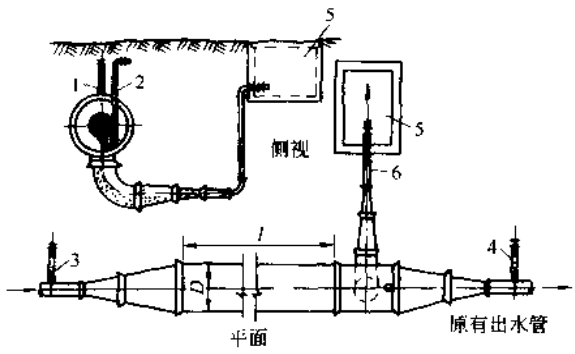


图3-21　扩大管式除砂器

1--放气管；2—试砂管；3—试砂管甲；4－试砂管乙；5—排砂井；6—排砂管

（2）旋流式除砂器：这种除砂器安装在水泵出水管上，见图3-22、23，除砂效率可达90%，但水头损失较大。它的原理是：进入除砂器的水，在水压作用下，高速旋转，因而产生离心力，将砂粒甩向四壁，并滑下到贮砂筒内，清水向上流出。贮砂筒内的砂量逐渐增加，当在观测管中看到砂粒时，可打开排砂阀门，存砂在水压下很快排出，也可采用连续排砂方法，以省去贮砂筒。

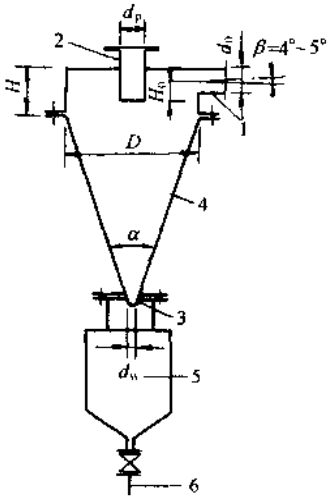


图3-22　旋流式除砂器

1—进水管；2- 出水管；3—排砂口；4—圆锥体；5—储砂罐；6 -排砂管

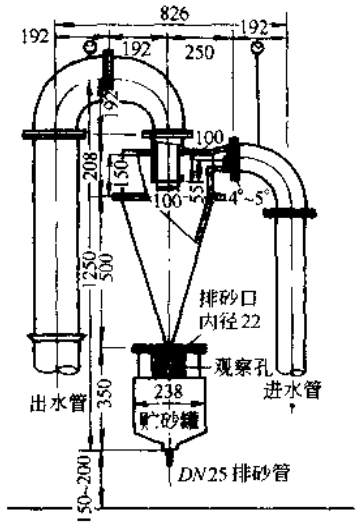


图3-23　旋流式除砂器安装示意

除砂器要求耐压、耐磨，并且内壁光滑。通常在钢板制作除砂器内壁挂以1.5～2.0mm厚的玻璃衬里，或用1:1的辉绿岩铸石粉和环氧树脂衬里。如不加衬里，由于磨损很快，短时间内就磨出孔洞。

除砂器各部分尺寸的相互关系如下：

$$\frac{d_p}{d_0}=1.2\sim1.6 \qquad \frac{d_w}{d_p}=0.2$$

$$\frac{d_p}{D}=0.25\sim0.33 \qquad \frac{H_0}{D}=0.15\sim0.25$$

$$\frac{H}{D}=0.5 \qquad \alpha=30^\circ$$

式中　d_i——进水管内径(mm)；

d_p——出水管内径(mm)；

d_w——排水口内径(mm)；

D　——圆筒部分的内径(mm)；

H　——圆筒部分的高度(mm)；

α　——圆锥体角度，根据试验以 $\alpha=30^\circ$ 效果较好；

H_0——进水管中心到出水管底缘的垂直距离(mm)。

(3) 压力式侧向流斜板除砂器：压力式侧向流斜板除砂器是用于管井、大口井、渗渠等地下水取水构筑物的除砂设备，可有效地去除水中的砂，防止输水管道和清水池中积砂。

1) 设备构造及工作特点：压力式侧向流斜板除砂器是在钢制圆形外壳内装以斜板组合体及穿孔排砂管等。除砂器外壳进水端与水泵相接，另一端用大小头管与出水管相接。如图 3-24、25 所示。

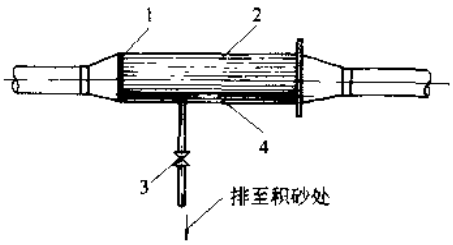


图 3-24　压力式侧向流斜板除砂器
1—穿孔配水板；2—斜板；
3—排砂阀门；4—排砂管

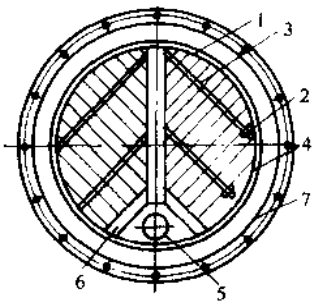


图 3-25　压力式侧向流斜板除砂器构造
1—斜板；2—螺栓、螺母及垫圈；3—拉板；4—外环；
5—穿孔排砂管；6—肋板；7—法兰

2) 设计参数选择：

① 水平流速选择及计算：

ⅰ. 当原水含砂粒径在 $0.075\text{mm}<d\leqslant0.1\text{mm}$ 时，采用斜板长为 3.0m，水平流速为 0.14m/s，除砂效率可达 90%。

ⅱ. 当原水含砂粒径在 $0.1\text{mm}<d\leqslant0.15\text{mm}$ 时，采用斜板长度为 2.5m，水平流速为 0.2m/s，除砂效率可达 98%。

ⅲ. 当原水含砂粒径在 $0.15\text{mm}<d\leqslant0.25\text{mm}$ 时，斜板长度为 2.0m，水平流速为 0.2m/s，除砂效率可达 99%以上。

② 斜板设计数据：

ⅰ. 斜板倾角：45°。

ⅱ. 斜板间垂直距离：3～4cm。

ⅲ. 斜板纵向长度：3m。

ⅳ. 斜板材质：聚丙烯塑料板，板厚 3mm。

ⅴ. 斜板除砂器水头损失值：

当 $v=0.15$m/s 时，$\Delta h=0.058$m。

当 $v=0.175$m/s 时，$\Delta h=0.078$m。

当 $v=0.2$m/s 时，$\Delta h=0.1$m。

斜板除砂器水头损失主要消耗在始端的穿孔配水板上。

③ 进口穿孔配水板：

ⅰ. 配水板孔隙率：22%。

ⅱ. 配水板孔眼直径：18mm。

ⅲ. 配水板孔眼分布：除人字肋及积砂三角渠外沿整个断面均匀分布。

④ 排砂管：按照除砂器口径的大小排砂管直径分别采用 70～100mm，排砂管排砂孔直径 13mm，孔眼沿垂直断面成 45°角，水平方向交错排列，见图 3-26。

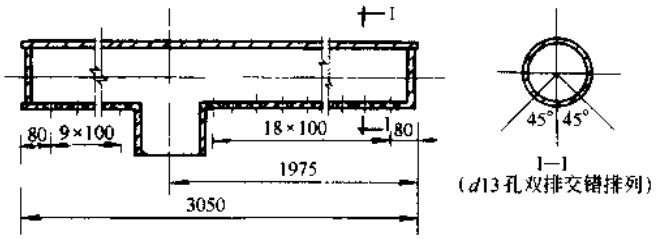


图 3-26　直径为 100mm 穿孔排砂管

⑤ 附属设备：在排砂管起点上部设置排气阀，定期排除除砂器内的积气；在排砂器底部设置排砂闸门，定期排除沉砂器内的积砂。

3）斜板除砂器和旋流除砂器比较见表 3-66 。

斜板除砂器和旋流除砂器比较　　表 3-66

名　称	水中砂粒直径 (mm)	去除率 (%)	水头损失 (mm)	装置方式
旋流除砂器	$d\leqslant 0.2$，占 93.6%	97	$Q=50$m³/h $\Delta h=2000$	装在室内须占用一定建筑面积
	$d\leqslant 0.1$，占 57%			
	$d<0.1$，占 14.4%			
斜板除砂器	$d\geqslant 0.1$，占 8.6%	>90	$Q=145$m³/h $\Delta h=58$	装在室外输配水管上须建井
	$0.075\leqslant d<0.1$，占 90.2%			
	$d<0.075$，占 0.78%			

4）压力式侧向流斜板除砂器通用图：

① 斜板间距：30、40mm 两种。

② 斜板倾角：45°。

③ 斜板长度：3m，为运输方便，分成三段，每段长为 1m 的单元。

④ 斜板除砂器水头损失近似值：

ⅰ．$v=0.15m/s$ 时，$\Delta h=0.06m$。

ⅱ．$v=0.20m/s$ 时，$\Delta h=0.1m$。

⑤ 产品技术性能及规格见表 3-67。

压力侧向流斜板除砂器的性能及规格　　表 3-67

直径 (mm)	处理水量 (m^3/h)				备注
	$0.075\leqslant d<0.1mm$ $v=0.15m/s$	去除率 (%)	$d\geqslant 0.1mm$ $v=0.2m/s$	去除率 (%)	
400	38	>90	51	>98	斜板间距 30mm 穿孔管直径 70mm
500	74	>90	98	>98	
600	118	>90	149	>98	斜板间距 40mm 穿孔管直径 100mm
700	153	>90	205	>98	
800	193	>90	257	>98	
900	270	>90	360	>98	
1000	336	>90	448	>98	
1200	495	>90	610	>98	
1400	680	>90	907	>98	
1600	882	>90	1176	>98	

3.6 渗　渠

渗渠主要用以截取河床渗透水和潜流水，其出水量一般受季节变化影响较大，枯水期约为丰水期 50%～60%，或者更小。为获得预计水量，设计中应注意以下四点：

(1) 确切地进行水文地质勘察和正确地使用水量评价计算成果。

(2) 正确地选择渗渠位置。

(3) 设计出水量时，应考虑枯水期的最小出水量，并充分估计到渗渠投产使用后，由于淤塞而可能引起的产水量逐年下降的因素。多数实践证明，渗渠产水量逐年下降是一般规律。由于水文地质条件的差别，施工质量和管理水平的高低，有的减少的少一些，有的严重些。

造成出水量减少的原因在于渗透系数和影响半径的选用不当。它应根据水文地质报告中所推荐的数值，采用其平均值，或偏低值。因为水文地质勘察所取得的参数，往往是在较短时间内取得的，而且不一定都是在枯水期完成的，因而所得的 K 和 R 值，不可能完全反映实际生产情况。如果不加以研究，就直接选用抽水试验时的 R 和 K 值，则往往偏大，造成水量下降。对于截取河床渗透水的渗渠，设计出水量时，应考虑到枯水期时河水的补给量。

(4) 为了提高渗渠产水量，可在渗渠下游 10～30m 范围内采取在河床下截水的措施。

当截取河床渗透水时，渗渠有一定的净化作用，其净化效果与河水浊度及人工滤层构造有关。一般可去除悬浮物 70%以上，去除细菌 70%～95%，去除大肠菌 70%以上。

3.6.1　渗渠的位置选择与平面布置

(1) 位置选择：

1) 水流较急、有一定冲刷力的直线或凹岸非淤积河段，并尽可能靠近主流。

2) 含水层较厚并无不透水夹层的地带。

3) 河床稳定、河水较清、水位变化较小的地段。

(2) 平面布置：

1) 平行于河流(或略成一斜角)(见图 3-27)：一般用于含水层较厚，补给充沛，河床较稳定，水质较好，以集取河床潜流水和岸边地下水。其优点为施工较容易，不易淤塞，检修方便，出水量变化较小。渗渠与河流水边线的距离，在含水层为卵石或砾石层时，一般不宜小于 25m；对于较浑浊的河水，为了保证出水水质，上述距离可适当加大；对于稳定河床，可小于上述距离。

2) 垂直于河流：

① 设于河滩下(见图 3-28)：适用于岸边地下水补给来源较差，而河床下含水层较厚，透水性良好，且潜流水比较丰富的情况。其优点为施工、检修方便，施工费用较低；缺点为出水量受河水季节变化影响较大。

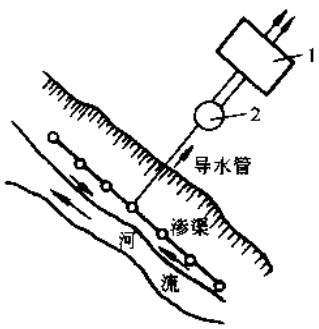


图 3-27　在河滩下平行于河流布置
1—泵房；2—集水井

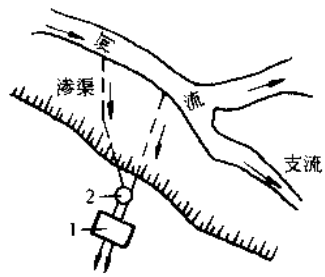


图 3-28　在河滩下垂直于河流布置
1—泵房；2—集水井

② 设于河床下(见图 3-29)：适用于河流水浅，冬季结冰取地面水有困难，且河床含水层较薄，透水性较弱的河床下集取河床渗透水。其优点为出水量较大；缺点为施工、检修困难，滤层易淤塞，需经常清洗翻修。

3) 平行与垂直组合布置(见图 3-30)：适用于地下水与潜流水均丰富，含水层较厚，兼取地下水、河床潜流水与河床渗透水，为防止由于距离太近，产水量互相影响；两条渗渠夹角宜大于 120°。为了尽量使雨季时两条渗渠混合水浊度有所降低，垂直于河流那条渗渠宜短些，而平行于河流那条渗渠宜长些。

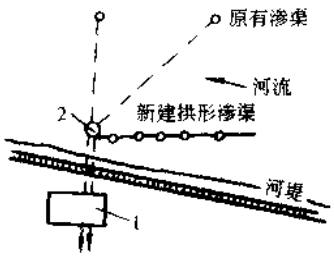


图 3-29 在河床下垂直于河流布置
1- 水泵房;2--集水井

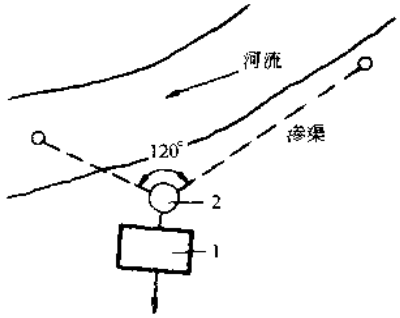


图 3-30 在河床下平行与垂直河流布置
1—水泵房;2—集水井

3.6.2 渗渠出水量计算

(1) 集取地下水或潜流水:

1) 完整式(双面进水)见图 3-31:

① 当 L 大于 50m,

$$Q=LK\frac{H^2-h^2}{R}\quad(\mathrm{m^3/d}) \tag{3-94}$$

② 当 L 小于 50m,

$$Q=1.37K\frac{H^2-h^2}{\lg\dfrac{R}{0.25L}}\quad(\mathrm{m^3/d}) \tag{3-95}$$

式中 L——渗渠长度(m);

K——渗透系数(m/d);

H——含水层厚度(m);

h——动水位至含水层底板的高度,可取 $0.15\sim0.30H$;

R——影响半径(m)。

当单侧进水时渗渠出水量应除以 2。

2) 非完整式(双面进水)见图 3-32:

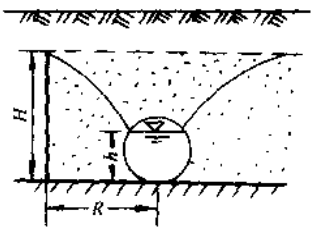


图 3-31 完整式渗渠

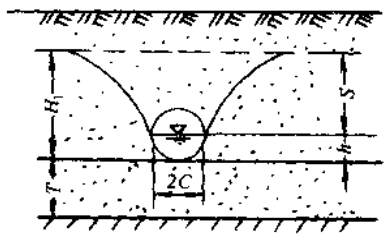


图 3-32 非完整式渗渠

$$Q=2LK\left[\frac{H_1^2-h^2}{2R}+Sq_s\right] \tag{3-96}$$

式中　S——水位降落(m)；

H_1——渗渠底至静水位的距离(m)；

h——动水位至渗渠底的距离(m)；

q_r——根据 α 及 β 值可用图 3-33 查得：

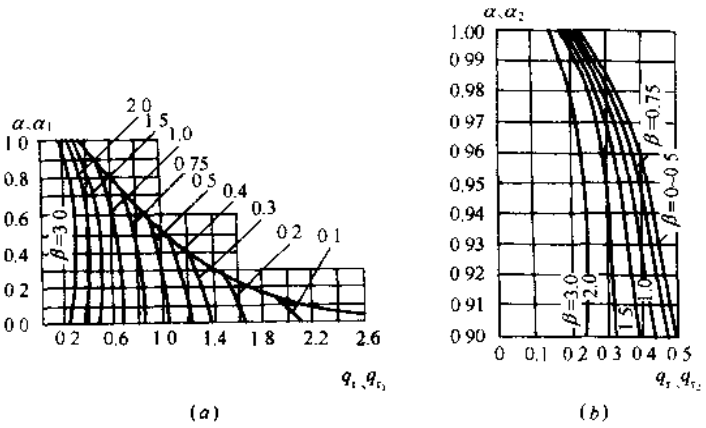


图 3-33　q_r 值曲线

(a)α、α_1-q_r、q_{r_1} 值曲线；(b)α、α_2-q_r、q_{r_2} 值曲线

$$\alpha_2=\frac{R}{R+C}$$

$$\beta_2=\frac{R}{T}$$

当 β 大于 3 时，q_r 按式(3-97)计算：

$$q_r=\frac{q'_r}{(\beta-3)q'_r+1} \tag{3-97}$$

式中　q'_r——可从图 3-34 中 $q'_r=f(\alpha_0)$ 曲线查得：

$$\alpha_0=\frac{T}{T+\frac{1}{3}C}$$

其中　T——渗渠底至含水层底板的距离(m)；

C——渗渠宽度之半(m)。

其他符号同前。

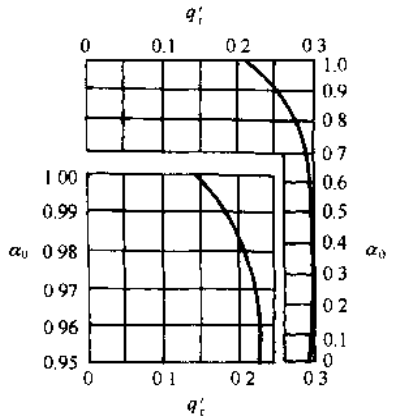


图 3-34　q'_r 值曲线

按照实际计算结果表明，该公式比较接近或略小于实际。因为，渗渠投产后，过水断面宽度沿地下水流向逐渐缩小，地下水流态呈收缩流，也就是远处过水断面宽度大于集水管长度。根据测定，有的竟大 1.38 倍。渗渠单宽流量以靠近渗渠为大，且向补给方向递减，呈非均匀流运动。但是该公式在推导时是假定各断面的流量为常数的，这同渗渠实际地下水流动状态，不相符合，所以理论数值往往小于实际。该公式不仅适用于集取地下水为主的渗渠，也可用于集取河床潜流水，并且适用于长度大于 50m 的渗渠。

(2) 同时集取地下水与河床潜流水：

1) 完整式见图 3-35：

$$Q=\frac{2\alpha}{1+\alpha}\left[Q_1+\frac{LKT(H-h)}{l}\right]\quad(\mathrm{m^3/d})\qquad(3\text{-}98)$$

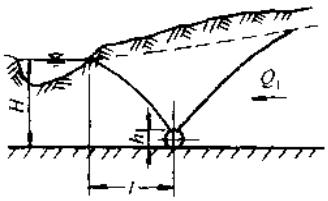


图 3-35　河滩下完整式渗渠

式中　L、K、H、h 同前；

l——渗渠中心至河水边线的距离(m)；

Q_1——从分水岭来的地下水流量(m^3/d)，按下式求得：

$$Q_1=LKHI$$

其中　I——地下水的水力坡降；

α——系数，

$$\alpha=\frac{1}{1+\frac{h}{l}A}$$

其中　A——系数，按下式计算或按表 3-68 查得，

系　数　A　值　　表 3-68

$\frac{d}{h}$	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09	0.10	0.12	0.14	0.16
A	2.64	2.20	1.95	1.76	1.62	1.51	1.41	1.32	1.25	1.18	1.07	0.97	0.89
$\frac{d}{h}$	0.18	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
A	0.81	0.75	0.61	0.50	0.41	0.34	0.28	0.22	0.14	0.07	0.03	0.01	0.00

$$A=1.47\lg\frac{1}{\sin\frac{\pi d}{2h}}$$

其中　d——渗渠直径或宽度(m)。

$$T=\frac{H+h}{2}\quad(\mathrm{m})$$

2) 非完整式见图 3-36：

$$Q=KL\left[\frac{H_1^2-h^2}{2l}+S_1q_{r_1}+\frac{H_2^2-h^2}{2R}+S_2q_{r_2}\right]\quad(\mathrm{m^3/d})\qquad(3\text{-}99)$$

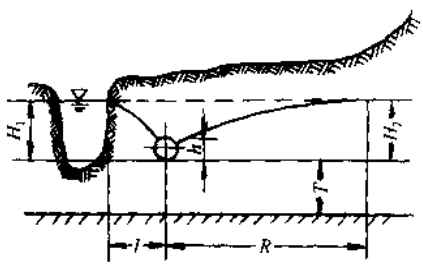


图 3-36　河滩下非完整式渗渠

式中　L、l、R 同前；

H_1——河流方面渗渠底以上含水层厚度(m)；

h——动水位至渗渠底的距离(m)；

S_1——河流方面的水位降落(m)，

$$S_1=H_1-h$$

S_2——河滩方面的水位降落(m)，

$$S_2=H_2-h$$

其中　H_2——河滩方面渗渠底以上含水层厚度(m)；

q_{r_1}——河流方面的相应引用流量，为 α_1、β_1 的函数，由下式确定，然后由图 3-33 确定 q_r：

$$\alpha_1=\frac{l}{l+C}$$

$$\beta_1=\frac{l}{T}$$

其中　T——渗渠底至含水层底板距离(m)；

C——渗渠宽度之半(m)；

q_{r_2}——河滩方面的相应引用流量，为 α_2、β_2 的函数，由图 3-33 求得。图中 α_2、β_2 按公式(3-97)确定。

当 β_1、β_2 大于 3 时，q_{r_1}、q_{r_2} 按式(3-100)计算：

$$q_{r_1}=\frac{q'_r}{(\beta_1-3)q'_r+1}$$

$$q_{r_2}=\frac{q'_r}{(\beta_2-3)q'_r+1} \tag{3-100}$$

式中　q'_r——按曲线图 3-34 求得，图中 α_0 按公式(3-97)确定。

(3) 集取河床渗透水：

1) 非完整式见图 3-37：

$$Q=\alpha LK\frac{H_y-H_0}{A}\quad(\mathrm{m^3/d}) \tag{3-101}$$

$$A=0.37\lg\left[\tan\left(\frac{\pi}{8}\frac{4h-d}{T}\right)\cot\left(\frac{\pi}{8}\frac{d}{T}\right)\right] \tag{3-102}$$

式中　L、K — 同前；

α — 淤塞系数。根据水的浑浊情况确定，当河水较清时，采用 0.8；中等浑浊时，采用 0.6；浑浊度很高时，采用 0.3；

H_y——河流水面至渗渠顶深度(m)；

H_0——吸水井内水位对渗渠出口所施水压(m)。当渗渠内为 100kPa(大气压)时，$H_0=0$，一般采用 $H_0=0.5\sim1.0$m；

T——含水层厚度(m)；

h——河床至渗渠底的深度(m)；

d——渗渠直径或宽度(m)。

2) 完整式见图 3-38：Q 同公式(3-101)，

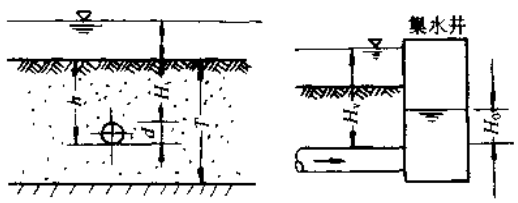


图 3-37　河床下非完整式渗渠

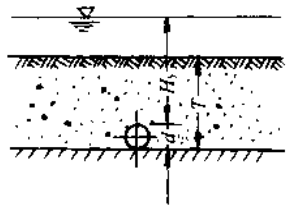


图 3-38　河床下完整式渗渠

$$A=0.73\lg\cot\left(\frac{\pi}{8}\frac{d}{T}\right) \tag{3-103}$$

3.6.3 渗 渠 设 计

(1) 水力计算数据：

1) 渗渠管径(渠宽)按水力计算确定。当总长度很长时，应按水量不同改变管径，但规格不宜过多。当有条件时，要分成2～3条铺设，每条渗渠最大长度，一般控制在500～600m为宜。需要进人清理的管渠，其内径或短边不得小于1000mm。

2) 管渠充满度一般采用0.4～0.8。

3) 最小坡度不小于0.2%。

4) 管内流速一般采用0.5～0.8m/s。

5) 设计动水位，最低要保持集水管内有0.5m的水深。若含水层较厚，地下水量丰富，则设计动水位保持在集水管以上0.5m为宜，再大些更好。

(2) 结构材料：一般常用钢筋混凝土管或混凝土管，每节长度为1～2m，也有用0.2～0.3m长的短管，也可用浆砌块石或装配式混凝土廊道，水量较小时，可用铸铁管或石棉水泥管。

(3) 进水孔设计：

1) 进水孔形式分圆孔和条孔两种。钢筋混凝土管进水孔孔径为20～30mm，铸铁管为10～30mm。孔眼为内大外小的楔形，呈梅花状布置。孔眼净距按结构强度要求，一般为孔眼直径的2～2.5倍。

2) 进水条孔宽度为20mm，长为宽的3～5倍，条孔间距纵向为50～100mm，环向为20～50mm。

3) 进水孔一般沿上部1/2～2/3圆周布置。进水孔的面积一般为管壁开孔部分总面积的5%～10%；当结构强度允许时，最好采用8%～15%。进水孔的总面积可按式(3-104)计算：

$$F=\frac{Q}{v} \tag{3-104}$$

式中 Q——设计出水量(m^3/s)；

v——进水孔允许流速(m/s)，应小于0.03m/s，一般采用0.01m/s。

(4) 人工滤层：

1) 在河滩下集取地下水或潜流水：

① 滤层的层数和厚度应根据含水层颗粒分析资料选择，一般采用3～4层，常用为3层总厚度以800mm左右为宜。每层厚200～300mm，上厚下薄，上细下粗。

② 人工滤层的颗粒直径按公式(3-105)、式(3-106)计算，但最下一层滤料的直径应比进水孔略大。具体做法见图3-39。

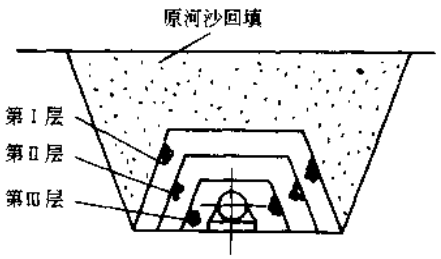


图3-39　河滩下渗渠人工滤层断面

与含水层相邻一层的滤料粒径：

$$d_1 = 7 \sim 8 d_t \tag{3-105}$$

两相邻人工滤层的计算粒径比：

$$\frac{d_{\text{Ⅱ}}}{d_1} = \frac{d_{\text{Ⅲ}}}{d_{\text{Ⅱ}}} = 2 \sim 4 \tag{3-106}$$

式中　$d_{\text{Ⅰ}}$、$d_{\text{Ⅱ}}$、$d_{\text{Ⅲ}}$——各层人工滤料的粒径(mm)，由上至下分别为第一层、第二层、第三层填料粒径；

d_t——含水层的颗粒计算粒径(mm)；

当含水层为细砂或粉砂层时，$d_t = d_{40}$；

当含水层为中砂层时，$d_t = d_{30}$；

当含水层为粗砂层时，$d_t = d_{20}$；

当含水层为砾石和卵石时，$d_t = d_{10\sim15}$；

d_{40}、d_{30}、d_{20}、$d_{10\sim15}$——系分别小于该粒径的颗粒占总重量的40%、30%、20%、10%～15%时的颗粒粒径(mm)。

当缺乏颗粒分析资料而含水层又为大颗粒的砂卵石时，可参照实际工程确定。

人工滤层的填料中不应夹有粘土、杂草、风化岩石等。滤层上部回填的原河砂应冲洗干净。

2) 在河床下集取河床渗透水：

① 为便于清洗翻修，不宜埋设太深。一般在避免冲刷条件下，由河底至管顶最好不超过1.7m。

② 渗渠的滤层级配，上层颗粒粒径一般为0.25～1.0mm，厚1.0m，下面三层每层厚为0.15～0.2m(如图3-40所示)。当渗渠埋深较浅，人工滤层有被冲刷可能时，应考虑防冲措施。一般在人工滤层上部铺设厚度0.3～0.5m的防冲块石，在块石下设席垫(用直径5～10mm小木条编制)，当河水最大流速小于4m/s时，块石直径可按式(3-107)计算：

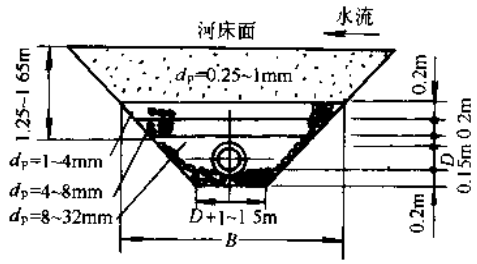


图3-40　河床下渗渠人工滤层断面

$$D = \frac{v^2}{36} \quad (\text{m}) \tag{3-107}$$

式中　v　—河水最大流速(m/s)。

应当指出，增加防冲块石，由于局部渗透速度加大，增加了淤塞可能性，故应尽量在选择位置和埋深时，考虑避免冲刷。

③ 为防止滤层淤塞，滤速不宜过大，一般采用0.2～0.6m/h，当河水浊度高、埋深又小时，取下限值。渗渠的长度L应满足式(3-108)：

$$L = \frac{Q}{B v_g} \quad (\text{m}) \tag{3-108}$$

式中　Q—　设计出水量(m^3/d)；

v_g——计算的渗透速度(m/d)；

B ——滤层断面上口宽度(m)，见图3-40。

(5) 基础和接口：

1) 基础：

① 完整式渗渠：当含水层厚度小于 7m 时，应尽量将渗渠设计成完整式。当采用完整式渗渠时，一般不设基础。但应将基岩面挖成 1/3D 深度的基岩槽，然后将集水管安放在其中，再用大卵石或块石将管子两侧卡住定位。见图 3-41。

② 非完整式渗渠：当集水管采用钢筋混凝土管时，多采用混凝土基础；也可采用混凝土枕基，放在集水管下部接口处(见图 3-42)；当集水管采用铸铁管时，可不作基础，用卵石或块石在管子两侧将管子卡稳。

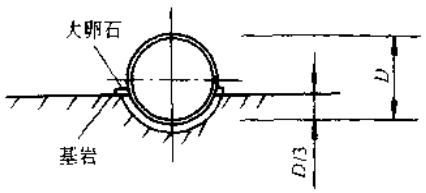


图 3-41 基岩基础

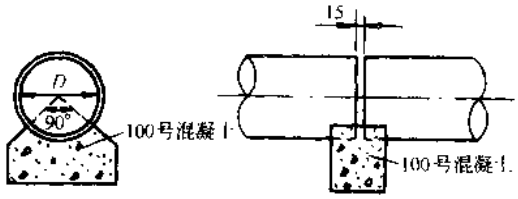


图 3-42 混凝土枕基

2) 接口：一般钢筋混凝土管常用套环接口和承插接口，接口处留 10～15mm 空隙，并在接口周围回填砾石和卵石；如用短管可平接，不用套环，但应与基础固定好，以防冲刷和位移，见图 3-43。

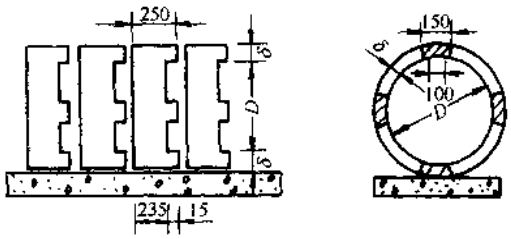


图 3-43 短管基础

(6) 检查井：

1) 在渗渠端部、转角和断面变换处应设检查井。直线部分检查井间距应按渗渠的长度和断面确定，一般采用 50m；当集水管的管径较小时，井距可采用 30m；当集水管的管径较大时，亦可采用 75～150m。

2) 检查井多采用圆形钢筋混凝土井，直径为 1～2m，井底应设 0.5～1.0m 深的沉砂坑。

3) 检查井分为地下式和地面式。为防止河水泥沙由井盖流入渗渠，常采用地下式检查井，井采用封闭式井盖，即用橡胶圈和螺钉固定在井上。地面式检查井井顶高出地面 0.5m，井应考虑防冲措施，一般采取加深井下基础，在井周围抛块石等。

3.6.4 集水井设计

集水井平面形状分为矩形或圆形(水量小时可采用圆形)。为检修方便，进口处设闸门，其上设平台，井顶设入孔、通风管等。一般产水量较大的渗渠集水井常分为两格，靠近进水管一格为沉砂室，后边一格为吸水室。沉砂室可采用水平流速为 0.01m/s，砂下沉速度可采用 0.005m/s。

集水井一般多采用钢筋混凝土结构。其容积可按吸水管布置、调节容积和沉砂时间等要求确定。当渗渠产水量小时，可按不超过 30min 产水量计算；产水量大时，可按不小于一

台水泵 5min 水量计算。

3.6.5　渗渠设计注意事项

(1) 渗渠出水正常与否和使用年限长短，主要与位置选择、埋设深度、人工滤层颗粒级配及施工质量有关。因此在设计渗渠时应详细调查设置地点河床的淹没、冲刷、淤积情况和含水层渗透性、颗粒组成，必要时应通过钻探或挖探井取得有关资料。施工时应严格按设计的人工滤层级配分层铺设，回填渗渠管沟时应用原来施工渗渠时挖出的原土。对于用土围堰施工的渗渠，完工后应将土围堰拆除干净，以免改变河床水流方向。

(2) 设计时应考虑备用渗渠或地面水进水口，以保证事故或检修时，供水不致中断。

(3) 提升渗渠出水的水泵设备能力，应充分考虑到丰水、枯水期的水量变化情况。

(4) 避免将渗渠埋设在排洪沟附近，以防堵塞或冲刷。

3.6.6　渗　渠　施　工

渗渠施工宜在枯水期进行，主要工序如下：

(1) 开挖沟槽：开挖沟槽之前，将集水井和渗渠位置在地面上测量放线，设置标志桩，以便开槽后校正渗渠中心线方位和挖槽深度。

1) 在岸边或河滩下开挖沟槽时，可采用大开槽法、木板桩法和机械化推土法施工。

① 大开槽法：当渗渠埋深不超过 3～5m，可采用大开槽施工，见图 3-44。

② 木板桩法：当渗渠埋设较深，地下水位较高，地层松散，沟槽容易坍塌时，可采用木板桩法施工，见图 3-45。

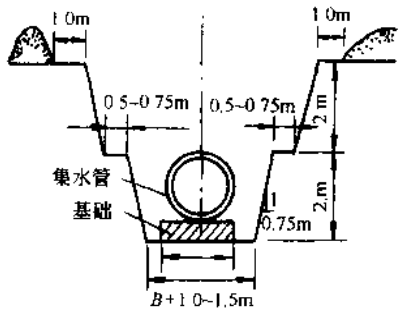


图 3-44　大开槽施工断面

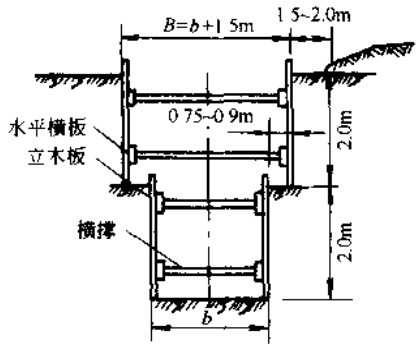


图 3-45　板桩法施工断面

③ 机械化施工：常用推土机挖土或挖沟机直接开挖，见图 3-46。

2) 河床下埋设渗渠时，开槽之前应采取排水措施，可设置草袋围堰或草袋导流坝(见图 3-47)。

(2) 渗水管敷设：铺设之前用水准仪测量基础标高，按渗水管设计坡度填平槽底。管子入槽一般采用起重设备吊装，无起重设备，可用绳子环向绕管身慢慢滚动放到槽底，以防止碰损。铺管时，发现管口不对接又不用水泥砂浆抹带，可用碎石垫平找正。如管底不设基础，可在管子稳定后，用预制混凝土块在管底垫稳固定。渗水管起端最好设检查井，如不设检查井，要设法封住管头。

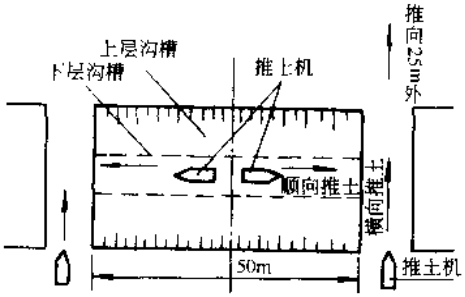


图 3-46 推土机挖土方法示意

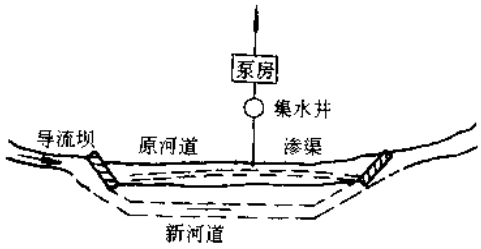


图 3-47 导流坝施工

(3) 反滤层铺设:铺设反滤层之前,按设计要求将筛分好的滤料按粗细规格、所需数量堆放在施工地段上,再按设计要求,将各层不同规格滤料,铺设宽度和厚度等,在沟槽内钉上标志桩,便于铺设各种坡度的反滤层。如反滤层上下要求两种坡度,则应以管子水平中心线为界,下层滤料向上坡,上层滤料向下坡。为铺好下层滤料,可按各层滤料厚度和坡度要求,采用木溜槽或沟上架设木平台送料。中心线以上滤料铺设,同样要在已经铺好的下层滤料表面设标志桩,从内层向外层按次序分层铺设。滤料要均匀、洁净,不符合要求的泥砂含量不超过总重的5%,反滤层应包满渗水管,加强排水措施,防止泡槽;甚至边坡塌方。

(4) 渗渠回填:渗渠回填之前,先要清除沟槽内的残留杂物。在反滤层以上0.5～1.0m厚的下层回填土未填平之前,不要停止沟内排水。下层回填土应采用人工回填,沿管子两边对称分层进行,待上层回填土用推土机全部填平后,位于河床下的渗渠上部应铺砌0.3～0.5m的块石,以防止冲刷。

(5) 渗渠清洗:渗渠施工全部结束,在集水井中临时安装水泵抽水,当水位降到渗水管底部后停泵,待水位恢复到淹没渗渠反滤层0.5～1.0m时,再开泵抽水,反复进行直到出水清澈无砂为止。如渗水管铺设较长,也可分段从检查井中临时安装水泵抽水清洗渗渠。

3.7 大 口 井

3.7.1 大口井出水量计算

(1) 取河床渗透水的大口井,可按表3-69所列公式计算。

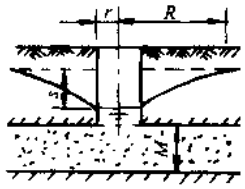
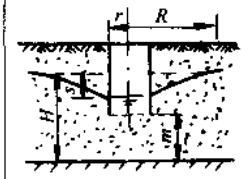
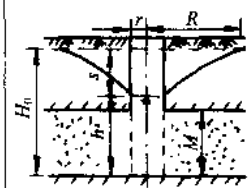
取河床渗透水的大口井出水量计算公式表 表 3-69

计 算 公 式	符 号 说 明
$Q=\frac{4.29Kr_0S}{0.0625+\lg(M/N)}$ (3-109)	Q—大口井出水量(m^3/d) K—含水层渗透系数(m/d) r_0—大口井的半径(m) S—水位下降(m) M—含水层厚度(m) N—井底至含水层底板距离(m)

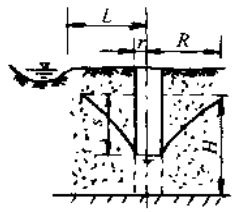
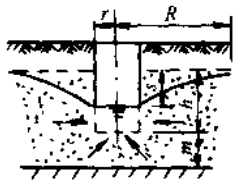
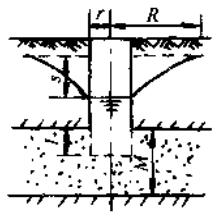
取河床渗透水要求枯水期河水保持一定水深，这是大口井运行中出水量稳定的前提条件。考虑到大口井运行过程中可能出现的淤塞问题，采用上述公式计算时，应根据河水浊度考虑淤塞系数。

(2) 取地下水的大口井，可根据含水层性质和进水形式，选择表 3-70 所列公式计算。表中采用式(3-113)和式(3-114)计算出水量比实际出水量一般大 5%～20%。采用式(3-115)和式(3-121)计算出水量比实际出水量大 5%～10%。当潜水含水层 $H>20$m 时，井底井壁同时进水的潜水非完整井，其井壁进水量可忽略不计。

取地下水大口井出水量计算公式　　**表 3-70**

含水层性质	进水形式	图　示	公　式	适用条件
承压水	井底进水		1. $Q=\dfrac{2\pi KSr}{\dfrac{\pi}{2}+2\sin^{-1}\dfrac{r}{M+\sqrt{M^2+r^2}}+1.185\dfrac{r}{M}\lg\dfrac{R}{1M}}$ (3-110)	含水层很薄 $M<2r$
			2. $Q=\dfrac{2\pi KSr}{\dfrac{\pi}{2}+\dfrac{r}{M}\left(1+1.185\lg\dfrac{R}{4M}\right)}$ (3-111)	含水层较薄 $8r>M>2r$
			3. $Q=4KSr$ (3-112)	含水层较厚 $M\geqslant 8\sim 10r$
潜水	井底进水		4. $Q=\dfrac{2\pi KSr}{\dfrac{\pi}{2}+2\sin^{-1}\dfrac{r}{m+\sqrt{m^2+r^2}}+1.185\dfrac{r}{m}\lg\dfrac{R}{4H}}$ (3-113)	含水层很薄 $r<m<2r$
			5. $Q=\dfrac{2\pi KSr}{\dfrac{\pi}{2}+\dfrac{r}{m}\left(1+1.185\lg\dfrac{R}{4H}\right)}$ (3-114)	含水层较薄 $m>2r$
			6. $Q=4KSr$ (3-115)	含水层较厚 $m>8\sim 10r$
承压水	井壁进水		7. $Q=\dfrac{2.73MKS}{\lg\dfrac{R}{r}}$ (3-116)	$h>M$
			8. $Q=1.366\dfrac{2MH_0-M^2-h^2}{\lg\dfrac{R}{r}}$ (3-117)	水位降落低于含水层顶板 $h<M$

续表

含水层性质	进水形式	图示	公式	适用条件
潜水	井壁进水		9. $Q=1.366K\dfrac{(2H-S)S}{\lg\dfrac{R}{r}}$ (3-118)	远离河流的井 $S\leqslant 1/2H$
			10. $Q=1.366K\dfrac{(2H-S)S}{\lg\dfrac{2L}{r}}$ (3-119)	$L<0.5R$
承压水	井底井壁同时进水		11. $Q=\dfrac{2.73KlS}{\lg\dfrac{1.6l}{r}}+4KSr$ (3-120)	$l<0.3Mh$
			12. $Q=\dfrac{2.73KMS}{\dfrac{1}{2a}\left(2\lg\dfrac{4M}{r}-A\right)-\lg\dfrac{4M}{R}}+\dfrac{4\pi KMS}{\pi\left(\dfrac{M}{r}-1\right)+2\ln\sqrt{\dfrac{3}{2}\dfrac{R}{M}}}$，$a=\dfrac{l}{M}$，$A=f(a)$ (3-121)	$l>0.3M$ 时
潜水			13. $Q=\pi KS\left[\dfrac{2h_0-S}{2.3\lg\dfrac{R}{r}}+\dfrac{2r}{\dfrac{\pi}{2}+\dfrac{r}{m}\left(1+1.185\lg\dfrac{R}{4m}\right)}\right]$ (3-122)	含水层较薄(10～15m) m 较小时
			14. $Q=1.366\dfrac{K(2h_0-S)S}{\lg\dfrac{R}{r}}+4KSr$ (3-123)	含水层较厚 m 很大时

a	0.05	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
A	3.50	2.80	2.20	1.80	1.60	1.30	1.10	0.80	0.60	0.40	0

注：表中 Q——出水量(m^3/d)；
K——渗透系数(m/d)；
S——水位降深(m)；
r——井半径(m)；
H——潜水含水层厚度(m)；
M——承压含水层厚度(m)；
R——影响半径(m)；
m——井底至含水层底板高度(m)；
h——静止水位至井底高度(m)；
L——井至水体边线距离(m)。

3.7.2　大口井设计

大口井适用于地下水埋藏较浅，含水层较薄且渗透性强的地层取水，它具有就地取材、施工简便的优点。井深一般不大于15m；井径应根据水量、抽水设备布置和施工条件等因素确定，一般为5～8m，但不宜超过10m。

(1) 大口井的形式：按取水方式分为完整井和非完整井。由于完整井井底不能进水，而井壁进水易被堵塞，因此我国许多地区多采用井底进水的非完整井。按几何形状又可分为圆筒形和截头圆锥形两种。圆筒形大口井制作简便，下沉时受力均匀，不易发生倾斜，即使倾斜后也易校正。截头圆锥形大口井具有下沉时摩擦力小，易于下沉，但下沉过程中受力情况复杂，容易倾斜，倾斜后不易校正，故设计时不要使上下井径相差很多。一般来说，在地层较稳定的地区，应尽量选用圆筒形大口井。具体条件是：

1) 当含水层厚度为5～10m时，一般多采用完整井，如条件许可，应尽量做成非完整井，使井底距不透水层不小于1.0～2.0m，以便井壁进水孔堵塞后，井底仍可保持一定出水量。若含水层厚度大于10m时，均应做成非完整井。

2) 当单井出水量较大、井数不多、含水层较厚或抽降较大时，一般采用井内设有抽水设备的大口井，见图3-48、图3-49，井距在经济合理的条件下可适当放大，以减少相互影响。

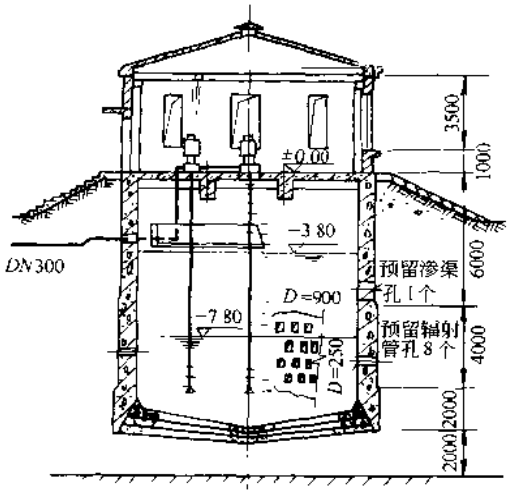


图3-48　设有立式泵的大口井

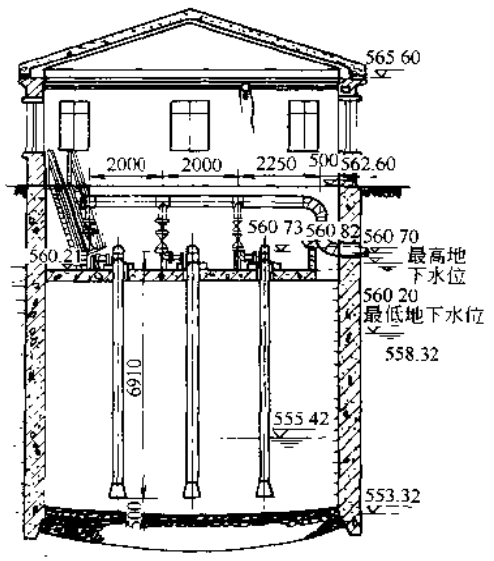


图3-49　设有卧式泵的大口井

3) 当用水量较大，井数较多，采用虹吸管集水时，一般采用圆筒形或截头圆锥形大口井见图3-50、图3-51。当井群以虹吸管集水时，井距应根据水文地质条件确定，一般不宜太大。截头圆锥形大口井，井壁倾斜度大，施工时稳定性差，井筒易发生倾斜，且不易校正，施工中应注意防止井周围土壤塌陷和不均匀下沉；截头圆锥形大口井具有节省材料，容易下沉等优点。

当井设在河漫滩及低洼地区时，须考虑不受洪水冲刷和淹没，井盖应设密封人孔，并高出地面0.5～0.8m。井盖上设通风管，管顶应高出地面或最高洪水位2.0m以上。

4）井筒下部应做刃脚，其高度和厚度可根据结构强度计算。刃脚部分的厚度一般大于井壁厚度 10cm。当井筒采用砖石结构时，须做钢筋混凝土刃脚，其高度最好不小于 1.2～1.5m。

5）井的周围应设不透水的散水坡，其宽度为 1.5m。在渗透土壤中，为防止地面水沿井壁渗入地下，污染地下水，井周围应填宽为 0.5m，深为 1.5m 的粘土层。

（2）大口井的结构材料：修建大口井的材料应尽量就地取材，一般采用钢筋混凝土、砖、块石等。当井径大于 5m，深度大于 10m 或建井地层夹有较大的卵石、流沙层或井筒在施工中易发生倾斜时，宜采用钢筋混凝土井筒。

当选用砖或块石砌筑井筒时，砖的强度最好不低于 MU10 号；块石须是未风化、组织紧密、六面平正、抗压强度不低于 200～300kg/cm²。当砖石材料不易解决时，亦可采用预制混凝土砌块，每块重量不宜超过 50kg。采用砖石或预制混凝土块砌井筒，须分层均匀砌筑，以免发生不均匀下沉。

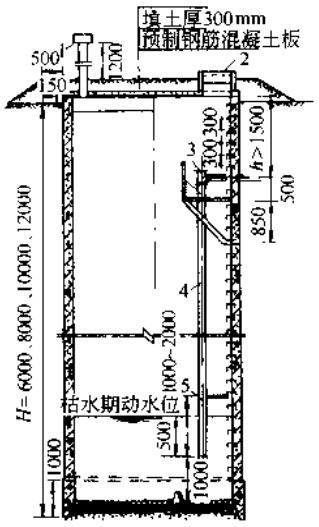


图 3-50 圆筒形大口井
1—通气孔；2—检修孔；3—水上式底阀；4—吸水管；5—支架

（3）大口井的进水形式：

1）井壁进水：井壁进水的型式有水平进水孔（见图3-52）、斜形进水孔（见图 3-53）、V 形进水孔和透水井壁。V 形孔由于施工复杂，堵塞严重，现已很少采用。当含水层为砂砾或卵石时，亦可采用 $D=25\sim50$mm 不填砂砾的圆形孔或圆锥形孔（内大外小）。进水孔应设置在动水位以下，在井壁上交错排列，其总面积可达井壁部分面积的 15%～20%。透水井壁的优点为进水面积大、进水均匀、施工简单和效果较好。

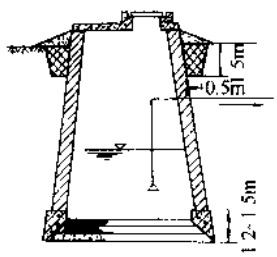


图 3-51 截头圆锥形大口井

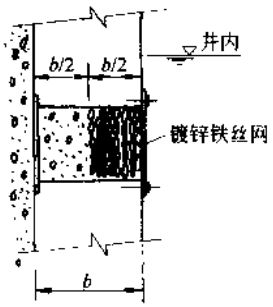


图 3-52 水平进水孔

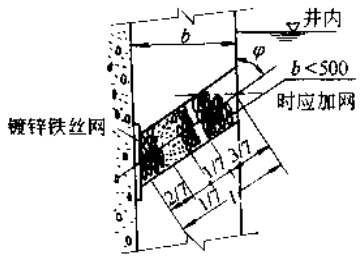


图 3-53 斜形进水孔

① 水平进水孔：容易施工，采用较多。在孔内滤料级配合适的情况下，堵塞较轻，但不易按一定的级配填加滤料。一般做成直径 100～200mm 的圆孔或 100mm×150mm～200mm×250mm 的矩形孔。为防止滤料漏失，需在孔的两侧装设格网。

② 斜形进水孔：便于清理和更换孔内的滤料，但堵塞较水平孔严重，一般做成 $D=50\sim150$mm 的圆孔，最大不超过 $D=200$mm。孔的倾斜度 φ 按壁厚和钢筋布置考虑，一般不超过 45°。为防止滤料漏失，井外壁一侧应设有格网。孔内滤料应在井筒下沉到设计标高后

再放入孔内。

③ 进水孔内的填料：孔内填滤料 2～3 层，一般为 2 层，其级配按含水层颗粒组成确定，与含水层接触的第一层滤料直径 d_1 按下式确定：

$$d_1 \leqslant (7\sim 8)d_i$$

式中　d_i——当含水层为细砂或粉砂时，$d_1=d_{40}$；

当含水层为中砂时，$d_1=d_{30}$；

当含水层为粗砂时，$d_1=d_{20}$；

当含水层为砾石、卵石时，$d_1=d_{10\sim 15}$。

d_{40}、d_{30}、d_{20}、$d_{10\sim 15}$系指小于这一粒径的含水层颗粒占总重量的百分数。

进水孔中第二、三层滤料直径 d_2、d_3，各为前一层直径的 3～5 倍。

④ 井壁进水孔的面积：井壁进水孔的面积可按式(3-124)计算：

$$F=\frac{Q}{v}\quad (\mathrm{m}^2) \tag{3-124}$$

式中　Q——井壁进水量(m^3/s)；

v——允许进水流速(m/s)。

⑤ 透水井壁：动水位以下和刃脚以上的井壁，采用砾石水泥混凝土(无砂混凝土)，孔隙率一般为 15%～25%，砾石水泥透水井壁每高 1～2m 设一道钢筋混凝土圈梁，梁高为 0.1～0.2m，如图 3-54 所示。

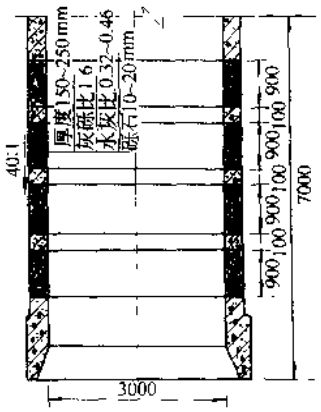


图 3-54　砾石水泥混凝土透水井壁

设计砾石水泥混凝土井壁时采用的有关数据，一般应通过试验确定。第一铁道设计院的经验是：

① 砾石水泥混凝土的砾石粒径，在细砂含水层采用 3～5mm；在中砂、粗砂、砂卵石等含水层采用 5～10mm(也可用 10～20mm)。

② 灰石比以 1:6 较适宜。水灰比应根据施工时的条件，通过试验确定最佳比值，一般控制在 0.32～0.46 范围内。

③ 砾石水泥混凝土井壁的制作，当使用 500 号矿渣水泥时，控制灰石比(重量比)为 1:6，每立方米混凝土水泥用量 255kg，混凝土密度重达 1900kg/cm³，要求达到的渗透系数等于或大于 1000m/d 时，有关数据可参见表 3-71。

砾石水泥混凝土井壁设计数据　　表 3-71

砾石粒径(mm)	水灰比	混凝土强度	28d 弯曲受拉强度(MPa)	设计计算强度(MPa)				适用的含水层
				中心受压(R_{np})	弯曲受压(R_w)	中心受拉(R_p)	弯曲受拉(R_{wp})	
10～20	0.38	C9	1.1	3.6	4.5	0.20	0.33	粗砂、砾石、卵石
5～10	0.42	C100	1.5	4.0	5.0	0.27	0.45	粗砂、中砂
3～5	0.46	C80	1.5	3.2	4.0	0.27	0.45	中砂、细砂

2）井底进水（见图 3-55）：必须做反滤层。反滤层是防止井底涌砂，安全供水的重要措施。反滤层一般设3～4 层，并宜做成凹弧形，粒径自下而上逐渐变大，每层厚度一般为 200～300mm。当含水层为细、粉砂时，应增至 4～5 层，其总厚度为 0.7～1.2m；当含水层颗粒较粗时可设两层，其总厚为 0.4～0.6m，当井底含水层为卵石时可不设反滤层。由于刃脚处极易涌砂，靠刃脚处可加厚 20%～30%。当水文地质条件合适时，井底反滤层亦可作成半球形。

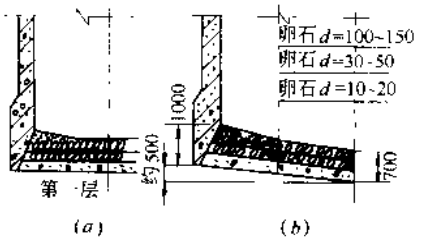


图 3-55 井底进水反滤层
(a)小直径平底反滤层；
(b)大直径斜底反滤层

井底反滤层的滤料级配与井壁进水孔中填料相同，亦可参照表 3-72 选用。

井底反滤层滤料粒径和厚度(mm) 表 3-72

含水层类别	第一层		第二层		第三层		第四层	
	滤料粒径	厚度	滤料粒径	厚度	滤料粒径	厚度	滤料粒径	厚度
细砂	1～2	300	3～6	300	10～20	200	60～80	200
中砂	2～4	300	10～20	200	50～80	200		
粗砂	4～8	200	20～30	200	60～100	200		
极粗砂	8～15	150	30～40	200	100～150	250		
砂砾石	15～20	200	50～150	200				

3）进水流速的校核：井壁进水和井底进水的流速不宜过大，以免引起涌砂。流速过大也会使水中部分重碳酸盐分解，使钙镁盐类沉积在滤料上，造成滤料胶结，严重堵塞滤层。井壁进水孔和井底反滤层的允许进水流速 v 可按式(3-125)计算：

$$v=\alpha\beta K(1-\rho)(\gamma-1) \quad (\mathrm{m/s}) \tag{3-125}$$

式中 α——安全系数，井壁斜形孔为 0.5，水平孔需通过试验确定，井底反滤层为 1.0；

β——进水孔倾斜度变化系数，见表 3-73。

进水孔不同倾角时的 β 值 表 3-73

孔轴线与垂线间的夹角 ϕ(°)	30	35	40	45	50	60
β	0.79	0.71	0.63	0.53	0.48	0.38

也可按式(3-126)计算：

$$\beta=1-\frac{\phi}{107}+0.08\sin(4.5\phi) \tag{3-126}$$

式中 ϕ——进水孔轴线与垂线的夹角(°)；

K——靠近井内一层滤料的渗透系数，见表 3-74；

ρ——滤料孔隙率(%)，见表 3-75；

γ——滤料相对密度，砂和砾石取 2.65。

计算井底反滤层进水流速时，$\beta=1$。

为避免小颗粒滤料流失，进水通过滤层的流速，应小于表 3-76 中所列数据。

滤料渗透系数 K 概略值　　表 3-74

过筛后的砂砾直径 (mm)	0.5～1	1～2	2～3	3～5	5～7
渗透系数 (m/s)	0.002	0.008	0.02	0.03	0.039

滤料孔隙率 ρ 值　　表 3-75

滤料粒径(mm)	细砂 0.1～0.25	中砂 0.25～0.5	粗砂 0.5～1.0	砾石 >1.0
孔隙率 (%)	15～18	20～25	25	25

砂粒开始移动的最小 v_{min} 流速　　表 3-76

砂粒直径 (mm)	5.0	1.0	0.5	0.1
最小流速 (cm/s)	2.0	1.0	0.7	0.3

井外围进水流速，可按式(3-127)计算：

$$v=\beta\frac{Q}{\pi DL\rho}\quad(\mathrm{m/s}) \tag{3-127}$$

式中　Q——井壁进水量(m^3/s)；

β——不均匀系数，取 $\beta=1.2\sim1.5$；

L——动水位以下井筒高度(m)；

D——井外径(m)；

ρ——含水层孔隙率(%)，见表 3-77。

各种含水层孔隙率　　表 3-77

含水层类别	粉砂层含泥	粉砂层	细砂层	中砂层	粗砂层	粗砂砾石层	卵石砾石层
孔隙率(%)	5.4	8.4	12.6	15.0	18.0	24.0	24.0

井外围进水速度 v 与含水层中地下水渗透速度 $v_{\text{渗}}$，应满足下列关系式：

$$v\leqslant v_{\text{渗}} \tag{3-128}$$

3.7.3　大口井施工

大口井施工方法根据井筒结构形式、材料强度、地下水位和施工机具设备等条件确定，见表 3-78。由于大开槽法施工存在较多缺点，一般采用沉井法施工。

采用沉井法前应作好施工准备，包括平整场地，清除障碍物、修通道路、挖好排水沟，接通电源，筹措施工材料、起吊和抽水设备等。

大口井施工方法对比 表 3-78

施工方法	施工方法优缺点	适用条件
大开槽法	1. 井壁薄，可用砖石砌筑，就地取材 2. 井壁周围可填入工滤层，提高出水量 3. 施工土方量大，容易坍槽，破坏含水层结构、施工周期长，排水量大，费用高	井径小于 4m，井深小于 9m 或不宜采用沉井法施工地层
沉井法	1. 施工土方量小，周期短，排水量少，费用低 2. 对含水层结构扰动轻 3. 施工方法简便，安全，但施工技术要求高	施工条件具备，尽量采用沉井法

(1) 开挖基槽：井位确定后，先开挖基槽，便于浇(砌)筑井筒。基槽一般要挖到地下水位以上 0.5m，深度不超过 3m，当覆盖层较厚，井筒较长时，可适当加深。在槽底周围应设排水沟和集水坑，以排除积水(见图 3-56)。若采用明沟直接排水有困难时可用井点法降低地下水位。为防止槽壁坍塌，有条件时可设支撑，但一般多采取槽壁放坡法维持边坡稳定。可根据不同土质确定允许坡度值，见表 3-79。当基槽深超过 3m 时，可分节开挖，每节挖深不超过 3m，分节处设 1.5m 宽的站人马道，形成阶梯边坡。当井位设在水深小于 1.5m 的水体中，可采用人工筑岛法用砂卵石填筑基台，见图 3-57。

基槽边坡坡度 表 3-79

土壤种类	粘土	亚粘土	亚砂土	砂、卵石	炉渣回填土
挖深小于 3m($1:m$)	1:0.25	1:0.33	1:0.50	1:0.75	1:1.00

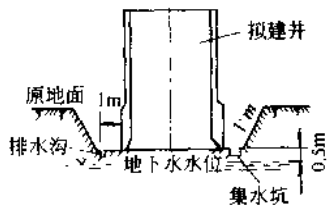


图 3-56 基槽形状示意图

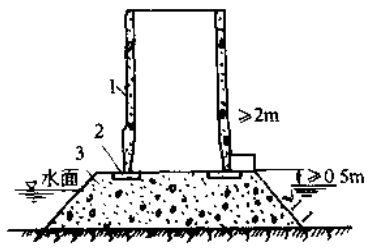


图 3-57 人工筑岛

1—井筒；2—刃脚不垫板；3—砂、卵石筑岛

基槽挖好后，放出刃脚位置就可立模制作井筒。根据基槽底部土层性质，可采用无垫架和有垫架两种方法处理地基。

无垫架法：适用于地基强度较大的情况，可直接夯实或铺砂垫层夯实，厚度不小于 0.3m。

垫架法：适用于地基强度很差的情况，可按辐射状铺一圈厚约 5cm 的硬木板或铺砾卵石、三七灰土夯实，厚度不小于 0.3m，也可铺 3cm 厚的水泥砂浆。

(2) 浇(砌)筑井筒：浇(砌)筑井筒时，为防止井筒下沉过程中因受力不均而出现裂缝，浇注混凝土应震捣密实，按设计要求配置钢筋。砌筑砖石时，围绕井筒砌砖速度最好一致，灰缝不宜太多和过大，应填满砂浆。

井筒浇注分一次浇注和分段浇注两种方法，一般井深小于 10m，采用一次浇注法；井深超过 10m，采用分段浇注法。分段浇注时，每段井筒高度为其外径的 0.8～1.0 倍，当第一节井筒顶端沉到高出基槽 1.0m 左右时，停止下沉再浇注第二节。如井壁设有进水孔，应在内模板上定位钻孔，孔径比设计孔径大 2mm，浇注前用牛皮纸将浸水湿木楔包住，在浇注时逐层插入内模板孔眼中，待混凝土初凝时，拔出木楔。

(3) 井筒下沉：当井筒强度达到设计强度 70%时，即可挖土下沉。分段浇注井筒时，在接高井筒前，将已浇注的井筒顶面整平，保持各节井筒中心线重合、垂直。井筒下沉分排水下沉和不排水下沉两种方法：

1) 排水下沉法：该法是借用水泵不间断的将井内积水排出，人工直接开挖下沉。人工开挖应均匀对称，每次挖深 0.2～0.3m，挖土速度大致相同。对弱透水密实土层，可先挖刃脚下的土层，后挖中间土层；粉、细砂地层，开挖时井底始终保持高出刃脚 0.2m，与刃脚下缘没有空隙，防止涌砂。

井筒下沉因自重轻受阻时，可用加高井筒或加重临时荷载以及辅助震动等方法，促使井筒下沉。也可采取挖除井壁四周土层减少沉降深度，或在井壁外侧灌注泥浆以及借用高压水泵经导管喷水润滑井壁，减少摩阻力。但井筒下沉也不可太快，为放慢下沉速度，可不挖或少挖刃脚下土层以及在井壁外侧填粗糙料增加摩阻力。

2) 不排水下沉法：该法是采用挖掘机配以抓土斗挖土下沉。挖掘机应停放远离基坑，距坡顶不小于基坑深度的 1.5 倍，抓土斗在井内升降要平稳，挖土过程要保持井筒内外水头高差接近，必要时可向井内注水。

(4) 井底处理：井底处理有封底隔水和不封底进水两种形式。一般在清除井底预留的 0.2～0.3m 土层后，即可铺设进水反滤层或浇注封底混凝土。井底为透水性强的松散层时，应在刃脚下分块间隔轮流换填砂砾石层加固地基，防止井筒继续下沉。铺设井底反滤层应按设计要求进行。浇注封底混凝土，可采用抽水干封底和水下封底两种方法，前者需要事前预埋钢管，将水泵吸水管底阀伸入其中，待井内积水排出后，即可浇注混凝土封底。后者一般采用垂直导管将混凝土送入井底。

3.8　辐　射　井

辐射井由大口井和径向设置的单层或多层辐射管组成，是一种由垂直与水平集水系统组成的联合取水构筑物。一般常用于中砂、粗砂不含漂卵石和粉细砂地层。过去，辐射井仅限于含水层厚度较厚、渗透性能较好的傍河地段，通过近 10a 来的工程实践和研究，辐射井技术不仅可应用于弱透水层地层，而且也可用于岩溶裂隙发育的基岩地区。在弱透水层取水要有一定厚度(不少于 1m)的粉砂或细砂；在基岩地区取水，要有延伸较远的断裂破碎带，水位埋藏浅并有充足补给源。

3.8.1 辐射井的位置选择与平面布置

辐射井根据集水类型，可分为四种布置形式(见图 3-58)，各自位置选择原则见表 3-80。

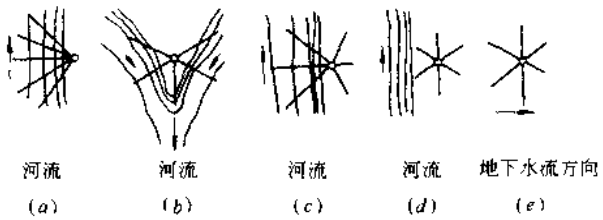


图 3-58 辐射井平面布置

(a)集取河床渗透水(集水井在岸边)；(b)集取河床渗透水(集水井在滩地)；(c)同时集取河床渗透水和岸边地下水；(d)主要集取岸边地下水；(e)远离河流集取地下水

辐射井布置形式及位置选择 表 3-80

集水类型	布置形式	位置选择原则
集取河床渗透水	集水井设在岸边或滩地，辐射管伸入河床下	1. 集取河床渗透水时，应选河床稳定，水质较清，流速较大，有一定冲刷力的直线河段 2. 集取岸边地下水时，应选含水层较厚，渗透系数较大的地段 3. 远离地表水体集取地下水时，应选地下水位较高，渗透系数较大地下水补给充沛的地段
同时集取河床渗透水和岸边地下水	集水井设在岸边，部分辐射管伸入河床下，部分辐射管设在岸边	
集取岸边地下水	集水井和辐射管都设在岸边	
远离河流集取地下水	逆地下水流方向的辐射管长度，应大于背地下水流方向的辐射管的长度	

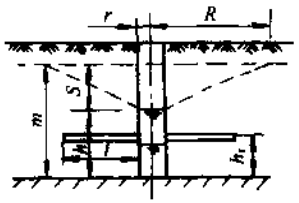
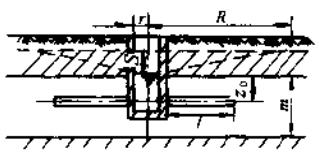
3.8.2 辐射井出水量计算

(1) 辐射井出水量计算：辐射井出水量计算，尤其是单根辐射管出水量计算，仍然是一个薄弱环节。这主要是因为辐射井水流动力条件特殊导致计算公式复杂所致。利用公式计算与实际出入较大。因此，应通过开采资料加以验证，公式计算可作为近似值，常用计算公式见表 3-81。

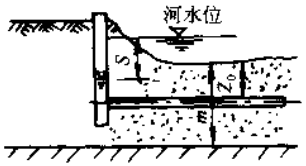
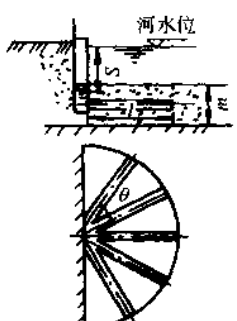
(2) 单根辐射管出水量计算：为了定量计算辐射井的出水量，首先要解决单根辐射管出水量计算问题。近年来通过模拟试验及对模拟试验数据进行回归分析计算结果，得出了如下集取河床渗透水的辐射管集水计算模型(见表 3-82)。

(3) 辐射管长度的确定：辐射管集水量随长度增长而增加，在辐射管直径和降深不变情况下，辐射管长度达到某一长度时，其集水量基本上不再随管长的增长而增加。其有效长度可参见表 3-83 所列经验公式计算。

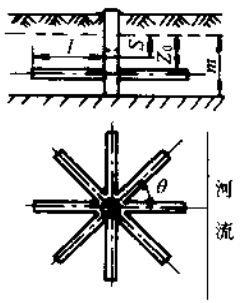
辐射井出水量计算公式 表 3-81

集水形式	含水层类型	图示	公式	符号说明	适用条件
集取地下水	无压含水层		$Q=qna$ (3-129) $q=1.36K\dfrac{m^2-h^2}{\lg\dfrac{R}{0.75l}}$ 当 $h_r>h$ 时 $q=1.36K\dfrac{m^2-h^2}{\lg\dfrac{R}{0.25l}}$ $Q=A(mh_r)^{\frac{1}{2}}(Kl)^{\frac{1}{4}}S^{0.8}$ (3-130)	Q—辐射井出水量(m^3/d) n—辐射管根数 a—系数，按图 3-59 确定 q—单根辐射管的出水量(m^3/d) m—含水层厚度(m) h—动水位以下含水层厚度(m) h_r—辐射管轴线至不透水层的距离(m) K—渗透系数(m/d) R—影响半径(m) l—辐射管长度(m) A—按 h_r/m 比值确定的系数，见图 3-60 S—水位降深(m) V_r、V_m—系数 μ—系数，根据 $R/2m$、l/m 比值，按图 3-62确定 φ—辐射管互阻系数，根据 l/m、r/m 和 $R/2m$ 比值，按图 3-63 确定 β 辐射管埋深系数，根据 l/m 和 Z_0/m 比值，按图 3-61 确定 r 辐射管半径(m) z_0—含水层顶板至辐射管的高度(m)	$l=30\sim50$m；远离水体或河流 $K\leqslant0.003$m/s；远离河流；集水井为完整井
	承压含水层		$Q=\dfrac{2.73KlS\beta}{\lg V_r+2\mu\lg V_m}n\varphi$ $V_r=\dfrac{l}{1.36r}\sqrt{\dfrac{2R-l}{2R+l}}$ $V_m=\dfrac{l+\sqrt{l^2+4m^2}}{2m}\sqrt{\dfrac{2R-l}{2R+l}}$ (3-131)		远离河流；可用于供水井、多用于降低地下水位的辐射式排水井

续表

集水形式	含水层类型	图　示	公　式	符号说明	适用条件
集取河床渗透水	潜水含水层		$Q=qn\varphi$ (3-132) $q=\frac{KSl}{0.37\lg N_0}$ $N_0=\frac{4mZ_0l\left[\sqrt{l^2+16(m-Z_0)^2}+l\right]}{b(m-Z_0)(\sqrt{l^2+16Z_0^2}+l)(\sqrt{l^2+16m^2}+l)}$	Q、K、S、l、n、m、q — 同前 φ——辐射管互阻系数，按图 3-63 确定 N_0——系数 $b=0.6125d$（d 为辐射管外径）(m) Z_0 — 河床至辐射管的距离(m) θ——辐射管之间的夹角(°)	含水层较薄、辐射管埋在河床上，考虑 0.3～0.8 的河床淤塞系数
			$Q=\frac{2\pi KSl}{\ln U_r+\frac{n-1}{2}\ln U_\beta}n$ $U_r=\frac{3mZ_0l}{r(m-Z_0)(l+\sqrt{l^2+16m^2})}$ $U_\beta=1+\frac{16m^2}{l^2\sin^2\theta}$ (3-133)		集取河床垂直渗透水在含水层中水流运动符合直线渗流规律，近似计算公式，考虑 0.3～0.8 的河床淤塞系数
集取岸边地下水	潜水含水层		$Q=\beta\frac{2\pi KSl}{f(U_x)}\varphi n$ (3-134) $f(U_x)=\ln\left(\frac{0.74l}{r}\sqrt{\frac{2R-l}{2R+l}}\right)+2\mu\ln U_x$ $U_x=\frac{l+\sqrt{l^2+4m^4}}{2m}\sqrt{\frac{2R-l}{2R+l}}$	Q、K、l、S、n、β、r—— 同前 μ — 系数，由图 3-62 确定 R —影响半径或自辐射井至水边线的二倍距离(m)	河床下含水层较厚，近似计算公式，考虑 0.3～0.8 的河床淤塞系数

续表

集水形式	含水层类型	图示	公式	符号说明	适用条件
集取河床渗透水和岸边地下水	潜水含水层		$Q=2\pi KS\left[\frac{\frac{l_1 n_1}{n_1}}{\ln U_r+\frac{n_1-1}{2}\ln U_\beta}+\frac{l_2 n_2}{f(U_x)}\beta\varphi\right]$ (3-135)	Q、K、S、β、U_r、U_β、U_x 同前 n_1 伸入河床下的辐射管根数 n_2 设在岸边的辐射管根数 l_1—伸入河床下的辐射管长度(m) l_2—岸边辐射管长度(m) φ—辐射管互阻系数，按图 3-64、65 确定(查图时，应将岸边辐射管的根数增加一倍)	集取埋藏浅厚度薄、透水性好的含水层

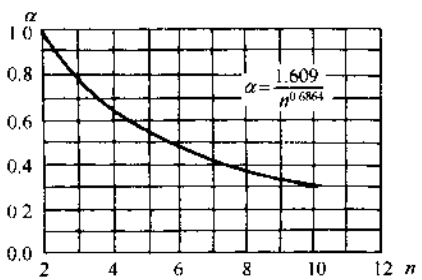


图 3-59 $\alpha=f(n)$关系曲线

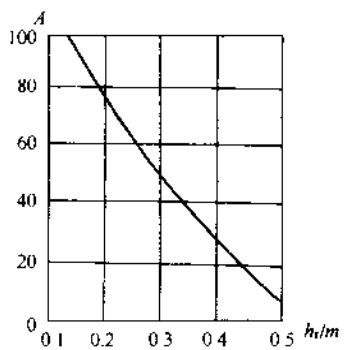


图 3-60 确定系数 A 的曲线

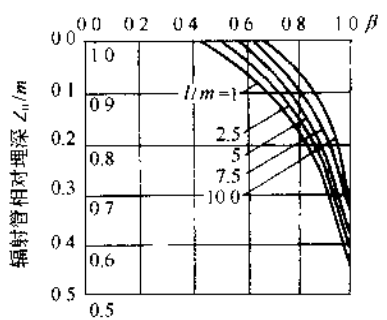


图 3-61 埋深系数 β 曲线

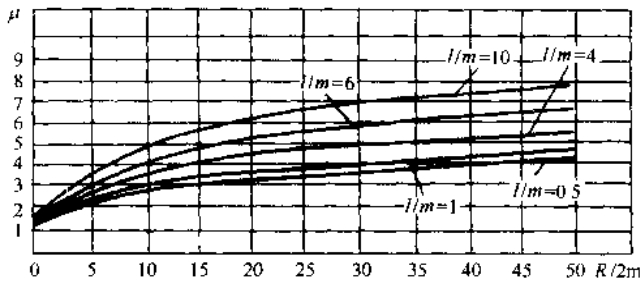
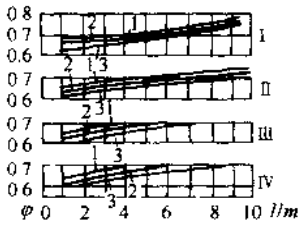
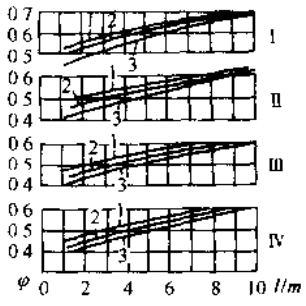


图 3-62 确定 μ 系数曲线





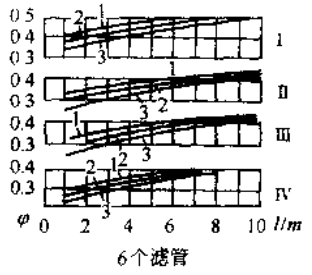


图 3-64 辐射管互阻系数 φ 曲线

注：曲线 1、2、3 分别代表 r/m 为 1/370、1/150、1/37；图Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ、Ⅳ分别代表 R/m 为 5、15、25、50。

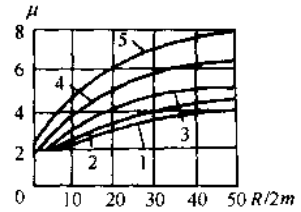


图 3-63 辐射管互阻系数曲线

注：曲线 1、2、3、4、5 分别表示 $l/m=0.5$、1、4、6、10。

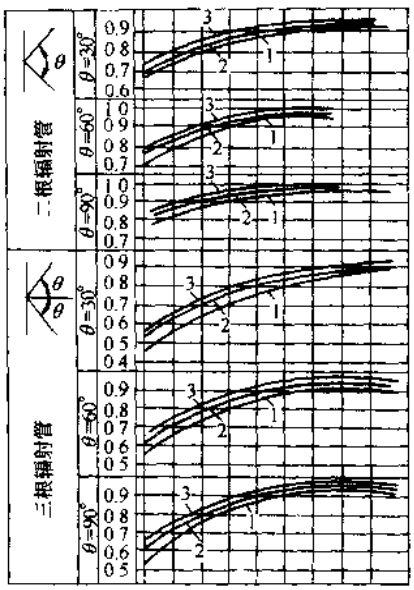


图 3-65 辐射管互阻系数 φ 计算曲线

注：曲线 1、2、3 分别代表 r/m 为 1/370、1/150、1/37。

集取河床渗透水的辐射管集水计算模型　　表 3-82

计算模型	符号说明
$q=1.5915K^{0.71}Z_0^{-0.087}D^{0.956}$ (3-136) $Q=qn\varphi$ (3-137)	q—辐射管的出水量(m^3/d) K—含水层的渗透系数(m/d) Z_0—辐射管的埋深(m) D—辐射管的直径(m) Q—辐射井的出水量(m^3/d) n—辐射管的根数 φ—辐射管的互阻系数，查图 3-64

辐射管长度计算的经验公式　　表 3-83

计算公式	符号说明
$L=4266K^{-0.85}Z_0^{0.12}A^{-0.32}$ (3-138)	K—渗透系数(m/d) L—辐射管长度(m) Z_0—辐射管埋深(m) A—比阻，由满宁公式给出 $A=10.293n^2/D^{5.33}$ n—粗糙系数 D—辐射管直径(m)

3.8.3　集水井与辐射管的设计

(1) 集水井：

1) 集水井一般用钢筋混凝土浇筑，其直径按辐射管施工方法和井内是否安装抽水设备确定。

2) 集水井井底，国外一般采用混凝土填封，使之不进水，便于施工；国内一般不封底，使之增加出水量。

3) 在浇筑集水井时，需在井壁上预埋辐射管穿墙套管，见图 3-66。套管直径应比辐射管直径大 50～100mm。预埋套管的数量应多于辐射管，以便顶进辐射管遇障碍后废弃，另在新套管中顶管。

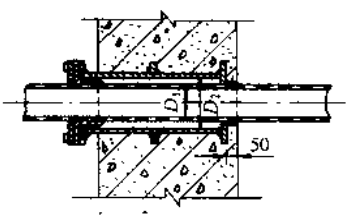


图 3-66　辐射管穿墙套管

4) 为了便于辐射管施工，最好在井筒上设置两道圈梁，以便搭筑施工平台，见图 3-67。

(2) 辐射管：

1) 辐射管的布置：

① 当含水层较薄或集取河床渗透水时，宜设置单层辐射管见图 3-68。

② 当含水层较厚，地下水丰富，渗透系数较大时，可设置多层辐射管见图 3-69。其布置见表 3-84。

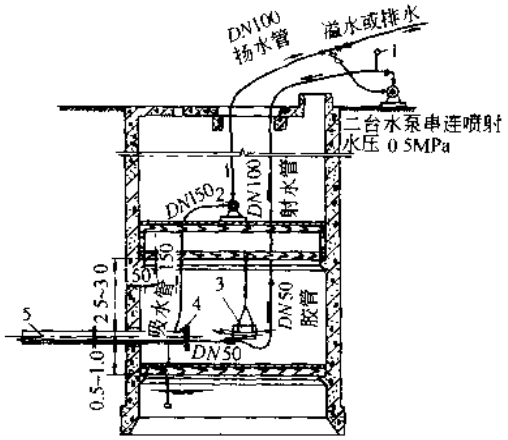


图 3-67 辐射管施工布置

1- 压力表；2- 水泵；3 —撞锤；4 —顶帽；5—*DN*200 套管

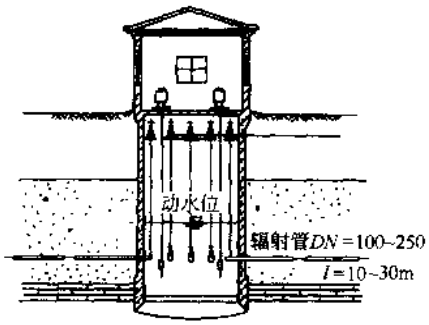


图 3-68 单层辐射管布置

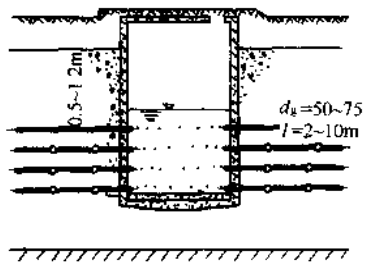


图 3-69 多层辐射管布置

多层辐射管的布置 表 3-84

管 径 (mm)	层 数	层 距 (m)	每 层 根 数
50～75	4～6	0.5～1.2	6～8
100～150	2	1.5～3.0	3～6

③ 当含水层较厚，但有较多不透水夹层时，宜设置倾斜的辐射管。

④ 辐射管距井底的距离一般为 1～2m。

2) 辐射管直径和长度：应根据含水层富水性和施工方法确定。当用人工锤打施工时，一般采用直径 50～70mm；当机械施工时，可采用直径 100～250mm。一般情况下，采用直径较大的辐射管较为有利。辐射管长度，当集取承压水时，采用少而长的辐射管；集取潜水时，采用短而多的辐射管。当管径为 100～150mm 时，适宜管长为 10～30m，对于细颗粒含水层，辐射管可加长到 50～150m。管径为 50～78mm 时，管长一般不超过 10m。辐射管每节长度为 1.5～2.0m，丝扣连接或焊接。

3) 辐射管的材料：辐射管 一般采用钢管。当管径为 50～75mm 时，采用加厚的焊接钢管；当管径为 100～250mm 时，可采用壁厚为 6～9mm 的钢管。当采用套管法施工时，亦可

采用铸铁管、薄壁钢管、塑料管、石棉水泥管和砾石水泥管等。

4）辐射管的进水孔：一般采用圆形和条形两种，其孔径尺寸应按含水层颗粒组成确定。采用圆孔时，孔径一般为6～12mm；采用条形孔时，孔宽为2～9mm，长为40～140mm，孔口最好交错排列。孔隙率一般为15%～20%，最多可达25%～35%。进水孔布置及尺寸见图3-70、71和表3-85、86。

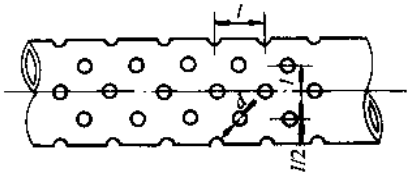


图3-70　D=50～75mm辐射管进水孔布置

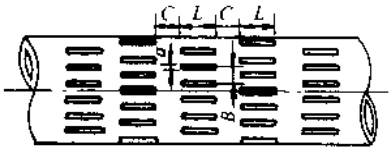


图3-71　D=100～250mm辐射管进水孔布置

D=50～75mm辐射管进水孔尺寸　　表3-85

辐射管管径(mm)	进水孔直径 d(mm)	每周小孔数(个)	小孔间距 l(mm)	每米孔数(个)	孔隙率(%)	适用地层
50	6	16	12.0	1328	20	中砂、粗砂
	10	10	26.6	370	15	粗砂夹砾石
	12	8	33.7	232	14	粗砂夹砾石
	12	6	40.0	150	9	粗砂夹砾石
75	6	21	12.0	1750	20	中砂、粗砂
	10	14	28.0	490	10	粗砂夹砾石
	12	10	30.0	330	13	粗砂夹砾石
	13	10	24.1	410	31	粗砂夹砾石

D=100～250mm辐射管进水孔尺寸　　表3-86

管外径(mm)	壁厚(mm)	孔口尺寸(mm)				每周小孔数(个)	每延长米孔数(个)	孔隙率(%)	适用地层
		a	L	C	B				
108	6	2	80	15	10	34	306	14.4	中　砂
108	6	3	80	15	15	22	198	14.1	中砂、粗砂
108	6	4	80	15	18	19	171	16.1	中砂、粗砂
108	6	6	80	25	25	13	117	16.5	粗砂夹砾石
108	6	8	80	25	32	10	90	17.0	粗砂夹砾石
140	6	2	80	15	10	44	396	14.4	中　砂
140	6	3	80	15	15	29	261	14.2	中砂、粗砂
140	6	4	80	15	18	24	216	15.7	中砂、粗砂
140	6	6	80	25	25	17	153	16.7	粗砂夹砾石
140	6	8	80	25	32	13	117	17.0	粗砂夹砾石
159	7	3	80	15	15	33	297	14.2	中砂、粗砂
159	7	5	80	15	20	25	225	18.0	粗砂夹砾石

续表

管外径（mm）	壁厚（mm）	孔口尺寸(mm)				每周小孔数（个）	每延长米孔数（个）	孔隙率（%）	适用地层
		a	L	C	B				
159	7	7	80	25	30	16	144	16.1	粗砂夹砾石
159	7	9	80	25	40	12	108	15.6	粗砂夹砾石
219	8	3	80	15	15	46	414	14.3	中砂、粗砂
219	8	5	80	15	20	34	306	17.8	粗砂夹砾石
219	8	7	80	25	30	23	207	16.9	粗砂夹砾石
219	8	9	80	25	40	17	153	16.0	粗砂夹砾石
273	9	3	80	15	15	57	513	14.3	中砂、粗砂
273	9	5	80	15	20	43	387	18.0	粗砂夹砾石
273	9	7	80	25	30	28	252	16.4	粗砂夹砾石
273	9	9	80	25	40	21	189	15.9	粗砂夹砾石

3.8.4 辐射井施工

辐射井下沉前，需将井壁上预留套管用木塞堵住，井筒下沉到设计标高后，搭筑施工平台，拆除套管木塞，安装导向轴套和施工设备。辐射管的施工方法，一般有以下几种：

(1) 人工锤打：用 12～18 磅的手锤，人工将直径 50～75mm 的辐射管打入含水层。锤打的管端应安装特制的软钢顶帽。

(2) 撞锤顶进：用 100～280kg 的撞锤将辐射管打入含水层。当含水层为砂层时，使用 100kg 左右的撞锤，人工操作，配合使用高压水枪（见图 3-72），可将直径 200mm 的辐射管打入含水层。当含水层为卵石层或砂层中夹有较多大粒径卵石时，可用 280kg 的电动夹板锤，将直径 200mm 的辐射管打入含水层见图 3-72。辐射管前端装设用工具钢焊制的空心骨架顶管帽见图 3-73，砂砾可通过管头进入管内，遇到大卵石时，可以把它顶碎，而使辐射管继续顶进。

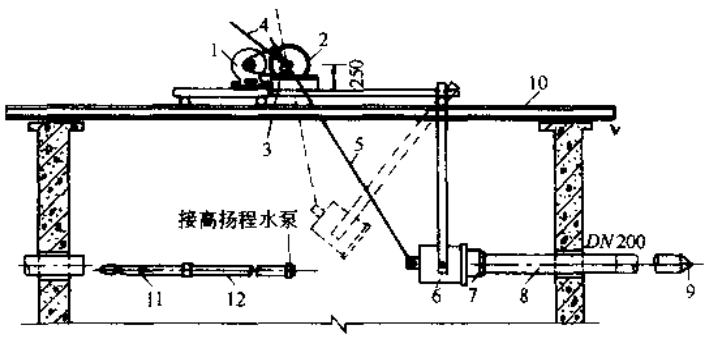


图 3-72 夹板锤施工示意

1 电动机；2 主动轮；3 偏心轮；4—手柄；5—夹板；6—锤；7—顶管帽；8—辐射管；9—顶管头；10—铁轨；11—射水管管头；12—高压射水管

(3) 水射法：用压力水冲孔，用拉链起重器或其他方法将辐射管顶入含水层。所需供水压力 0.3～0.8MPa。喷射水枪的孔口流速，在砂类(中粗砂)含水层中，可采用 15m/s；在卵石类含水层中可采用 30m/s，压力水量按辐射管直径确定。当辐射管直径为 100mm 时，水量为 5～10L/s；当辐射管直径为 250mm 时，水量为 10～20L/s。阜新使用的喷射水枪见图 3-74(*a*)。西北地区铁路给水工程所使用的喷射水枪见图 3-74(*b*)。宝鸡地区使用的喷射水枪见图 3-74(*c*)。

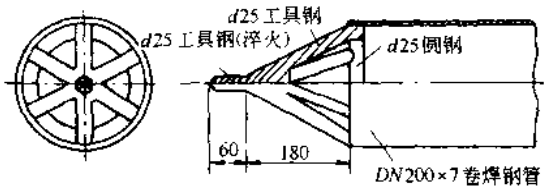


图 3-73　顶管帽构造

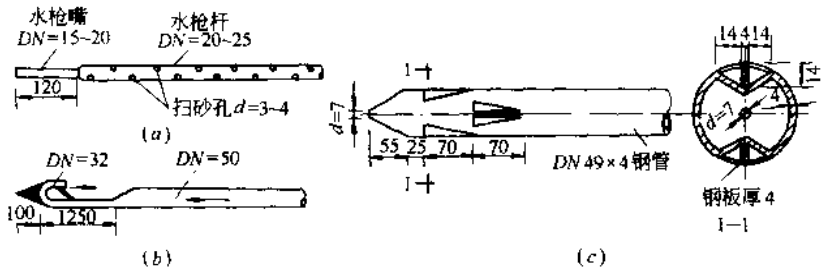


图 3-74　喷射水枪

(*a*)阜新使用喷射水枪；(*b*)西北地区铁路给水工程使用喷射水枪；(*c*)宝鸡地区使用喷射水枪

水射法施工时，坡度不易控制，往往向上偏斜，造成坡度太大。因此在开始顶进时，使辐射管向下有 5%～8%的坡度。喷射水枪与拉链起重器施工布置见图 3-75。

(4) 千斤顶法：用 20～80t 的油压或螺旋千斤顶将辐射管顶入含水层中，其施工布置见图 3-76。用千斤顶顶管时往往配合使用喷射水枪。

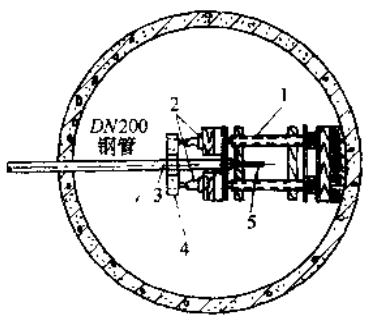


图 3-75　喷射水枪与拉链起重器施工布置

1—钢管焊接支架；2— 50t 千斤顶；3—管壁上挡筋($d=16$，$L=100$，5～7 根)；4— 套管铁夹板厚 20；5—*DN*50 喷射水管

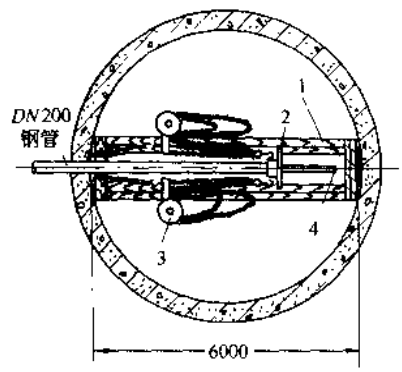


图 3-76　千斤顶顶管布置

1—倒链滑车支架(枕木做)；2—顶帽；3—5t 倒链滑车；4 —*DN*50 喷射水管

顶管设备所需的顶力可按式(3-139)近似计算：

$$p=K\pi Dlf \quad (t) \tag{3-139}$$

式中 K ——系数，外冲顶管时为 0.1，内冲顶管时为 5，采用锥帽或其他不挖土顶管时为 20；

D——顶管外径(m)；

l——顶管长度(m)；

f ——土壤与管壁的摩擦系数，细砂时为 0.32，砂砾时为 0.44。

(5) 套管法：适用于含水层夹有较大的卵石或采用非金属管、薄壁钢管、缠丝过滤器制作辐射管等情况。施工时，先将套管顶入含水层，然后将预制好的辐射管推入套管，再把套管拔出。这种施工方法，可以采用较大的喷射水枪，便于清掏较大的卵石。当遇到大卵石不能顶进时，可将套管向后退出 400～500mm。然后用炸药包炸碎块石，再继续顶进。

(6) 水平钻机钻进法：常用水平钻机见图 3-77。待水井施工完成后，即可安装钻机施工。用水平钻机施工，在粘性土和风化层中的成井工艺是比较容易的，而在粉细砂、卵石中的成井工艺则比较难。在卵石层中，国外施工方法是先用风钻或电钻根据设计位置凿眼。然后用水平钻机将滤水管一根一根打入含水层中。为减少摩阻力，在第一根滤水管前端安装一个用特殊钢制的高强度尖头。前面几根滤水管的外径可以比后面的稍大些。用这种方法施工，由于破坏含水层天然结构，在长时间抽水后，细颗粒会堵塞出水空隙，使辐射井出水量逐渐减少。国内水平钻机施工，采用 130mm 钻头、岩心管顶进，每钻进 2～3m 停钻，用水泵冲洗，直至钻到预定长度，然后冲净砂砾石，将滤水管送入套管内，最后拔出套管，即形成新的滤层。

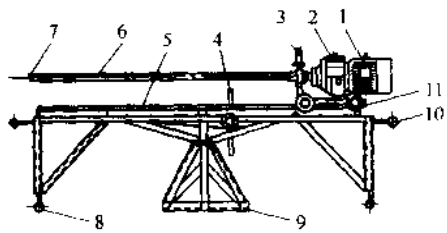


图 3-77 SPZ-110 型水平钻机

1—电动机；2—传动箱；3—射水管接头；4—绞车；5—机架；6—钻杆；7—钻头；8—机架支撑；9—机座；10—水平支撑；11—滑轮

3.9 井群虹吸管集水系统设计

3.9.1 虹吸管集水的适用条件与平面布置

(1) 适用条件：利用虹吸管系统集取地下水，是一种较为成功的取水方法。其优点是：技术可靠，生产管理集中，而且节约工程投资和经常费用；尤其是在井数较多时，可以大量减少抽水及输配电设备。由于受虹吸真空高度的限制，一般在下列条件下采用较为适宜：

1) 含水层渗透性好，有良好的补给条件，枯水期静水位接近地面，而且抽水时水位下降不大，各个井的最低动水位不低于集水井地面下 10m。

2) 井群分布比较集中，每条虹吸管长度不宜超过 600m。

(2) 平面布置：虹吸取水系统主要由水源井(管井或大口井)、虹吸管、集水井(或真空罐)和水泵房四个部分组成。根据井群数量及分布情况，平面布置有直线、扇形和单井辐射状布置等三种形式，见图 3-78。

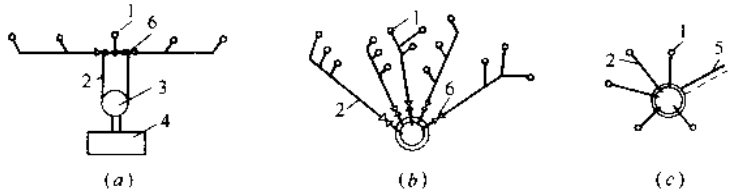


图 3-78　虹吸管集水系统平面布置图

(a)直线布置、泵房与集水井分建；(b)扇形布置，泵房与集水井合建；

(c)单井辐射布置，泵房与集水井合建

1—水源井；2—虹吸管；3—集水井；4—泵房；5—输水管；6 -闸门

为使各水源井出水量均匀，应尽量使每条虹吸管长度相差最小，每条虹吸管连接水源井数最好为 3～4 个。

3.9.2　虹 吸 管 设 计

虹吸管管径：一般采用 200～500mm，最大 800mm。可根据每根虹吸管流量分段按式(3-140)计算：

$$d_i=\sqrt{\frac{4Q_i}{\pi v}}\quad(\mathrm{m}) \tag{3-140}$$

式中　d_i——虹吸管管径(m)；

Q_i——相应于 d_i 管段的流量(m^3/s)；

v——虹吸管内允许流速，一般 $v=0.5\sim0.7m/s$。

管中水头损失，一般按式(3-141)计算：

$$h=1.2(\Sigma h_i+a\Sigma h_j) \tag{3-141}$$

式中　Σh_i——沿程水头损失(m)；

Σh_j——局部水头损失(m)；

a——系数，铸铁管 $a=1$，焊接管 $a=1.5$。

虹吸管真空吸水高度，一般采用允许真空高度 6～7m。有效真空高度 h_c 按式(3-142)计算：

$$h_c=h_1-h \tag{3-142}$$

式中　h_1——允许真空高度(m)；

h——虹吸管水头损失(m)。

虹吸管水平管段：水平管段向集水井方向上升的坡度不小于 0.001。

虹吸管进出口深入水下的深度：虹吸管的进口与出口端深入水下深度一般为 1～1.5m(见图 3-79)。当虹吸管进水端直接与管井连接时，过滤器淹没于最低动水以下的深度可采用 0.5～1m。

虹吸管与水源井的连接：当虹吸管直接与管井连接时，为防止因管井下沉而破坏头部连接结构，可采用伸缩连接(见图 3-80)；当虹吸管的进水端插入管井内，

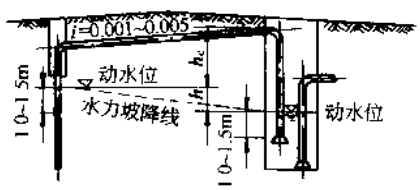


图 3-79　虹吸管水力关系示意

以免过滤器因淹没深度不足，而破坏真空时，虹吸管与管井外的保护导管连接参见图 3-81。

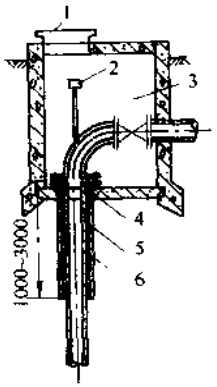


图 3-80 虹吸管与管井直接连接

1--密封井盖；2—观测孔；3—井室；4—青铅封口；5—水泥填塞；6--保护导管

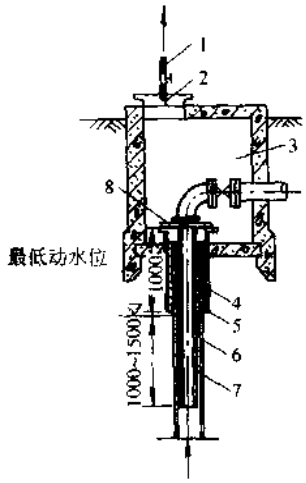


图 3-81 虹吸管不与管井直接连接

1--通气管；2—密封井盖；3—井室；4—保护导管；5—水泥填塞；6--水滤管；7—吸水管；8--角钢管箍

虹吸管的材料：一般用钢管和铸铁管。铸铁管应采用青铅接口或石棉水泥(2:8)接口。水泥强度等级不应低于 32.5，必须严防漏气。

3.9.3 虹吸管排气设备的选择与计算

(1) 水中析出气体量的计算：虹吸管内压力小于 100kPa，气体呈膨胀状态，虹吸管中析出的气体量可按式(3-143)计算：

$$W=\frac{W_0}{100}Q\alpha \quad (m^3/s) \tag{3-143}$$

式中 W_0——溶解于 100L 水中的气体量(L)，按表 3-87 查出；

不同压力时水中溶解的气体量 表 3-87

虹吸高度(m)	虹吸管内压力(kPa)	在 100L 水中溶解的气体体积 W_0(L)
0	100	2.50
1	90	2.78
2	80	3.12
3	70	3.57
4	60	4.17
5	50	5.00
6	40	6.25
7	30	8.33
8	20	12.50
9	10	25.00

Q——设计流量(m^3/s)；

a——在虹吸管中气体析出的系数，约为0.5～0.6。

(2) 排气设备选择：当虹吸管口径较小时，可装设自动排气阀；当虹吸管口径较大时，应装设真空泵。真空泵的能力，一般根据启动工作要求，按虹吸管和真空罐体积与规定的排气时间(3～5min)确定。

为了改善排气情况，虹吸管插入集水井的垂直管段可设置文氏管(见图3-82)，将气体带入集水井后排出。文氏管喉管处流速一般不小于2m/s。

3.9.4　集水井设计

集水井可分为与泵房合建式和分建式；敞开式和密闭式。当集水井为不透水结构时，泵房的形式，多采用合建式(见图3-83、84)；当集水井兼作水源时，多采用分建式。

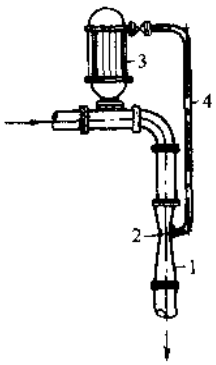


图3-82　虹吸管垂直管竖管上的文氏管装置

1—文氏管；2—喉管；3—集气罐；4—连通管

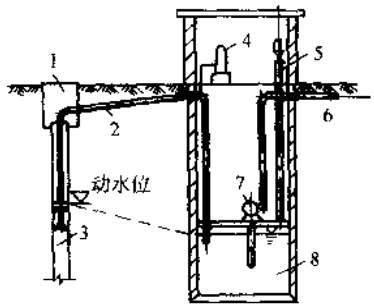


图3-83　卧式泵合建式泵房

1—井室；2—虹吸管；3—管井；4—真空泵；5—通气管；6—出水管；7—水泵；8—集水间

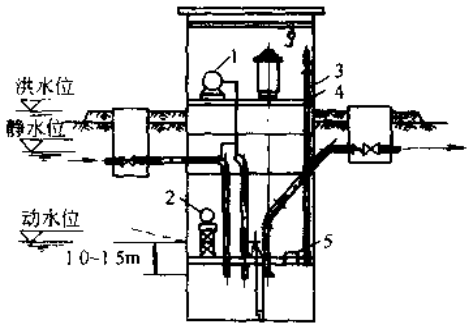


图3-84　立式泵合建式泵房

1—真空泵；2—排水泵；3—通气管；4—活动盖板；5—人孔

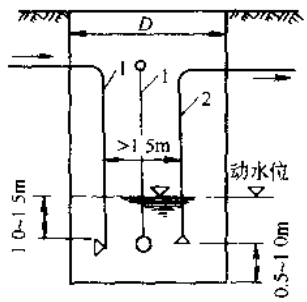


图3-85　集水井深度

1—虹吸管；2—吸水管

(1) 集水井直径：一般为5～10m，具体采用式(3-144)计算：

$$D=\sqrt{\frac{240Qt}{\pi H}}\quad(\mathrm{m}) \tag{3-144}$$

式中　Q——设计流量(m^3/s)；

t —— 考虑虹吸管事故时调节的时间(可用 2～3min)；

H—— 虹吸管淹没于动水位以下的深度(1～1.5m)。

(2) 集水井深度见图 3-85。

3.9.5 真空罐容积的确定

在小型虹吸管集水系统中，当地质条件较差时，可采用真空罐(如图 3-86 所示)代替集水井。真空罐容积应包括聚气和集水两部分：聚气部分的容积应根据水中析出的气体量按真空泵每 0.5～1h开动 2～3min 确定；集水部分容积根据地下水出水量与用水情况确定，一般可按 2～3min 虹吸管设计流量确定。

对于设有集水井的虹吸管系统，一般多不设真空罐。但当管道工作流速过小，有聚气可能，而析出气体量又远小于真空泵能力时，可考虑利用真空罐来调节，以改善真空泵的工作情况。

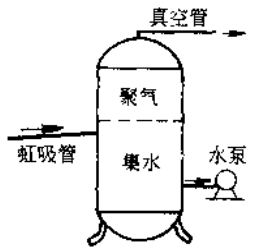


图 3-86 真空罐示意

3.10 改善与提高取水构筑物能力的措施

3.10.1 取水构筑物淤堵处理

(1) 取水构筑物淤堵的情况：

1) 涌砂和淤塞：由于过滤器设计不合理(特别是滤层、反滤层级配不当)或施工质量差(井管有裂缝、折断、倾斜，不设井底滤料涌入井内)，或大口井上的建筑物引起井的倾斜等等，都可引起井内大量涌砂。由于水质不好或开采方式不当，也常引起过滤器的淤塞。

2) 杂物堵塞：河水中携带悬浮物(泥砂、尾矿砂、木质素)，当它随水流进入含水层后，引起含水层堵塞，使取水构筑物工作效率大为降低。

3) 化学或微生物的腐蚀与结垢：化学腐蚀有直接化学腐蚀与电化学腐蚀，结垢有腐蚀胶结物的堵塞结垢和溶解物沉淀的堵塞结垢。微生物腐蚀结垢主要是铁细菌和硫酸盐还原菌引起井管的斑状腐蚀和铁细菌硬壳、FeS 等。铁锰含量高的地下水，对过滤器和水泵有很强的腐蚀性，致使工作年限大为缩短

(2) 取水构筑物淤堵的处理：

1) 井内涌砂一般可用空压机或活塞洗井进行处理。如洗井后含砂量达到规范要求，则可继续使用。如洗井后继续涌砂，要根据情况分别对待：如因不安井底而引起的涌砂，应向井内投入水泥封堵；如因过滤器(含滤层)不合格引起的涌砂，对口径较大管井，可根据涌砂位置采用分层套或全套(重下一套井管)处理方法；对大口井应采取改换反滤层的方法。

2) 机械堵塞的处理：对管井主要是采用专门钢丝刷子刷洗，然后用活塞(单活塞或双活塞)、空气压缩机、往复式高压泵、二氧化碳等洗井方法洗井，一般两种方法结合使用，可取得较好效果。对渗渠淤堵可采取清理表层方法。

3) 化学或微生物结垢堵塞的处理：

① 酸处理：一般可用 18%～25%的工业盐酸作为主要溶剂，在溶剂作用下，可将充填在过滤器上的矿物质($Fe(OH)_2$、$Ca(OH)$、$Mg(OH)_2$ 和 $CaCO_3$ 等)溶解掉。当沉淀物中混杂

有机化合物时，可用氟氢酸溶液处理。在进行酸处理之前，应先处理掉过滤器上的机械堵塞物。然后将处理液从井中排出。

② 井内爆破处理：该法是以烈性炸药爆炸所产生连续振动波，冲击滤网上的胶结物，并通过滤网孔隙以较高的速度往复冲击而将过滤管周围的锈垢等堵塞物撞击掉并粉碎，再用空气压缩机将爆炸下来的锈垢及堵塞物抽出。用此法处理在西安、西宁等地取得较好效果。

3.10.2　预防取水构筑物堵塞的措施

(1) 控制取水构筑物出水量：取水构筑物出水量过大，进水流速也随之增大。当超过允许进水流速时，流向取水构筑物的细颗粒容易和沉淀的钙质胶粘在一起，逐渐压缩堵塞进水孔眼。

(2) 合理选用取水构筑物的材料：对管井要根据水质情况选用不同材质的管材和滤网见表 3-88、89。

各种水质井管材料选用　　表 3-88

井管的安装环境	选用井管材料	备　注
1. 侵蚀性水和强侵蚀性水 2. 沉淀硬垢的水 3. 在动水位变化幅度内的井管	1. 塑料制井管 2. 带涂料的铸铁管或钢管 (1) 涂沥青 (2) 涂酚醛树脂清漆 (3) 涂汽油纤维素 (4) 涂过氯乙烯树脂清漆加氯橡胶	
近似海水的地下水	1. 特殊镍合金 2. 蒙乃尔合金	
管井上部暴露于空气中的井管	钢、铸铁井管必须带涂料	
1. 稳定指数 $1>\pm0.25(I=pH-pHS)$ 2. 水中 HCO_3 含量为 25～90mg/L 3. 水中 SO_4^{-2} 大于 250mg/L	1. 不宜采用水泥制井管 2. 塑料制井管 3. 钢铁制井管	pHS－水被碳酸钙饱和时的氢离子浓度

过滤器缠丝材料的选择　　表 3-89

地下水类型		缠丝种类	备　注
名　称	化学成分		
侵蚀性水	1. 总盐类含量超过 1000mg/L 2. 氯化物超过 500mg/L 3. 二氧化碳超过 50mg/L 4. 水中含 H_2S 5. 水中含溶解氧 6. pH 值低于 6.5	1. 尼龙制缠丝 2. 黄铜制缠丝 3. 不锈钢丝	暴露于空气中的缠丝和置于侵蚀性水中的缠丝相同
沉淀硬垢的水	1. 总硬度大于 330mg/L 2. 总碱度大于 300mg/L 3. 总铁量大于 2 4. pH 值大于 8.0	1. 尼龙制缠丝 2. 黄铜制缠丝 3. 10 号以上镀锌铁丝	

续表

地下水类型		缠丝种类	备注
名称	化学成分		
强侵蚀性水	1. 总盐类含量大于 2000mg/L 2. 氯化物含量超过 1000mg/L	1. 黄铜丝 2. 青铜丝 3. 不锈钢丝	
近似海水的地下水		1. 镍合金缠丝 2. 蒙乃尔合金缠丝	

(3) 合理选用填料层或反滤层的级配：应根据颗粒分析结果合理选用滤料，在回填前，应将滤料清洗并筛掉不合格的滤料。回填时要严格按设计要求进行。

(4) 缩短辐射管长度和改变滤孔形状：对半固结砂层和细颗粒地层中的辐射管，可仅在其孔口 10～15m 内放入滤水管，这样可以使大长度辐射管不出现管损，辐射孔在成孔后的自然塌落而形成优于原地层渗透性的人为输水渗透通道，不易造成辐射孔的后期淤塞，从而延长使用年限。据资料采用这种方法施工的辐射管，使用年限超过八年以上而未出现水量减少和损坏情况。桥式滤水孔有很高防砂能力，将圆孔改为桥式孔可以有效提高其寿命。

3.10.3 提高取水构筑物能力的措施

(1) 扩大填砾层厚度：对于渗透性能差和埋藏不深的承压含水层，可以在主井附近打辅孔(设 3～8 个)，随主井抽水把细砂抽出同时，在辅孔投入砾石，形成过滤以增加出水量。在成都二仙桥用这种方法填砾，井的出水量比一般填砾井大 1.59～2.71 倍，见表 3-90。

两种填砾方法出水量对比 **表 3-90**

井号	含水层厚度 (m)	降深 5.6m 时的出水量 (L/s)	填砾井与管井出水量之比
填砾井	11.45	12.82	
1#	12.55	4.73	2.71
2#	9.40	5.84	2.20
3#	23.87	8.10	1.59

(2) 修建拦河闸：在枯水期下闸蓄水、抬高水位，在丰水期开闸放水，将沉积在河床的泥砂冲走。设计拦河闸时最好采用轻型钢板闸门，用电力启动；必须同时设计和修建防护堤工程，解决由于河水位抬高而造成的上游农田和房屋受淹问题；关于闸前淤积问题，对于雨季洪水冲不净的泥砂应采用机械清淤措施，做到当年淤积、当年清理干净。

(3) 修建地下潜水坝：坝轴线距渗渠为 10～20m，坝基础和两端均应伸入岩石 0.3～0.5m。为了节省工程量，潜水坝最好建在含水层分布较窄的地段上。

在有表流水的河床上修建地下潜水坝时，可在坝顶端预留过流豁口，其底标高与河床底标高相同，其宽度由过洪流量校核，坝顶标高可与原地面平。

筑坝材料可采用混凝土或钢筋混凝土，亦可采用浆砌块石。顶宽为 0.3～0.5m，断面可采用等腰梯形或直角梯形。

3.11　地下水人工回灌

3.11.1　地下水人工回灌在给水工程上的应用

地球上虽广泛分布地下水，但不能依靠现有手段和技术把它全部取出，再加地下水分布不均匀性，因此，现有地下水资源远远不能满足人类对水的需求。于是借助于工程措施，把一些闲置不用的地表水或经过适当处理达到排放标准的工业废水和城市污水引渗地下，增补地下水资源。有时为了利用自然冷能，冬季把经过降温后的水（地下水或地表水），灌入地下含水层中储存起来，夏季时抽出来进行温度调节。地下水人工回灌在给水工程上的应用如下：

（1）地下水因过量开采，造成区域性地下水位大幅度下降，引起地面发生沉降或塌陷等危险，可采用地下水人工回灌恢复和提高地下水位，增加土层回弹量。

（2）在水源地得不到充分补给的条件下，为避免含水层枯竭影响正常供水，可利用含水层储存容积进行人工回灌，以增加地下水储存量，发挥含水层调节作用。

（3）为了提高水质，可利用地层净化能力，有效地去除常规处理所不能去除微量有害成分。可将经过常规处理后的地面水回灌至地下，经过地层净化，再重新取出，供生活饮用。

（4）利用地下水流速缓慢和水温变化幅度小的特点，通过人工回灌改变地下水温度，提高冷却用水利用效率。

（5）地下水人工回灌也可以在沿海局部地带建立淡水帷幕，防止和减少海水或咸水的倒灌；同样道理，也可在局部地区防止污水侵入，保护水源卫生条件。

3.11.2　地下水人工回灌的基本条件及适用的水文地质条件

（1）基本条件：

1）水文地质条件是否有利于进行人工补给。

2）补给水源是否充足，水质是否符合回灌水质标准。

3）所制定的人工补给地下水方案是否经济合理。

4）人工补给后，不致引起其他不良的水文地质和工程地质现象。

（2）水文地质条件：

1）滨海三角洲平原：由很厚的松散沉积物组成，受第四纪海浸海退交替发生的影响，沉积物往往是粘性土及砂层多层状交替出现。

含水层分布比较平缓，颗粒细，地下水流速缓慢，补给缓慢，但含水层厚度大，贮水条件好，适用于回灌冷水或热水，贮存冷源或热源。

2）河谷阶地：在河流的中下游地带，往往发育有多级阶地，阶地沉积物厚度从十几米到数百米不等，微向现代河流方向倾斜，但坡度平缓，沉积物常具有双层结构（二元结构）。每一个沉积单元的中、下部沉积物较粗，一般为砾石、卵石、粗砂；上部则较细，一般由亚粘土、粘土组成。

由于河流阶地颗粒粗，蓄水容积大，地层平缓，灌水不易流失，所以在河流阶地的承压含水层内进行地下水冬灌夏用，贮存冷源效果较好。

3）山前平原：山区河流进入平原以后，流速骤减，所携带的泥沙、砾石、卵石等大量在山口沉积下来，形成冲积扇。山前平原就是一系列的冲积扇组成的。有明显的分带现象，在靠近山麓部分即冲积扇顶部，沉积物颗粒粗大，一般以大卵石、砾石为主，透水能力强，补给条件好，不但可以充分接受山区下泄的地下径流，而且能够吸收大量的大气降水及来自山区的地面径流，从而成为山区地下水的主要补给区。在冲积扇的中下部地形坡度变缓，沉积物颗粒变细，透水能力和径流条件均比顶部差，地下水的天然补给条件也远不如顶部。

由于分带性的缘故，其不同部位适用的回灌方法和用以解决的问题也不一样。冲积扇顶部适合地面渗水补给和大井回灌，用于增加地下水资源；在中、下部，由于天然的补给条件较差，适宜常年管井回灌，增加地下水的补给资源。如因沉积物较细，地下径流缓慢，也宜于冬灌夏用，贮存冷源。

4）基岩地区：在基岩（石灰岩、砂岩、火山岩等）中只要裂隙、岩溶发育，具备一定渗透性和贮水容积，同样可以进行人工回灌。

3.11.3 回灌水源选择和水质要求

（1）水源选择：回灌水源可以是地表水、地下水、自来水或没有被污染的工业废水。其选择原则：

1）雨水、修建蓄水池、水库贮存雨水。

2）常年存水的地表水体如池塘、运河、河、湖等，采用简易的过滤方法即可。

3）公共给水（自来水）。

4）地下水（同层或异层地下水）。

（2）水质要求：对供水水源的含水层进行人工回灌时，回灌水水质必须达到表 3-91 中的水质指标。

回灌水水质指标　　表 3-91

物理性质指标					细菌学指标		化学性质指标			
温度（℃）		嗅和味	色度（度）	浑浊度（度）	细菌总数（个/mL）	大肠杆菌类	pH 值	铁	锰	铜
冬灌井	夏灌井							mg/L		
低于地下水原始水温	高于地下水原始水温	无嗅无异味	无色<20	<10	<100	指数<3个 菌值>300毫升	6.5～7.5	<0.5	<0.1	<1

化学性质指标											
锌	砷	汞	六价铬	铅	镉	硒	氰化物	溶解氧	耗氧量	氰化物	挥发酚类
mg/L											
<1	<0.02	<0.001	<0.05	<0.1	<0.01	<0.01	<250	<7	<5	<0.01	0.002

回灌水水源一般可按下述原则确定：

1）回灌水源的水质最好能达到饮用水水质标准，但考虑到水在地层中的自净作用，因此可稍低于饮用水水质标准（农灌用水可放宽些）。

2）回灌水中不应含有使井管和过滤管腐蚀的特殊离子和气体。不会引起周围水质恶化。

3.11.4　地下水人工回灌的主要方法

常用的回灌方法大致可分为地面渗入法（浅层补给）和地下注入法（深层补给）。

（1）渗入法：人为地在地面贮水，使水渗过包气带流入含水层里。其方法有农田灌溉渗水补给，水库、盆地渗漏补给，洼地或池塘渗水补给，渠道渗漏补给及河流渗水补给等。见图 3-87～90，适用条件如下：

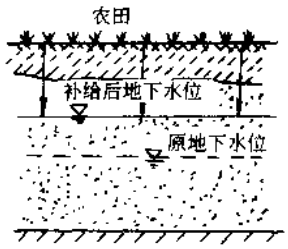


图 3-87　农田灌溉渗水补给示意

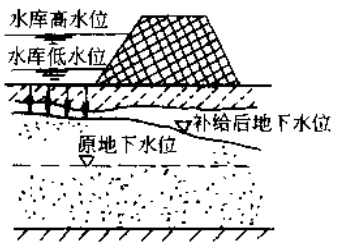


图 3-88　水库渗漏补给示意

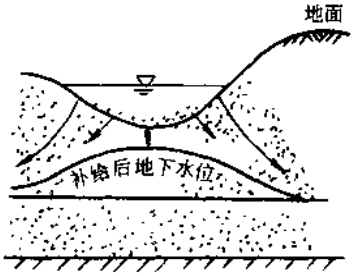


图 3-89　洼地或池塘渗水补给示意

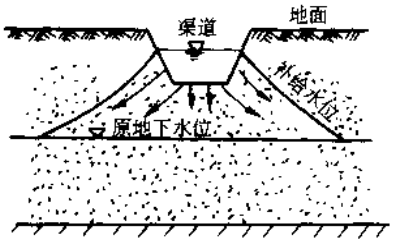


图 3-90　渠道渗漏补给示意

1）地表具有透水土层，如砂土、亚砂土、砾石、卵石等。

2）包气带的厚度以 10～20m 为宜。

3）若地下不深处有隔水层，则应挖掘浅井或渠道揭露下伏含水层，把水直接补给到含水层里。

渗入法成本低，便于施工和管理，淤积物易清理，但占地面积大，单位面积渗入率低。

（2）诱导补给：是一种间接的人工补给地下水方法，在河流或其他地表水体附近凿井，抽汲地下水，使地下水位降低，增大地表水和地下水之间的水头差，诱导地面水大量渗入见图 3-91。此法一般在砂、卵石地层效果好。

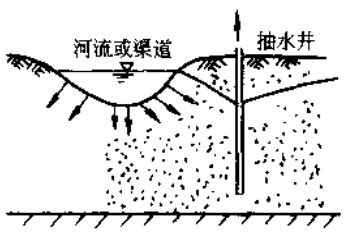


图 3-91　诱导补给示意

（3）水井人工回灌法（注入法）：利用管井、大口井、竖井、坑道或天然溶洞等设施灌水注入地下，补给地下水，其中管井是常用的注水补给方法。

此法费用高，设备较复杂，注入的水需进行预处理。但占地面积小。可用来补给承压含水层或埋藏较深的潜水含水层。利用管井回灌的主要方法如下：

1）真空回灌（又称负压回灌）：

① 过程：在具有密闭装置的回灌井中，利用真空虹吸作用，水可以迅速地进入泵管，破坏原有的压力平衡，产生水头差，在井的周围形成水力坡降，从而使回灌水克服阻力向含水层中渗透见图 3-92。

② 适用条件：

ⅰ. 地下水位埋藏较深（静水位埋藏深度大于 10m），渗透性良好的含水层。

ⅱ. 滤网结构耐压和耐冲强度较差，凿井年代较老的管井。

ⅲ. 对回灌量要求不大的管井。

③ 对于真空回灌管路装置及主要组成部分见图 3-93。

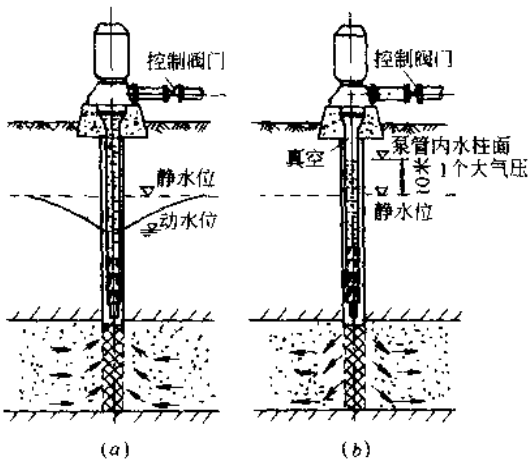


图 3-92 真空回灌法

(a)抽水；(b)停泵形成真空

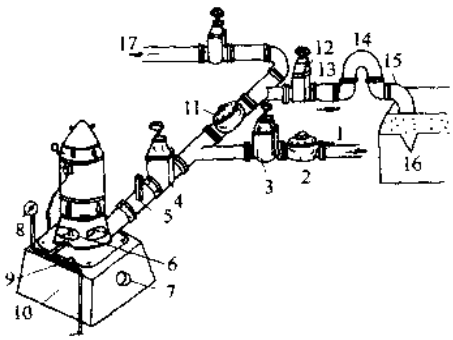


图 3-93 真空回灌管路装置示意

1—进水管路；2—进水水表；3—进水阀门；4—控制阀门；5—温度计；6—泵座轴；7—测水位孔；8—真空压力表；9—引水开关；10—水泥基座；11—出水水表；12—出水阀门；13—止回阀；14—U 形管；15—排水管路；16—排水池；17—出水管路

2）压力回灌：

① 过程：当区域地下水埋藏较浅，或者原来埋藏较深，但在真空回灌过程中不断上升，随着回灌水位与静水位之间水头差值的不断减小，渗透压力就减小，回灌量相应也就减小。此时，可把井管也密封起来，使水不能从井口溢出，并增加回灌水的水头压力，以与静水位之间产生较大的水头差进行回灌。

压力回灌有三种不同的进水方式（见图 3-94）：泵管内进水、泵管外进水以及泵管内外同时进水。由于后者过水断面最大，水流阻力最小，所以回灌量最大。

② 方法及适用条件：根据使用压力的情况，又可分为正压回灌、加压回灌和无压回灌。

ⅰ. 正压回灌：回灌水源是自来水，利用自来水的管网压力（0.1～0.2MPa）产生水头差进行回灌。适用于回灌量要求不大的管井。

ⅱ. 加压回灌：为增加回灌量，使用机械动力设备（如离心泵）加压，产生更大的水头差进行回灌。适用范围较广，可用于地下水位较高和透水性差的含水层以及滤网强度较大的深井，可根据井的结构强度和回灌量确定回灌压力。

管路装置见图 3-95。

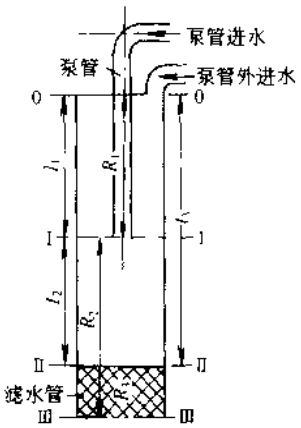


图 3-94　三种进水方式示意

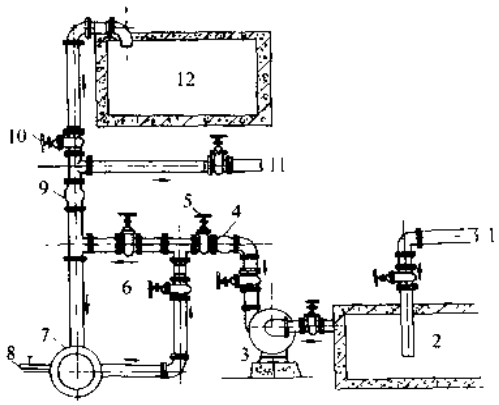


图 3-95　加压回灌管路装置示意

1　进水管路；2—水池；3 -加压离心泵；4 -进水水表；5—进水阀门；6—回流阀门；7—井管；8—放气阀门，兼测水位；9—出水水表；10—出水阀门；11—出水管路；12 -排污水池

③ 无压回灌（自流回灌），适用于地下水位较低，透水性能好，渗透系数较大的含水层。在回灌井中要有一个回灌水位与静止水位的水位差，形成水力坡降，以促使地下水渗流。此法设备装置简单，但需注意进水管口要接在井内静水位的附近，以避免回灌水带进大量空气，造成气相堵塞。

3.11.5　水井人工回灌设计

（1）回灌井的结构：回灌井的结构和供水管井一样，也由井管、过滤管、沉砂管组成。但它和抽水井不同，是通过回灌井向含水层注水，特别是既作抽水又兼作灌水井的结构，要有特殊要求。灌抽两用井，由于灌抽水的往返作用，使填砾压密下沉，所以对单一含水层或有很厚盖层的含水层，填砾层的高度要求超过所利用含水层的顶板 6～8m。如果是多层含水层，而且两个相邻含水层颗粒组成差异不大，它们之间又无很厚隔水层时，填砾层的高度可达到隔水层的三分之一至二分之一或按同一含水层考虑。如果相邻含水层颗粒组成差异较大，应以细颗粒含水层的填砾高度为准。

为了保持回灌井填砾层高度和有效厚度，在管井两旁可设补砾管（见图 3-96），它是在成井时与井管同时下入，埋设深度至含水层上部，填砾管用 2 根直径 50～76mm 的白铁管，待填砾压密下沉时，可随时补充填砾。

为了增加抽灌量，除增加填砾层厚度外，对细颗粒含

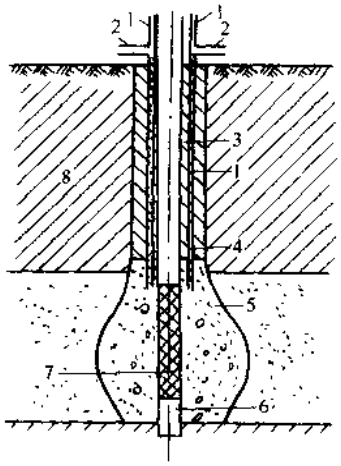


图 3-96　补砾管示意

1- 补砂管；2—水力加压管；3—井管；4- 粘土止水；5—围填砂砾石层；6—沉淀管；7-- 含水层滤水管；8—隔水层

水层，可采用扩大含水层成井部位口径的方法。

回灌井的过滤器根据含水层级配，可分别采用光滤管不填砾(在卵石层)、单层填砾(在砾砂、砾石中)、双层填砾(在砂层中)过滤器。这种过滤器不存在滤网强度问题，出水量比一般常用缠丝包网填砾过滤器大1～2.6倍，效果较好。如采用缠丝包网过滤器，滤网规格可按表3-92确定。缠丝(尼龙丝)过滤器的填砾规格及缠丝间隙见表3-93。回灌井也可采用笼状过滤器、贴砾过滤器，后者可不必补设补砾管，因管井抽灌时不存在压密问题。

滤 网 规 格 表3-92

网的类型	最适合的网孔直径(mm)	
	均 粒 砂	非 均 粒 砂
方 织 网	$2.5\sim3.0d$	$3.0\sim4.0d_{50}$
平 织 网	$1.5\sim2.0d$	$2.0\sim2.5d_{50}$
斜 织 网	$1.25\sim1.5d$	$1.5\sim2.0d_{50}$

砂滤颗粒、填砾规格与缠丝间隙关系 表3-93

项 目	粗砂夹中砂>0.4mm的颗粒占60%～70%(mm)	中砂夹细砂>0.2mm的颗粒占50%～60%(mm)	细砂>0.15mm的颗粒占50%(夹粉砂，含泥<20%)(mm)
缠丝间隙	1.5	1.0	0.75
填料规格	3～4(2号砂)	2～3(3号砂)	1.5～2.5(4号砂)

(2) 回灌井的布置：

1) 回灌井布置的原则及条件：回灌井的布置应根据地下水人工回灌的目的和当地的水文地质条件，制定区域性的统一规划，局部性的回灌方案必须服从统一的规划调度，布置前必须了解或查明下列情况：

① 当地的水文地质条件：包括含水层的分布、深度、厚度、岩性、渗透性、富水性、地下水的流向、补给来源、天然补给量、水位变化、水化学成分和水温等。

② 已有开采井的分布情况，开采深度、层次、用途和开采动态，按不同开采层次，统计地下水年、月、日的开采量。

③ 地下水位的动态和区域地下水位降落漏斗的发展情况，包括漏斗的范围、深度、年、月、日的变化幅度等资料。

④ 与管井回灌有关的水文地质参数：包括单位出水量、单位出水率、单位回灌量、单位回灌率等。

⑤ 人工补给的水源情况，包括地面水源或其他水源。

2) 区域性回灌井群的布置：

① 增加地下水资源的回灌井群：要使区域地下水位降落漏斗不再发展或得到一定程度的恢复，应当调整地下水开采和补给的均衡关系，应满足下面的均衡关系式：

多年平均天然补给量+人工补给量≥地下水开采量

在粗颗粒含水层中，回灌井应布置在地下水开采区的上游，或地下水径流大的地区。从便于取得补给水源这一点考虑，也可以把回灌井布置在沿河流、湖泊、水库等地段。

在细颗粒含水层中，回灌井基本上可以均匀分布。在开采井集中的地区，回灌井也可以密一些；集中开采区的外围，则可以布置得疏一些。

② 控制地面沉降的回灌井群：必须弄清楚开采水量、地面沉降、回灌水量、地面回升之间的关系，并进行水文地质计算，求得需要回灌的水量。

根据计算的人工回灌水量与控制的水位，制定地下水开采和回灌方案，确定回灌井的数量以及在地区和层次上水量的分配。

由于地面沉降区抽水井大都高度集中，为了防止地下水位大起大落，使水位与土层变形量均衡，回灌井除在开采中心必须加密外，在集中开采区的外围也要布置一定数量的回灌井。

③ 防止地下水污染的回灌井群：须查明污染来源，污水渗入的途径、范围和可能扩展的地区。根据这些资料，沿河流或海岸建立数排回灌井，用加压回灌的方法，形成淡水压力帷幕，防止海水或受工业废水污染的江河水继续侵入含水层。

回灌井的排数、排距以及各排回灌井间的井距，应视含水层的水动力条件和回灌水量、压力而定。

3）局部性回灌井的布置：

① 专门回灌井：应布置在开采条件下的地下水流动方向的上游，在抽水井的影响半径范围以内，或布置在抽水井群的中心位置。

② 灌抽两用井：冬灌夏用、夏灌冬用或洪灌枯用的灌抽两用井，合理的井距十分重要。据上海地区的经验，当含水层的岩性以中砂为主，厚度大于 20m，而且灌水量大于用水量时，井距以不小于 100m 为宜。

(3) 回灌水量计算：回灌量，指回灌至井内的水量。回灌量与含水层条件、井的结构、回灌方式有关。

回灌时，水注入回灌井内，井周围的地下水位 H 不断上升，上升后的水位称之为回灌水位 h_0，回灌水位与地下水的静水位之间有一个水头差。当渗入量与注入量保持平衡时，回灌水位就不再上升而稳定下来，此时在灌井周围形成一个水位的上升锥，回灌井即为锥顶，含水层水位即为锥底。

灌水率 $N_{灌}$：在含水层厚度内，地下水位每上升一米时，单位时间内所能灌入的水量。

其计算公式：

$$N_{灌}=\frac{q_{灌}}{M} \tag{3-145}$$

式中　$q_{灌}$——单位回灌量[$m^3/(h\cdot m)$]或[$L/(s\cdot m)$]；

M——含水层厚度(m)。

回灌水量的计算公式如下：

承压含水层完整式回灌井[见图 3-97(a)]：

$$Q=\frac{2\pi Km(h_0-H)}{\ln\frac{R}{r_0}} \tag{3-146}$$

无压含水层完整式回灌井[见图 3-97(b)]：

$$Q=\frac{\pi K(h_0^2-H^2)}{\ln\frac{R}{r_0}} \tag{3-147}$$

式中　Q——回灌水量(m^3/d)；

h_0——回灌井外壁动水位至不透水层高(m)；

H---含水层静水位至不透水层高(m)；

K---渗透系数(m/d)；

m---承压含水层厚度(m)；

R---影响半径(m)；

r_0——回灌井半径(m)。

回灌井见图 3-97。

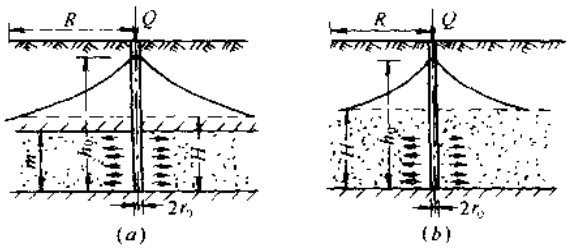


图 3-97 回灌井

(a)承压含水层完整式回灌井；(b)无压含水层完整式回灌井

实际的回灌水量与理论公式计算有出入，目前国内对回灌中的地下水动力学的研究仍在进行。

从实践经验中得知：回灌速率很少等于抽水速率，因为回灌水中含有的悬浮物，溶解空气及细菌等减少了水流有效面积。一般出水量大的井，灌水量亦大。在砂卵石含水层中，井的单位回灌量一般为单位出水量的 50%～80%，多数在 60%～70%(见表 3-94)。如果成井工艺合理，新建井或地下水位较深的井，短时间内灌量完全可达到井的出水量。在水文地质条件和管井结构相同的情况下，灌量将随回灌方法的不同而不同。就目前回灌方法而言，加压回灌的灌量最大，真空回灌的灌量次之，无压回灌的灌量最少。一般情况下，真空回灌量为加压回灌量的 80%～81.2%，无压回灌量为加压回灌量的 53%～58%。

井出水量及回灌量 表 3-94

井号	静止水位(m)	含水层类型	含水层厚度或利用厚度(m)	水位降深(m)	出水量(m^3/h)	单位涌水量[m^3/(h·m)]	抬高水位(m)	灌量 $Q_{灌}$(m^3/h)	单位灌量 $q_{灌}$[m^3/(h·m)]	$\frac{Q_{灌}}{Q}$(%)	$\frac{q_{灌}}{q}$(%)	备注
杭-棉2号	14.84	粗砂含砾石	5.49	5.96	19.31	3.24	6.4	14.39	2.24	74.48	69.13	地下水
杭二棉8号	3.38	卵石	14.3	1.43	143.6	100.42	2.90	132.1	45.55	91.96	45.35	地表水
	8.45						2.70	133.1	49.3	92.68	49.10	废水
杭二棉13号	7.52	卵石	17.20	0.43	94.75	220.35	3.90	127.5	32.7	134.56		地表水
	8.70						6.50	327.9	50.4	346.06		废水
石一棉4号	13.79	粗砂卵石	40	1.58	240	152	0.79	80	101.2	33.33	66.57	地下水
石一棉5号	13.63	粗砂卵石	26.24	2.15	56.2	26.1	1.81	40	22.1	77.17	84.5	地下水
石一棉6号	13.73	砾石卵石	36.4	1.16	93.18	80.3	0.79	40	50.6	42.92	63.0	地下水

4 地表水取水

地表水源包括江河、湖泊、运河、渠道和水库等。地表水源水量较充沛。因此，城镇供水常使用地表水作为给水水源。

4.1 地表水水质

选择给水水源的主要原则是：水源的水质良好、水量充沛和便于保护。对于地表水水源，应根据《地表水环境质量标准(GB 3838—2002)》，判别水源是否符合供水工程时地表水源水质的要求。

《地表水环境质量标准》依据地表水水域使用目的和保护目标，将水域功能划分为五类：

Ⅰ类　主要适用于源头水、国家自然保护区。

Ⅱ类　主要适用于集中式生活饮用水地表水源地一级保护区、珍贵水生生物栖息地、鱼虾类产卵场、仔稚幼鱼的索饵场等。

Ⅲ类　主要适用于集中式生活饮用水地表水源地二级保护区、鱼虾类越冬场、迴游通道、水产养殖区等渔业水域及游泳区。

Ⅳ类　主要适用于一般工业用水区及人体非直接接触的娱乐用水区。

Ⅴ类　主要适用于农业用水区及一般景观要求水域。

同一水域兼有多类功能的，依最高功能划分类别。

地表水环境质量标准基本项目标准限值见表 4-1。

地表水环境质量标准基本项目标准限值(单位：mg/L)　　**表 4-1**

序号	标准值 / 分类 / 项目		Ⅰ类	Ⅱ类	Ⅲ类	Ⅳ类	Ⅴ类
1	水温(℃)		人为造成的环境水温变化应限制在： 周平均最大温升≤1 周平均最大温降≤2				
2	pH 值(无量纲)		6～9				
3	溶解氧	≥	饱和率 90% (或 7.5)	6	5	3	2
4	高锰酸盐指数	≤	2	4	6	10	15
5	化学需氧量(COD)	≤	15	15	20	30	40
6	五日生化需氧量(BOD_5)	≤	3	3	4	6	10

续表

序号	标准值 / 项目 / 分类		Ⅰ类	Ⅱ类	Ⅲ类	Ⅳ类	Ⅴ类
7	氨氮(NH_3-N)	≤	0.15	0.5	1.0	1.5	2.0
8	总磷(以P计)	≤	0.02 (湖、库0.01)	0.1 (湖、库0.025)	0.2 (湖、库0.05)	0.3 (湖、库0.1)	0.4 (湖、库0.2)
9	总氮(湖、库,以N计)	≤	0.2	0.5	1.0	1.5	2.0
10	铜	≤	0.01	1.0	1.0	1.0	1.0
11	锌	≤	0.05	1.0	1.0	2.0	2.0
12	氟化物(以F^-计)	≤	1.0	1.0	1.0	1.5	1.5
13	硒	≤	0.01	0.01	0.01	0.02	0.02
14	砷	≤	0.05	0.05	0.05	0.1	0.1
15	汞	≤	0.00005	0.00005	0.0001	0.001	0.001
16	镉	≤	0.001	0.005	0.005	0.005	0.01
17	铬(六价)	≤	0.01	0.05	0.05	0.05	0.1
18	铅	≤	0.01	0.01	0.05	0.05	0.1
19	氰化物	≤	0.005	0.05	0.2	0.2	0.2
20	挥发酚	≤	0.002	0.002	0.005	0.01	0.1
21	石油类	≤	0.05	0.05	0.05	0.5	1.0
22	阴离子表面活性剂	≤	0.2	0.2	0.2	0.3	0.3
23	硫化物	≤	0.05	0.1	0.2	0.5	1.0
24	粪大肠菌群(个/L)	≤	200	2000	10000	20000	40000

集中式生活饮用水地表水源地补充项目标准限值见表4-2。

集中式生活饮用水地表水源地补充项目标准限值(单位:mg/L) **表4-2**

序号	项目	标准值
1	硫酸盐(以SO_4^{2-}计)	250
2	氯化物(以Cl^-计)	250
3	硝酸盐(以N计)	10
4	铁	0.3
5	锰	0.1

集中式生活饮用水地表水源地特定项目标准限值见表4-3。

集中式生活饮用水地表水源地特定项目标准限值(单位:mg/L) **表4-3**

序号	项目	标准值	序号	项目	标准值
1	一氯甲烷	0.06	4	二氯甲烷	0.02
2	四氯化碳	0.002	5	1,2-二氯乙烷	0.03
3	三溴甲烷	0.1	6	环氧氯丙烷	0.02

续表

序号	项　目	标准值	序号	项　目	标准值
7	氯乙烯	0.005	44	邻苯二甲酸二(2-乙基己基)酯	0.008
8	1,1-二氯乙烯	0.03	45	水合肼	0.01
9	1,2-二氯乙烯	0.05	46	四乙基铅	0.0001
10	三氯乙烯	0.07	47	吡啶	0.2
11	四氯乙烯	0.04	48	松节油	0.2
12	氯丁二烯	0.002	49	苦味酸	0.5
13	六氯丁二烯	0.0006	50	丁基黄原酸	0.005
14	苯乙烯	0.02	51	活性氯	0.01
15	甲醛	0.9	52	滴滴涕	0.001
16	乙醛	0.05	53	林丹	0.002
17	丙烯醛	0.1	54	环氧七氯	0.0002
18	三氯乙醛	0.01	55	对硫磷	0.003
19	苯	0.01	56	甲基对硫磷	0.002
20	甲苯	0.7	57	马拉硫磷	0.05
21	乙苯	0.3	58	乐果	0.08
22	二甲苯①	0.5	59	敌敌畏	0.05
23	异丙苯	0.25	60	敌百虫	0.05
24	氯苯	0.3	61	内吸磷	0.03
25	1,2-二氯苯	1.0	62	百菌清	0.01
26	1,4-二氯苯	0.3	63	甲萘威	0.05
27	三氯苯②	0.02	64	溴氰菊酯	0.02
28	四氯苯③	0.02	65	阿特拉津	0.003
29	六氯苯	0.05	66	苯并(a)芘	2.8×10^{-6}
30	硝基苯	0.017	67	甲基汞	1.0×10^{-6}
31	二硝基苯④	0.5	68	多氯联苯⑥	2.0×10^{-5}
32	2,4-二硝基甲苯	0.0003	69	微囊藻毒素-LR	0.001
33	2,4,6-三硝基甲苯	0.5	70	黄磷	0.003
34	硝基氯苯⑤	0.05	71	铝	0.07
35	2,4-二硝基氯苯	0.5	72	钴	1.0
36	2,4-二氯苯酚	0.093	73	铍	0.002
37	2,4,6-三氯苯酚	0.2	74	硼	0.5
38	五氯酚	0.009	75	锑	0.005
39	苯胺	0.1	76	镍	0.02
40	联苯胺	0.0002	77	钡	0.7
41	丙烯酰胺	0.0005	78	钒	0.05
42	丙烯腈	0.1	79	钛	0.1
43	邻苯二甲酸二丁酯	0.003	80	铊	0.0001

① 二甲苯：指对-二甲苯、间-二甲苯、邻-二甲苯。

② 三氯苯：指 1,2,3-三氯苯、1,2,4-三氯苯、1,3,5-三氯苯。

③ 四氯苯：指 1,2,3,4-四氯苯、1,2,3,5-四氯苯、1,2,4,5-四氯苯。

④ 二硝基苯：指对-二硝基苯、间-二硝基苯、邻-二硝基苯。

⑤ 硝基氯苯：指对-硝基氯苯、间-硝基氯苯、邻-硝基氯苯。

⑥ 多氯联苯：指 PCB-1016、PCB-1221、PCB-1232、PCB-1242、PCB-1248、PCB-1254、PCB-1260。

水质评价：

(1) 地表水环境质量评价应根据应实现的水域功能类别，选取相应类别标准，进行单因子评价，评价结果应说明水质达标情况，超标的应说明超标项目和超标倍数。

(2) 丰、平、枯水期特征明显的水域，应分水期进行水质评价。

(3) 集中式生活饮用水地表水源地水质评价的项目应包括表 4-1 中的基本项目、表 4-2 中的补充项目以及由县级以上人民政府环境保护行政主管部门从表 4-3 中选择确定的特定项目。

集中式生活饮用水地表水源地水质超标项目经自来水厂处理后，必须达到《生活饮用水卫生规范》的要求。

4.2 地表水取水设计资料

4.2.1 水 源 资 料

4.2.1.1 水文资料

河流水文：一般需有 10～15a 以上的当地实测资料，如取水点离水文站较远或取水点附近水文站的资料与实际水文情况有出入时，应设置临时水文观测站。

河流水文资料包括：

(1) 流量：历年逐月平均流量、实测最大洪水流量，最小枯水流量及相应的持续时间。

(2) 水位：历年逐月平均水位，实测最高、最低水位及汛期水位的涨落速度。施工期的最高水位及持续时间。潮汐河流的最大、最小潮差以及潮位的变化过程。

水库取水，应有水库的水位容积曲线、兴利水位、死库容水位、最高溢洪水位以及洪峰的水位过程曲线。

(3) 波浪：波高、波长及相应的风向、风速、吹程等资料。

(4) 流速：历年逐月平均流速、汛期最大流速、枯水期最小流速、河床断面上的流速分布以及施工期最大流速。

4.2.1.2 水质资料

(1) 历年逐月水源的物理、化学、微生物、细菌的化验分析及影响水质的因素和传染来源。

(2) 水生植物、浮游生物的繁殖和生长的季节及数量。

(3) 洪水期杂物以及平时河流中漂浮物的情况。

(4) 历年逐月河流泥砂的平均含量、洪水季节泥砂的最大含量及持续时间。

(5) 河流多年最大输砂率和平均输砂率、垂线泥砂含量及颗粒的组成及泥砂运动的变化规律。

4.2.1.3 冰冻、断流情况

(1) 每年秋季流冰期的出现和持续时间，冰屑和底冰的性质及其在河流中分布情况，流冰期的河水温度变化。

(2) 每年冬季的封冰时期、封冻时间、封冻水位、冰层厚度及其在河段上的分布。

(3) 每年春季流冰期的出现和持续时间，流冰在河流中的分布、最大的冰块面积、厚度，

最高、最低的流冰水位。

(4) 冰块、冰棱、冰渣、冰絮等的分布情况和运动规律，流冰堆积，冰坝冰塞等对取水河段的影响。

(5) 历史上脱流或断流的次数及延续时间。

4.2.1.4　河床资料

(1) 取水构筑物附近河段，历年河道变化的实测和调查资料，河道冲刷、淤积情况(对于河道上建有人工构筑物时，应分析建造前后对河床的变化)。

游荡性河段的主河槽靠岸机率。

(2) 取水地区流域地形图(1∶10000～1∶50000)

(3) 河道地形图(1∶2000～1∶5000)，其范围一般可从取水点上游 4km 至下游 2km。

(4) 取水口水下地形图(1∶200～1∶500)，其范围一般可从取水口上游 600m 至下游 300m，从岸边到拟建取水头部以外 10～20m。

(5) 取水范围的河床断面图，范围一般为上下游各 50m，断面间距根据取水点河床而定。

4.2.1.5　工程地质资料

参见结构手册有关要求。

4.2.1.6　其他

(1) 河流的综合利用情况，以及码头、木材流放、水产养殖等对河流及取水构筑物的要求。

(2) 闸坝、桥梁及其他构筑物对河流水流条件的影响。

(3) 河流流域的规划，城市和环保对河流综合利用的规划。

(4) 航道的位置、等级，通航船舶类型及吃水深度，通航水位与限航水位。

4.2.2　水　文　计　算

4.2.2.1　频率计算

取水构筑物设计需要根据实测水文资料推算各种频率相应的数据。

推求河流水位或流量频率的方法有两种，一为经验频率曲线法(计算较简单，但欠准确)；另一为理论频率曲线法(计算虽繁，但较可靠)。

(1) 经验频率曲线法：

1) 尽量收集多年的流量或水位资料，依其大小(洪水位及洪水流量自大而小，枯水位及枯水流量自小而大)排列成表。

2) 依次序对每一流量或水位值编号。

3) 依据公式(4-1)计算频率：

$$P=\frac{m}{n+1}=100\% \tag{4-1}$$

式中　m——各水位或流量编号；

n——观测的流量或水位总个数(或年数)。

4) 以所算得的频率 P 为横坐标，以其相应的流量或水位为纵坐标，绘于机率格纸上，连接各点绘成频率曲线。

【例】 从水文站搜集到某河流多年水位资料如表 4-4，试确定 33a 一遇的枯水位与 50a 一遇的洪水位。

河流洪、枯水位计算 表 4-4

年份	洪水位			年份	枯水位		
	次序编号	洪水位标高(m)	频率(%) $P=\frac{m}{n+1}\times100$		次序编号	枯水位标高(m)	频率(%) $P=\frac{m}{n+1}\times100$
1980	1	900.2	5	1992	18	895.7	90
1985	2	899.5	10	1993	19	895.5	95
1986	3	899.2	15	1993	1	890.8	6.25
1982	4	898.8	20	1994	2	891.30	12.5
1981	5	898.5	25	1998	3	891.40	18.75
1987	6	898.2	30	1997	4	891.60	25.00
1989	7	897.8	35	1996	5	891.70	31.25
1988	8	897.7	40	1990	6	891.80	37.45
1983	9	897.5	45	1991	7	892.00	43.75
1984	10	897.2	50	1992	8	892.10	50.00
1990	11	897.0	55	1995	9	892.30	56.25
1998	12	896.7	60	1989	10	892.50	62.50
1995	13	896.5	65	1988	11	892.55	68.75
1996	14	896.4	70	1986	12	893.00	75.00
1997	15	896.2	75	1987	13	893.30	81.25
1994	16	896.0	80	1985	14	893.65	87.50
1991	17	895.8	85	1984	15	894.20	93.75

【解】 将表 4-4 求出的频率 P 与其相应之水位，用机率格纸绘制出洪水位与枯水位两个频率曲线，然后将曲线端延长，即可得 33a ($P=3\%$)一遇枯水位与 50a 一遇($P=2\%$)洪水位的高程值：33a 一遇的枯水位为 890.5m；50a 一遇的洪水位为 900.9m，见图 4-1。

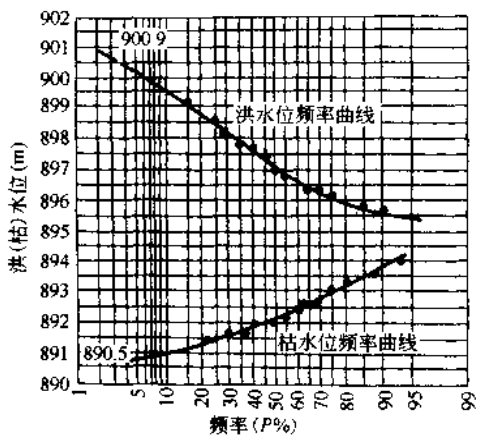


图 4-1 洪、枯水位频率曲线

(2) 理论频率曲线法：本法系按 H_P(或 Q_P)、C_V 及 C_S 三个参数绘制曲线。

1) 观测值为一连续数值时：

平均水位或流量：

$$\bar{H}=\frac{\Sigma H}{n}\text{或}\bar{Q}=\frac{\Sigma Q}{n} \qquad (4\text{-}2)$$

变率 $$K=\frac{H}{\bar{H}}\text{或}K=\frac{Q}{\bar{Q}} \qquad (4\text{-}3)$$

变差系数 $$C_V=\sqrt{\frac{\Sigma(K-1)^2}{n-1}} \qquad (4\text{-}4)$$

偏差系数 $$C_S=(2-4)C_V \qquad (4\text{-}5)$$

式中　ΣH——该系列全部水位的总和；

ΣQ——该系列全部流量的总和；

n——水位(或流量)的总数(或连续观测年数)。

2) 除有一连续观测数值以外，尚另有一历史上最高洪水位 H_N(或最大洪水流量 Q_N)资料时：

平均洪水位或流量：

$$\overline{H}=\frac{1}{N}\left(H_N+\frac{N-1}{n}\sum_{1}^{n}H\right)$$

或

$$\overline{Q}=\frac{1}{N}\left(Q_N+\frac{N-1}{n}\sum_{1}^{n}Q\right) \tag{4-6}$$

变率

$$K=\frac{H}{\overline{H}}\text{或}K=\frac{Q}{\overline{Q}} \tag{4-7}$$

变差系数

$$C_V=\sqrt{\frac{1}{N}\left[(K_N-1)^2+\frac{N-1}{n}\sum_{1}^{n}(K-1)^2\right]} \tag{4-8}$$

式中　N——发生历史上最高洪水位 H_N 或最大洪水流量 Q_N 距统计资料中最近一年的年数；

$\sum_{1}^{n}H$ (或 $\sum_{1}^{n}Q$)——n 年中逐年洪水位(或流量)的总和；

$K_N=\frac{H_N}{\overline{H}}$ (或 $\frac{Q_N}{\overline{Q}}$)——历史上最高洪水位或最大洪水流量的变率。

3) 历史特征　洪水位不止一个，而为 a 个时：

$$\overline{H}=\frac{1}{N}\left[\sum_{1}^{a}H_N+\frac{N-a}{n}\sum_{1}^{a}H\right]$$

或

$$\overline{Q}=\frac{1}{N}\left[\sum_{1}^{a}Q_N+\frac{N-a}{n}\sum_{1}^{a}Q\right] \tag{4-9}$$

$$C_V=\sqrt{\frac{1}{N}\left[\sum_{1}^{a}(K_N-1)^2+\frac{N-a}{n}\sum_{1}^{a}(K-1)^2\right]} \tag{4-10}$$

4) 根据上述公式算出 C_V 与 C_S 值后，即可按皮尔逊Ⅲ型曲线的 Φ 值(见表 4-5)求得相应于各种频率的最高洪水位或流量。

$$H_P=\overline{H}(1+\Phi C_V)=K_P\overline{H}$$

或

$$Q_P=\overline{Q}(1+\Phi C_V)=K_P\overline{Q} \tag{4-11}$$

式中　$H_P(Q_P)$——各种频率的水位(或流量)。

我国大部分河流最大流量资料的 C_S 介于 $(2\sim4)C_V$ 之间，北方河流 C_V 较大，C_S 接近 $2C_V$，南方河流的 C_V 较小，一般 C_S 接近于 $4C_V$。在资料短缺地区，当 $C_V<0.5$ 时，可采用 $C_S=(3\sim4)C_V$，当 $C_V>0.5$ 时，可采用 $C_S=(2\sim3)C_V$。

【例】 已搜集到某河流自 1985～1998 年的逐年最高洪水位资料，并另有 1959 年一个历史洪水位资料(距 1998 年为 40a)见表 4-6，利用理论频率曲线法确定 50a 一遇洪水位。

皮尔逊Ⅲ型频率曲线 ϕ 值 表 4-5

C_s	频率 P(%)																						
	0.01	0.05	0.1	0.5	1	2	3	5	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	95	97	99	99.9
0.00	3.72	3.29	3.09	2.58	2.33	2.06	1.88	1.64	1.28	0.84	0.67	0.52	0.25	−0.00	−0.25	−0.52	−0.67	−0.84	−1.28	−1.64	−1.88	−2.33	−3.09
0.05	3.83	3.38	3.16	2.62	2.36	2.08	1.90	1.65	1.28	0.84	0.66	0.52	0.24	−0.01	−0.26	−0.52	−0.68	−0.84	−1.28	−1.67	−1.86	−2.29	−3.02
0.10	3.94	3.46	3.23	2.67	2.40	2.11	1.92	1.67	1.29	0.84	0.66	0.51	0.24	−0.02	−0.27	−0.53	−0.68	−0.85	−1.27	−1.61	−1.84	−2.25	−2.95
0.15	4.05	3.54	3.31	2.71	2.44	2.13	1.94	1.68	1.30	0.84	0.66	0.50	0.23	−0.02	−0.28	−0.54	−0.68	−0.85	−1.26	−1.60	−1.82	−2.22	−2.88
0.20	4.16	3.62	3.38	2.76	2.47	2.16	1.96	1.70	1.30	0.83	0.65	0.50	0.22	−0.03	−0.28	−0.55	−0.69	−0.85	−1.26	−1.58	−1.79	−2.18	−2.81
0.25	4.27	3.70	3.45	2.81	2.50	2.18	1.98	1.71	1.30	0.82	0.64	0.49	0.21	−0.04	−0.29	−0.56	−0.70	−0.85	−1.25	−1.56	−1.77	−2.14	−2.74
0.30	4.38	3.79	3.52	2.86	2.54	2.21	2.00	1.72	1.31	0.82	0.64	0.48	0.20	−0.05	−0.30	−0.56	−0.70	−0.85	−1.24	−1.55	−1.75	−2.10	−2.61
0.35	4.50	3.83	3.59	2.91	2.58	2.24	2.02	1.73	1.32	0.82	0.64	0.48	0.20	−0.06	−0.30	−0.56	−0.70	−0.85	−1.24	−1.53	−1.72	−2.06	−2.60
0.40	4.61	3.96	3.66	2.95	2.61	2.26	2.04	1.75	1.32	0.82	0.63	0.47	0.19	−0.07	−0.31	−0.57	−0.71	−0.85	−1.23	−1.52	−1.70	−2.03	−2.54
0.45	4.72	4.04	3.74	2.99	2.64	2.29	2.06	1.76	1.32	0.82	0.62	0.46	0.18	−0.08	−0.32	−0.58	−0.71	−0.85	−1.22	−1.51	−1.68	−2.00	−2.47
0.50	4.83	4.12	3.81	3.04	2.68	2.31	2.08	1.77	1.32	0.81	0.62	0.46	0.18	−0.08	−0.33	−0.58	−0.71	−0.85	−1.22	−1.49	−1.66	−1.96	−2.40
0.55	4.94	4.20	3.88	3.09	2.72	2.33	2.10	1.78	1.32	0.90	0.62	0.45	0.16	−0.09	−0.34	−0.58	−0.72	−0.85	−1.21	−1.47	−1.64	−1.92	−2.32
0.60	5.05	4.29	3.96	3.13	2.75	2.35	2.12	1.80	1.33	0.80	0.61	0.44	0.16	−0.10	−0.34	−0.59	−0.72	−0.85	−1.20	−1.45	−1.61	−1.88	−2.27
0.65	5.16	4.38	4.03	3.17	2.78	2.38	2.14	1.81	1.33	0.80	0.60	0.44	0.15	−0.11	−0.35	−0.60	−0.72	−0.85	−1.19	−1.44	−1.59	−1.84	−2.20
0.70	5.28	4.46	4.10	3.22	2.82	2.40	2.15	1.82	1.33	0.78	0.59	0.43	0.14	−0.12	−0.36	−0.60	−0.72	−0.85	−1.18	−1.42	−1.57	−1.81	−2.14
0.75	5.39	4.54	4.17	3.26	2.86	2.43	2.16	1.83	1.34	0.78	0.58	0.42	0.13	−0.12	−0.36	−0.60	−0.72	−0.86	−1.18	−1.40	−1.54	−1.78	−2.08
0.80	5.50	4.63	4.24	3.31	2.89	2.45	2.18	1.84	1.34	0.78	0.58	0.41	0.12	−0.13	−0.37	−0.60	−0.73	−0.86	−1.17	−1.38	−1.52	−1.74	−2.02
0.85	5.62	4.72	4.31	3.36	2.92	2.48	2.20	1.85	1.34	0.78	0.58	0.40	0.12	−0.14	−0.38	−0.60	−0.73	−0.86	−1.16	−1.36	−1.49	−1.70	−1.96
0.90	5.73	4.80	4.38	3.40	2.96	2.50	2.22	1.86	1.34	0.77	0.57	0.40	0.11	−0.15	−0.38	−0.61	−0.73	−0.85	−1.15	−1.35	−1.47	−1.66	−1.90
0.95	5.84	4.88	4.46	3.44	2.99	2.52	2.24	1.87	1.34	0.76	0.56	0.39	0.10	−0.16	−0.38	−0.62	−0.73	−0.85	−1.14	−1.34	−1.44	−1.62	−1.84
1.00	5.96	4.97	4.53	3.49	3.02	2.54	2.25	1.88	1.34	0.76	0.55	0.38	0.09	−0.16	−0.39	−0.62	−0.73	−0.85	−1.13	−1.32	−1.42	−1.59	−1.79
1.05	6.07	5.05	4.60	3.53	3.06	2.56	2.26	1.88	1.34	0.75	0.54	0.37	0.08	−0.17	−0.40	−0.62	−0.74	−0.85	−1.12	−1.30	−1.40	−1.56	−1.74
1.10	6.18	5.13	4.67	3.58	3.09	2.58	2.28	1.89	1.34	0.74	0.54	0.36	0.07	−0.18	−0.41	−0.62	−0.74	−0.85	−1.10	−1.28	−1.38	−1.52	−1.68
1.15	6.30	5.22	4.74	3.62	3.12	2.60	2.30	1.90	1.34	0.74	0.53	0.36	0.06	−0.18	−0.42	−0.62	0.74	−0.84	−1.09	−1.26	−1.36	−1.48	−1.63
1.20	6.41	5.30	4.81	3.66	3.15	2.62	2.31	1.91	1.34	0.73	0.52	0.35	0.05	−0.19	−0.42	−0.63	0.74	−0.84	−1.08	−1.24	−1.33	−1.45	−1.58

续表

C_S	频率 P(%)																						
	0.01	0.05	0.1	0.5	1	2	3	5	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	95	97	99	99.9
1.25	6.52	5.38	4.88	3.70	3.18	2.65	2.32	1.92	1.34	0.72	0.52	0.34	0.04	−0.20	−0.42	−0.63	−0.74	−0.84	−1.07	1.22	−1.30	1.42	1.53
1.30	6.64	5.46	4.95	3.74	3.21	2.67	2.34	1.92	1.34	0.72	0.51	0.33	0.04	−0.21	0.43	−0.63	−0.74	−0.84	−1.06	−1.20	−1.28	−1.38	−1.48
1.35	6.76	5.54	5.02	3.79	3.24	2.69	2.36	1.93	1.34	0.72	0.50	0.32	0.03	−0.22	−0.44	−0.64	−0.74	−0.83	−1.05	−1.18	−1.26	1.35	1.44
1.40	6.87	5.63	5.09	3.83	3.27	2.71	2.37	1.94	1.34	0.71	0.49	0.31	0.02	−0.22	−0.44	−0.64	−0.73	0.83	−1.04	−1.17	−1.23	−1.32	−1.39
1.45	6.98	5.72	5.16	3.87	3.30	2.73	2.38	1.94	1.34	0.70	0.48	0.30	0.01	−0.23	−0.44	−0.64	−0.73	−0.82	−1.03	−1.15	−1.21	−1.29	−1.35
1.50	7.09	5.80	5.23	3.91	3.33	2.74	2.39	1.95	1.33	0.70	0.47	0.30	0.00	−0.24	−0.45	−0.64	−0.73	−0.82	−1.02	1.13	1.19	−1.26	1.31
1.55	7.20	5.88	5.30	3.95	3.36	2.76	2.40	1.96	1.33	0.69	0.46	0.29	−0.01	−0.24	−0.46	−0.64	−0.73	−0.82	−1.00	−1.12	−1.16	−1.23	−1.28
1.60	7.31	5.96	5.37	3.99	3.39	2.78	2.42	1.96	1.33	0.68	0.46	0.28	−0.02	−0.25	−0.46	−0.64	−0.73	−0.81	−0.99	−1.10	−1.14	1.20	1.24
1.65	7.42	6.04	5.44	4.03	3.42	2.80	2.43	1.96	1.32	0.67	0.45	0.27	−0.02	−0.26	−0.46	−0.64	−0.72	−0.81	0.98	1.08	−1.12	−1.17	−1.20
1.70	7.54	6.12	5.50	4.07	3.44	2.82	2.44	1.97	1.32	0.66	0.44	0.26	−0.03	−0.27	−0.47	−0.64	−0.72	−0.81	−0.97	−1.06	−1.10	−1.14	−1.17
1.75	7.65	6.20	5.57	4.11	3.47	2.84	2.45	1.98	1.32	0.65	0.43	0.25	−0.04	−0.28	−0.48	−0.64	−0.72	−0.80	−0.96	−1.04	−1.08	1.12	1.14
1.80	7.76	6.28	5.64	4.15	3.50	2.85	2.46	1.98	1.32	0.64	0.42	0.24	−0.05	−0.28	−0.48	−0.64	−0.72	−0.80	−0.94	−1.02	−1.06	−1.09	−1.11
1.85	7.87	6.36	5.70	4.19	3.52	2.87	2.48	1.98	1.32	0.64	0.41	0.23	−0.06	−0.28	−0.48	−0.64	−0.72	−0.80	−0.93	−1.00	−1.04	−1.06	−1.08
1.90	7.98	6.44	5.77	4.23	3.55	2.88	2.49	1.99	1.31	0.63	0.40	0.22	−0.07	−0.29	−0.48	−0.64	−0.72	−0.79	0.92	−0.98	−1.01	−1.04	−1.05
1.95	8.10	6.52	5.85	4.27	3.58	2.90	2.50	2.00	1.30	0.62	0.40	0.21	−0.08	−0.30	−0.48	−0.64	−0.72	−0.78	−0.91	−0.96	−0.99	−1.02	−1.02
2.00	8.21	6.60	5.91	4.30	3.60	2.91	2.51	2.00	1.30	0.61	0.39	0.20	−0.08	0.31	−0.49	−0.64	−0.71	−0.78	−0.90	0.95	0.97	−0.99	−1.00
2.05	8.32		5.99	4.34	3.63	2.93	2.52	2.00	1.30	0.60	0.39	0.20	0.09	−0.32	−0.49	−0.64	−0.71	−0.77	−0.89	−0.94	−0.95	−0.96	−0.97
2.10	8.43		6.06	4.38	3.65	2.94	2.53	2.00	1.29	0.60	0.38	0.19	−0.10	−0.32	−0.49	0.64	−0.70	−0.76	−0.88	−0.93	−0.93	−0.94	−0.95
2.15	8.54		6.11	4.42	3.68	2.96	2.54	2.01	1.28	0.59	0.38	0.18	−0.10	−0.32	−0.49	−0.63	−0.70	−0.76	−0.86	−0.92	−0.92	−0.92	−0.93
2.20	8.64		6.16	4.45	3.70	2.97	2.55	2.01	1.28	0.58	0.37	0.17	−0.11	−0.33	−0.49	−0.63	−0.69	−0.75	−0.85	−0.90	−0.90	−0.90	−0.91
2.25	8.75		6.23	4.49	3.72	2.99	2.56	2.01	1.27	0.57	0.36	0.16	−0.12	−0.34	−0.49	−0.63	−0.98	−0.74	−0.83	−0.88	−0.88	−0.89	0.89
2.30	8.86		6.29	4.53	3.75	3.00	2.56	2.01	1.27	0.56	0.35	0.15	−0.12	−0.34	0.49	−0.62	−0.68	−0.73	−0.82	0.86	0.86	−0.87	−0.87
2.35	8.97		6.35	4.56	3.77	3.01	2.56	2.01	1.26	0.55	0.34	0.14	−0.13	−0.34	−0.50	−0.62	−0.67	−0.72	−0.81	−0.84	−0.84	−0.85	−0.85
2.40	9.07		6.42	4.60	3.79	3.03	2.57	2.01	1.25	0.54	0.33	0.13	−0.14	−0.35	−0.50	−0.62	−0.66	−0.71	−0.79	−0.82	−0.82	−0.83	−0.83
2.45	9.18		6.48	4.63	3.81	3.04	2.58	2.01	1.25	0.54	0.32	0.13	−0.14	−0.36	−0.50	−0.62	−0.66	−0.70	−0.78	−0.80	−0.80	−0.82	0.82

续表

C_s	频率 P(%)																						
	0.01	0.05	0.1	0.5	1	2	3	5	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	95	97	99	99.9
2.50	9.28		6.54	4.66	3.83	3.06	2.58	2.01	1.21	0.53	0.32	0.12	−0.15	−0.36	−0.50	−0.61	−0.65	−0.70	−0.77	0.79	−0.79	−0.80	−0.80
2.55	9.39		6.60	4.70	3.85	3.08	2.58	2.01	1.23	0.52	0.31	0.11	−0.16	−0.36	−0.50	−0.61	−0.65	−0.69	−0.75	−0.78	−0.78	−0.78	0.78
2.60	9.50		6.66	4.73	3.87	3.09	2.59	2.01	1.23	0.51	0.30	0.10	−0.17	−0.37	−0.50	−0.60	−0.64	−0.68	−0.74	−0.76	−0.76	−0.77	−0.77
2.65	9.60		6.73	4.77	3.89	3.10	2.59	2.01	1.22	0.50	0.29	0.09	−0.18	−0.37	−0.50	−0.60	−0.64	−0.67	−0.73	−0.75	−0.75	−0.75	−0.75
2.70	9.70		6.79	4.80	3.91	3.12	2.60	2.01	1.21	0.49	0.28	0.08	−0.18	−0.38	−0.50	−0.60	−0.63	−0.67	−0.72	−0.73	−0.73	−0.74	−0.74
2.75	9.82		6.85	4.84	3.93	3.13	2.61	2.02	1.21	0.48	0.27	0.07	−0.19	−0.38	−0.50	−0.59	−0.63	−0.66	−0.71	0.72	−0.72	−0.72	−0.73
2.80	9.93		6.91	4.87	3.95	3.15	2.61	2.02	1.20	0.47	0.27	0.06	−0.20	−0.38	−0.50	−0.59	−0.62	0.65	−0.70	−0.71	−0.71	−0.71	0.71
2.85	10.02		6.97	4.92	3.97	3.16	2.62	2.02	1.20	0.46	0.26	0.05	−0.21	−0.39	−0.50	−0.59	−0.62	−0.64	−0.69	−0.70	−0.70	−0.70	−0.70
2.90	10.11		7.03	4.97	3.99	3.18	2.62	2.02	1.19	0.45	0.26	0.04	−0.21	−0.39	−0.50	0.58	−0.61	−0.64	−0.67	−0.68	0.68	−0.69	−0.69
2.95	10.23		7.09	4.99	4.00	3.19	2.62	2.02	1.18	0.44	0.25	0.04	−0.22	−0.40	−0.50	−0.58	−0.61	−0.63	−0.66	−0.67	−0.67	−0.68	−0.68
3.00	10.34		7.15	5.00	4.02	3.20	2.63	2.02	1.18	0.42	0.25	0.03	−0.23	−0.40	−0.50	−0.57	−0.60	−0.62	−0.65	−0.66	−0.66	−0.67	−0.67
3.20	10.74		7.36		4.08			2.01		0.39				−0.42				−0.60		−0.63		−0.63	
3.40	11.14		7.58		4.15			1.99		0.35				−0.42				−0.58		−0.59		−0.59	
3.60	11.54		7.80		4.22			1.97		0.31				−0.42				−0.55		−0.56		−0.56	
3.80	11.94		8.02		4.28			1.95		0.28				−0.42				−0.53		−0.53		−0.53	
4.00	12.34		8.24		4.34			1.93		0.24				−0.42				−0.50		−0.50		−0.50	
4.20	12.74		8.44		4.40			1.90		0.20				−0.42				−0.48		−0.48		−0.48	
4.40	13.11		8.65		4.45			1.87		0.16				−0.41				−0.45		−0.46		−0.46	
4.60	13.50		8.85		4.50			1.82		0.12				−0.40				−0.43		0.44		0.44	
4.80	13.86		9.03		4.55			1.76		0.10				−0.39				0.42		−0.42		−0.42	
5.00	14.23		9.20		4.59			1.69		0.08				−0.38				−0.40		−0.40		−0.40	

最高洪水位计算　　表 4-6

年　份	次序编号 m	H(cm)	$P=\frac{m}{n+1}100^{①}$(%)	$K=\frac{H}{\overline{H}}$	$(K-1)$	$(K-1)^2$
		(自测站零点起)				
1959		640	2.44			
1985	1	505	6.70	2.26	+1.26	1.588
1990	2	403	13.30	1.81	+0.81	0.656
1991	3	363	20.00	1.63	+0.63	0.397
1987	4	278.5	26.70	1.25	+0.25	0.063
1986	5	257	33.30	1.15	+0.15	0.023
1992	6	228	40.00	1.02	+0.02	0.000
1994	7	217	46.70	0.97	−0.03	0.001
1993	8	190.9	53.30	0.86	−0.14	0.020
1988	9	161	60.00	0.72	−0.28	0.078
1989	10	105	66.70	0.47	−0.53	0.281
1995	11	72.9	73.30	0.33	−0.67	0.449
1998	12	67.9	80.00	0.30	−0.70	0.490
1997	13	59.2	86.70	0.27	−0.73	0.533
1996	14	57.7	93.30	0.26	−0.74	0.548
		$\sum_1^{14} H=2966.1$			$\sum_1^{14}(K-1)^2=5.127$	

① 计算历史最高洪水位年份的 P 值时，m 采用为 1，$n=40$(1959～1998)；计算连续年份的 P 值时，m 为该年度编号数，$n=14$(1985～1998)。

【解】 因除有连续 14a 的观测资料外，又另有一个历史洪水位资料，故平均最高洪水位应按公式(4-6)计算。

式中 $N=40$(1959～1998 年)。

$n=14$ 及 $\sum_1^n H=2966.1$，代入公式(4-6)得

$$\overline{H}=\frac{1}{40}\left(640+\frac{40-1}{14}\times 2966.1\right)=223\text{cm}$$

变差系数应由(4-8)式来计算，即 $N=40$，$n=14$，

$K_N=\frac{H_N}{\overline{H}}=\frac{640}{223}=2.87$ 及 $\sum_1^{14}(K-1)^2=5.127$ 代入该式得

$$C_V=\sqrt{\frac{1}{40}\left[(2.87-1)^2+\frac{40-1}{14}\times 5.127\right]}=0.67$$

假定 $C_S=3C_V=2.01$，查表 4-5 得理论频率曲线的 ϕ 值，然后计算见表 4-7。

理论频率曲线计算　　表 4-7

频率 P%	0.1	1	2	5	10	20	50	80	90	95
ϕ	5.93	3.61	2.91	2.00	1.30	0.61	−0.31	−0.78	−0.90	−0.95
ϕC_V	3.99	2.42	1.95	1.34	0.87	0.41	−0.21	−0.52	−0.60	−0.64
$K_P=\phi C_V+1$	4.99	3.42	2.95	2.34	1.87	1.41	0.79	0.48	0.40	0.36
$H_P=K_P\overline{H}$ (cm)	1110	764	656	522	416	314	176	107	89	80

将表 4-7 中的 H_P 值与相应的频率绘制理论曲线，见图 4-2，与经验点颇接近，故说明假定的 $C_S=3C_V$ 为正确（如理论曲线与经验点相差太远，则应另假定 C_S 值再行计算）。

从图 4-2 中查得 50a 一遇的洪水位（$P=20\%$）为 656cm。

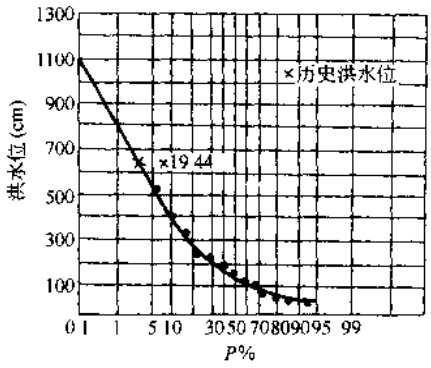


图 4-2 洪水位频率曲线

（3）枯水流量保证率：在取水工程设计中，枯水流量一般以保证率为标准。关于保证率与频率以及重现期的关系见表 4-8。

4.2.2.2 相关计算

如某一水文现象实测资料很少，而与其有关的另一现象资料却比较多，这时就可以用相关的分析方法，找出两变量间的关系，然后利用这种关系来延长较短系列。例如当找出了降雨量与径流量间的关系以后，就可以利用降雨量的实测资料来延长或补插缺测的径流量资料。

保证率与频率及重现期的关系 表 4-8

保证率 $I=(100-P)\%$	频　率 $P(\%)$	重现期 $\frac{100}{100-I}=\frac{100}{P}$
90	10	10a 一遇
95	5	20a 一遇
97	3	33a 一遇
98	2	50a 一遇
99	1	100a 一遇

相关计算常用下面的回归方程式：

$$y-\bar{y}=r\frac{\sigma_y}{\sigma_x}(x-\bar{x}) \tag{4-12}$$

式中 x、y——两组系列的观察值；

$\bar{x}$、$\bar{y}$——两组系列的观察平均值 $\bar{x}=\frac{\Sigma x}{n}$ 及 $\bar{y}=\frac{\Sigma y}{n}$，其中

n——观察次数；

σ_y、σ_x——两组系列观察值的均方差，其中

$$\sigma_x=\sqrt{\frac{\Sigma(x-\bar{x})^2}{n-1}}\quad;\qquad \sigma_y=\sqrt{\frac{\Sigma(y-\bar{y})^2}{n-1}} \tag{4-13}$$

r——相关系数，可按(4-14)式求出，其中

$$r=\frac{\Sigma(x-\bar{x})(y-\bar{y})}{\sqrt{\Sigma(x-\bar{x})^2\Sigma(y-\bar{y})^2}} \tag{4-14}$$

一般认为当 r 在 0.7～1.0 范围内，则系列相关良好；

或 $|r|>|4E_r|$ 时，认为 y 与 x 间相关良好，式中

$$E_r = \pm 0.6745 \frac{1-r^2}{\sqrt{n}} \tag{4-15}$$

4.2.2.3　浪高、浪爬高计算

(1) 波浪全高 h_B(从波谷到波顶的垂直距离)见图 4-3,波浪全高的经验公式为

$$h_B = 0.0208\omega^{5/4}L^{1/3}\ (\text{m}) \tag{4-16}$$

式中　ω——最大风速(m/s);

L——波浪顺着风向扩展至对岸的距离(km)。

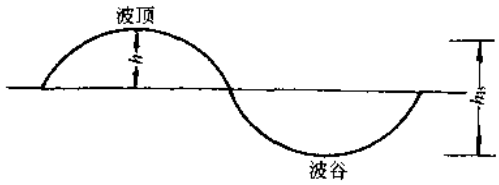


图 4-3　波浪示意

上式适用于湖泊、水库中波浪的扩度在 $3<L<30$km 的范围内。

(2) 浪爬高 h_H:

$$h_H = 3.2h_B K \text{tg}\alpha\ (\text{m}) \tag{4-17}$$

式中　α——坝坡对水平线的倾角(°);

K——系数,混凝土坡或土坡 1.0;铺砌与铺草的边坡 0.9;抛石堆成的边坡 0.77。

4.3　取水构筑物位置选择

4.3.1　设　计　原　则

取水构筑物设计应满足如下原则:

(1) 取水构筑物应保证在枯水季节仍能取水,并满足在设计枯水保证率下取得所需的设计水量。用地表水作为城市供水水源时,其设计枯水流量的保证率,在根据城市规模和工业大用户的重要来选定,一般可采用 90%～97%。用地表水作为工业企业供水水源时,其设计枯水量的保证率,应按各有关部门的规定执行。村、镇供水的设计枯水流量保证率,可根据具体情况适当降低。

(2) 对于河道条件复杂,或取水量占河道的最枯流量比例较大的大型取水构筑物,应进行水工模型试验。

(3) 当自然状态下河流不能取得所需设计水量时,应修拦河坝或其他确保可取水量的措施。

(4) 取水构筑物位置的选择应全面掌握河流的特性,根据取水河段的水文、地形、地质、卫生防护、河流规划和综合利用等条件进行综合考虑。

(5) 在洪水季节取水构筑物应不受冲刷和淹没。设计最高水位和最大流量一般按 100a 一遇的频率确定(小型取水构筑物按供水对象可适当降低标准)。

(6) 在取水构筑物进水口处,一般要求不小于 2.5～3.0m 的水深;对小型取水口,水深可降低到 1.5～2.0m,当河道最低水位的水深较浅时,应选用合适的取水物筑物形式和设计数据。

(7) 作为生活饮用水水源的水质,应满足处理后达到生活饮用水水质标准。

(8) 水源、取水地点和取水量等的确定,应取得有关部门同意。水源应按《生活饮用水卫生标准》采取相应的卫生防护措施。

4.3.2 位 置 选 择

取水构筑物位置的选择，应符合城市总体规划的要求，在保证水质的前提下，尽可能接近用水地点，以节省投资和经常运行费用。在取水位置的具体选择时，还应考虑下列因素。

4.3.2.1 水质因素

(1) 在泥砂量较多的河流，应根据河道中泥砂的移动规律和特性，避开河流中含砂量较多的地段。

(2) 在泥砂含量沿水深有变化的情况下，应根据不同深度的含砂量分布，选择适宜的取水高程。

(3) 取水口应选择在水流畅通和靠主流地段，避开河流中的回流区或"死水区"，以减少水中悬浮物、杂草、泥砂等进入取水口。

(4) 湖水及水库水的水生生物(如藻类、苔藓、萍草等植物及螺、蚌等软体动物)会危及取水的安全和影响净水效果，所以在选择取水构筑物时，应采取必要的措施。

4.3.2.2 河床及地形

取水河段形态特征和岸形条件是选择取水口位置的重要因素。取水口位置应根据河道水文特征和河床演变规律，选在比较稳定的河段，并能适应河床的演变。不同类型河段取水位置选择可参见表 4-9 及表中图示。

取水河段选址参考 **表 4-9**

编号	河段类型		图示	说明
Ⅰ	平原河流	顺直微弯段	边滩 H	1. 应选在深槽稍下游处 2. 应注意边滩是否下移
Ⅱa		有限弯曲段	H	1. 宜选在凹岸弯顶稍下游处 2. 不应选在凸岸
Ⅱb		蜿曲段	H H 裁弯可能	1. 不宜建址 2. 必须建址时参照Ⅱa 3. 谨防自然裁弯或切滩
Ⅲ		分汊段	衰亡之汊 江心洲 发展之汊 H	1. 应选在较稳定或发展的一汊，不应选在衰亡之汊 2. 洲头前选址应注意汊道变迁影响

续表

编　号	河段类型		图　示	说　明
Ⅳ	山区河流	非冲积性段		1. 宜选在急流卡口上游缓水段及水深流稳的河段 2. 妥善布置头部避免破坏流态
Ⅴ		半冲积性段		1. 图示为顺直微弯段 2. 弯曲段参照Ⅱ、Ⅳ 3. 分汊段参照Ⅲ、Ⅳ

注：○—宜建处；△—可建处；×—不宜建处；H—必要时护岸位置。

（1）在弯曲河段，应选在水深岸陡，泥砂量少的凹岸地带，但应避开凹岸主流的顶冲点，一般可设在顶冲点下游 15～20m 的地段。也有认为宜选在图 4-4 的地段。图中 $L=(0.6\sim1.0)\sqrt{4B(R+B)}$。

（2）在顺直河段，应选在主流靠近岸边，河床稳定，水深及流速较大的地段，一般设在河段最窄处。

（3）在有河漫滩的河段，应选在河漫滩最短的地段，并要充分估计河漫滩的变化趋势。

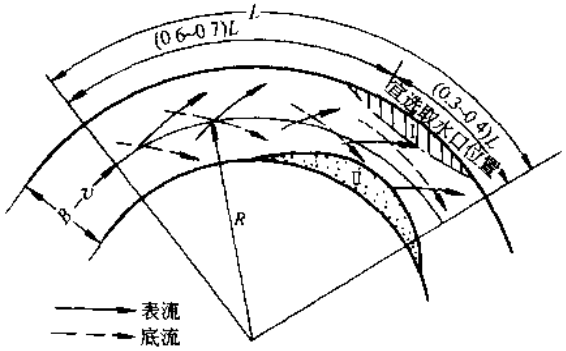


图 4-4　凹岸河段取水位置

Ⅰ—泥砂最小区；Ⅱ—泥砂淤积区

（4）在有砂洲的河段，应离开砂洲 500m 以外，当砂洲有向取水口方向移动趋势时，这一距离还需适当加大，见图 4-5。

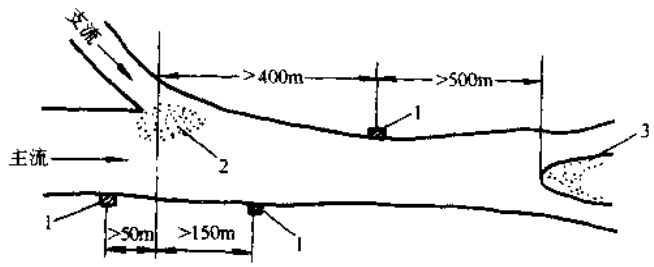


图 4-5　取水口布置位置

1—取水口；2—堆积锥；3—砂洲

（5）在有支流汇入的顺直河段，应注意汇入口附近“堆积锥”的扩大和发展，取水口应与汇入口保持足够的距离，见图 4-5。一般取水口多设在汇入口干流的上游河段。

（6）在有分岔的河段，应选在主流河道的深水地段。

（7）在潮汐河道上，取水口尽量选在海水潮汐倒灌影响范围以外。

(8) 水库中的取水口，应选在水库淤积范围以外，靠近大坝附近，并远离支流汇入口和藻类集中区。

(9) 湖泊取水口，应选在近湖泊出口的地方，远离支流的汇入口，并应避开藻类集中区域。

(10) 取水地点较好的地段，往往受到水流冲刷，所以在建取水口的同时，还须考虑取水口附近河床、岸坡的加固和防护等设施。

(11) 下列地段一般不宜设置取水口：

1) 弯曲河段的凸岸。

2) 弯曲河段成闭锁的河环内。

3) 分岔河道的分岔和汇合段。

4) 河谷收缩的上游河段和河谷展宽后的下游河段。

5) 河流出峡谷的三角洲附近。

6) 河道出海口区域。

7) 顺直河段具有犬牙交错状边滩地段以及沙滩、沙洲上下游附近。

8) 突入河道的陡崖、石嘴的上下游岸边，往往出现沉积或局部冲深区(影响如同丁坝)，位置选择参见图 4-6。

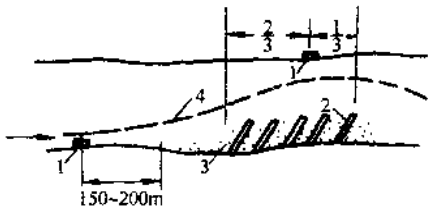


图 4-6 在有丁坝河道上取水口位置

1—取水口；2—丁坝；3—泥砂淤积区；4—主流

9) 游荡性河段。

10) 易于崩塌和滑动的河岸及其下游的附近河段。

11) 汇入水库或湖泊的河流或支流的汇入段。

12) 芦苇，杂草丛生的湖岸浅滩处。

4.3.2.3 上、下游构筑物的影响

在选择取水构筑物位置时，应对取水河段邻近的人工和天然障碍物进行分析，尽量避免各种不利因素。

人工构筑物可不同程度地改变原有河道的水流状态，引起河流变化，并可能使河槽产生沉积、冲刷和位移或者形成回流区。

(1) 桥梁：

1) 由于桥孔缩减了水流断面，而使桥梁上游水流滞缓，造成淤积，抬高河床，冬季产生冰坝，故取水口应设在滞流区以上约 0.5～1.0km。在山区河流的桥梁上游设置取水口时，更应注意洪水期由于木筏、泥砂、石子阻塞桥孔而突然提高水位。

2) 由于桥梁附近造成的冲刷区和下游形成的沉积区，故桥梁下游的取水口应设在这些区域以外，可根据河流特性分析确定。如无资料时，可取 1km 以外。

(2) 码头：取水口不宜设在码头附近，如必须设置时，应注意取水构筑物有被泥砂淤积的可能，同时水质也易受到码头污染，取水构筑物应设在码头影响范围以外，距码头边缘至少 100m，并应征求航运部门的意见。

(3) 拦河闸坝和丁坝：

1) 设在闸坝上游时，应注意泥砂淤积和河床抬高，故取水口宜选在闸坝附近，距坝底防

渗铺砌起点约100～200m处。

2）设在闸坝下游时，不宜与闸坝靠得太近，并注意水位、水量是否保证，以及闸坝放水或排砂时，是否受到冲刷和大量泥砂拥入。取水口应选在上述影响区域以外。

3）设在建有丁坝的河道时，取水口位置选择见图4-6，在丁坝同一岸侧的下游不宜设置取水口。

4.3.2.4　污水排出口

（1）生活用水水源应选在污水排出口上游100m以上或下游1000m以外的地方，并应建立卫生防护地带。

（2）潮汐河道中污水排泄和稀释很复杂，往往顶托来回时间很长，特别当有大量工业废水时，对水质污染影响更大。因此在这类河道上修建取水构筑物时，应通过调查、测定，确定取水口与污染源的距离，同时宜将取水口设在河心（一般河心的水质要比岸边的水质好）。

4.3.2.5　冰凌因素

（1）取水口应设在不受冰凌直接冲击的河段，并应使冰凌顺畅地在其附近顺流而下。

（2）在冰冻严重地区，取水口应选在急流、冰穴、冰洞及支流入口的上游河段。

（3）有流冰的河道，取水口附近不应有易被流冰堵塞的砂洲、浅滩、回流区和桥孔。

在流冰较多的河流，取水口不宜设置在冰水混杂地段。取水口宜设在冰水分层的河段，从冰层下取水。

4.3.2.6　工程地质条件

取水构筑物应尽量选在地质构造稳定，承载力高的地基上。

（1）取水构筑物不宜设在断层、流砂层、滑坡、风化严重的岩层和岩溶发育地段。

（2）在有地震影响的地区，取水构筑物不宜设在过陡的岸边或山脚下，以及其他易崩塌地区。

4.3.2.7　施工条件

（1）取水口应考虑选在对施工有利的地段，尽量做到交通运输方便，有足够的施工场地，较小的土石方和水下工程量。

（2）需考虑施工技术力量，施工机具，动力设备等条件。

4.4　取水构筑物形式

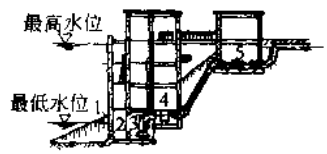
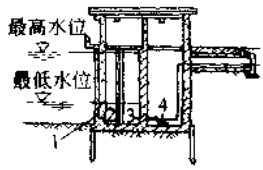
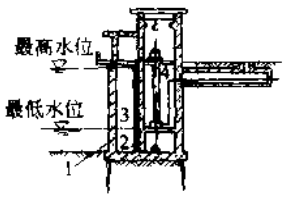
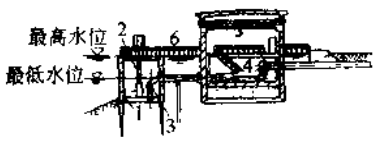
4.4.1　固定式取水构筑物分类及形式

固定式取水构筑物形式、特点和适用条件见表4-10～15。

岸边式取水构筑物形式、特点和适用条件　　表4-10

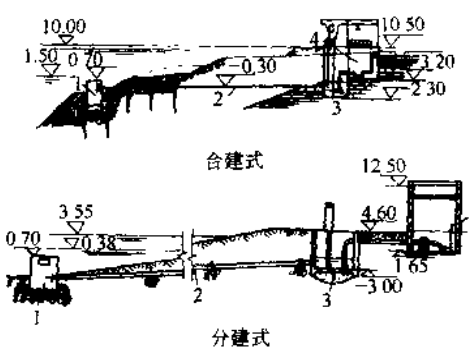
序号	图　　示	特　　点	适用条件
合建式	合建式根据具体条件，一般有下列三种形式	1. 集水井与泵房合建，设备布置紧凑，总建筑面积较小 2. 吸水管路短，运行安全，维护方便	1. 河岸坡度较陡，岸边水流较深，且地质条件较好以及水位变幅和流速较大的河流 2. 取水量大和安全性要求较高的取水构筑物

续表

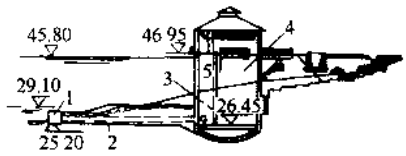
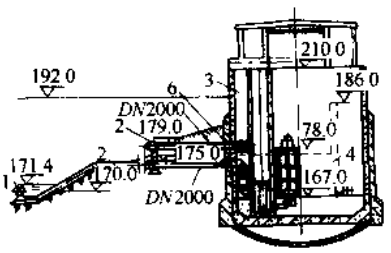
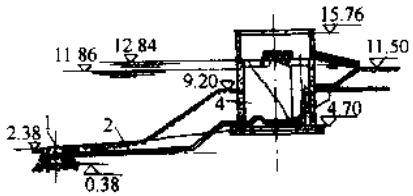
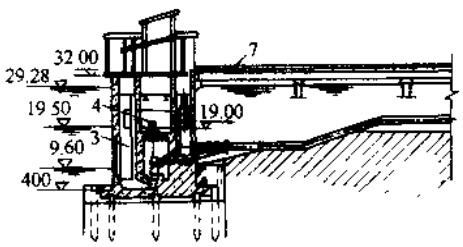
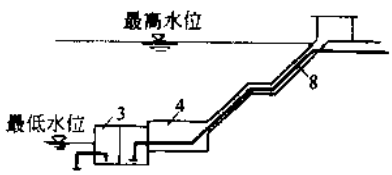
序号	图　　示	特　　点	适用条件
合建式	1. 底板呈阶梯布置 	1. 集水井与泵房底板呈阶梯形布置 2. 可减小泵房深度，减少投资 3. 水泵起动需采用抽真空方式，起动时间较长	具有岩石基础或其他较好的地质，可采用开挖施工
	2. 底板水平布置(采用卧式泵) 	1. 集水井与泵房布置在同一高程上 2. 水泵可设于低水位下，起动方便 3. 泵房较深，巡视检查不便，通风条件差	在地基条件较差，不宜作阶梯布置以及安全性要求较高、取水量较大的情况，可采用开挖或沉井法施工
	3. 底板呈水平布置(采用立式泵) 	1. 集水井与泵房布置在同一高程上 2. 电气设备可置于最高水位以上，操作管理方便，通风条件好 3. 建筑面积小 4. 检修条件较差	在地基条件较差不宜作阶梯布置以及河道水位较低的情况下
分建式		1. 泵房可离开岸边，设于较好的地质条件下 2. 维护管理及运行安全性较差，一般吸水管布置不宜过长	1. 在河岸处地质条件较差，不宜合建时 2. 建造合建式对河道断面及航道影响较大时 3. 水下施工有困难，施工装备力量较差时

注：图中 1—进水孔；2—格网；3—集水井；4—泵房；5—阀门井；6—人行桥。

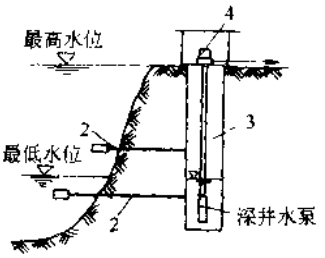
河床式取水构筑物形式、特点及适用条件　　表 4-11

形式	图　　示	特　　点	适用条件
自流管取水		1. 集水井设于河岸上，可不受水流冲刷和冰凌碰击，亦不影响河床水流 2. 进水头部伸入河床，检修和清洗不方便 3. 在洪水期，河流底部泥砂较多，水质较差，建于高浊度水河流的集水井，常沉积大量泥砂不易清除 4. 冬季保温、防冻条件比岸边式好	1. 河床较稳定，河岸平坦，主流距河岸较远，河岸水深较浅 2. 岸边水质较差 3. 水中悬浮物较少

续表

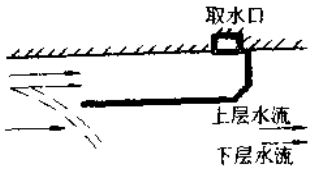
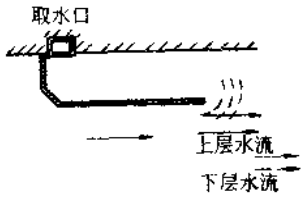
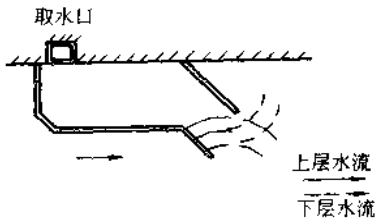
形式	图示	特点	适用条件
自流管及设进水孔集水井取水	岸边集水井开设进水孔取水 	1. 在非洪水期，利用自流管取得河心较好的水；而在洪水期利用集水井上进水孔口取得上层水质较好的水 2. 比单用自流管进水安全可靠	1. 河岸较平坦，枯水期主流离岸边且较远 2. 洪水期含砂量较大
虹吸管取水		1. 减少水下施工工作量和自流管的大量挖方 2. 虹吸进水管的施工质量要求高，在运行管理上亦要求保持管内严密不漏气 3. 需装设一套真空管路系统，当虹吸管径较大时，起动时间长，运行不便	1. 在河流水位变幅较大，河滩宽阔，河岸又高，自流管埋设很深时 2. 枯水期时，主流离岸较远而水位较低 3. 受岸边地质条件限制，自流管需埋设在岩层时 4. 在防洪堤内建泵房又不可破坏防洪堤时
水泵吸水管直接取水		1. 不设集水井，施工简单，造价低 2. 要求施工质量高，不允许吸水管漏气 3. 在河流泥砂颗粒粒径较大时，易受堵塞，且水泵叶轮磨损较快 4. 吸水管不宜过长 5. 利用水泵吸高，可减小泵房埋深	1. 水泵允许吸高较大，河流漂浮物较少。水位变幅不大 2. 取水量小，水泵台数少时
桥墩式取水		1. 取水构筑物建在河心，需较长引桥，由于减少了水流断面，使构筑物附近造成冲刷，故基础埋置较深 2. 施工复杂，造价较高，维护管理不便 3. 影响航运	1. 取水量较大，岸坡较缓，不宜建岸边取水时 2. 河道内含砂量高，水位变幅较大 3. 河床地质条件较好
淹没式泵房取水		1. 集水井、泵房位于常年洪水位以下，洪水期处于淹没状态 2. 泵房深度浅、土建投资较省 3. 泵房通风条件差，噪音大，操作管理及设备检修运输不方便 4. 洪水期格栅难以起吊、冲洗	1. 河岸地基较稳定 2. 水位变幅大，但洪水期时间较短，长时期为平枯水期水位的河流 3. 含砂量较少的河流

续表

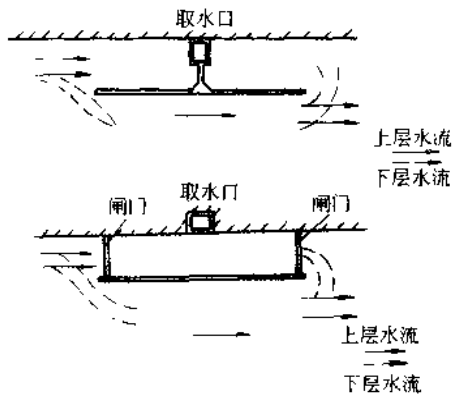
形式	图示	特点	适用条件
湿式竖井泵房取水		1. 泵房下部为集水井，上部（洪水位以上）为电动机操作室，运行管理方便 2. 采用深井泵可减少泵房面积 3. 水泵检修麻烦，井筒淤砂难以清除 4. 在河水含砂量和砂粒粒径较大时，需采用防砂深井泵或采取相应措施（如用斜板取水头部）	水位变幅大（大于10m），尤其是骤涨骤落（水位变幅大于2m/h），水流流速较大

注：图中1--取水头部；2--自流管；3--集水井；4—泵房；5—进水孔；6—真空系统；7--人行桥；8--廊道。

斗槽式取水构筑物形式、特点和适用条件 表 4-12

形式	图示	特点	适用条件
顺流式斗槽		1. 斗槽中水流方向与河流流向一致 2. 由于斗槽中流速小于河水的流速，当河水正向流入斗槽时，其动能迅速转化为位能，在斗槽进口处形成壅水与横向环流 3. 由于大量的表层水流进入斗槽，流速较小，大部分悬移质泥砂能下沉；河底推移质泥砂能随底层水流出斗槽，故进入斗槽泥砂较少，潜冰较多	冰凌情况不严重，含砂量较高的河流
逆流式斗槽		1. 斗槽中水流方向与河流流向相反 2. 水流顺着堤坝流过时，由于水流的惯性，在斗槽进口处产生抽吸作用，使斗槽进口处水位低于河流水位 3. 由于大量的底层水流进斗槽，故能防止漂浮物及冰凌进入槽内，并能使进入斗槽中的泥砂下沉，潜冰上浮，故泥砂较多，潜冰较少	冰凌情况严重，含砂量较少的河流
侧坝进水逆流式斗槽		1. 在斗槽渠道的进口端建两个斜向的堤坝，伸向河心 2. 斜向外侧堤坝能被洪水淹没，斜向内侧堤坝不能被洪水淹没 3. 在洪水时，洪水流过外侧堤坝，在斗槽内产生顺时针方向旋转的环流，将淤积于斗槽内的泥砂带出槽外；另一部分河水顺着斗槽流向取水构筑物	含砂量较高的河流

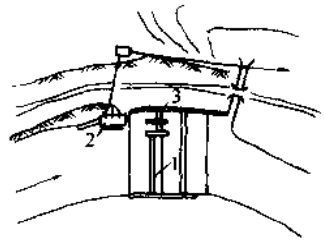
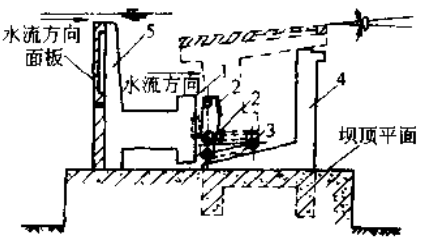
续表

形式	图　　示	特　　点	适用条件
双向进水斗槽		1. 具有顺流式和逆流式斗槽的特点 2. 当夏秋汛期河水含砂量大时，可利用顺流式斗槽进水，当冬春冰凌严重时，可利用逆流式斗槽进水	冰凌情况严重，同时泥砂量亦较高的河流

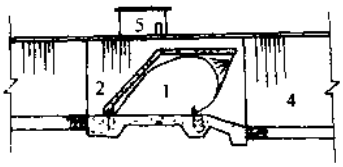
底栏栅式取水构筑物形式、特点和适用条件　　表 4-13

形式	图　　示	特　　点	适用条件
底栏栅式取水	见图 4-41	1. 利用带栏栅的引水廊道垂直于河流取水 2. 常发生坝前泥砂淤积，格栅堵塞	1. 适用于河床较窄，水深较浅，河底纵向坡较大，大颗粒推移质特别多的山溪河流 2. 要求截取河床上径流水及河床下潜流水之全部或大部分的流量

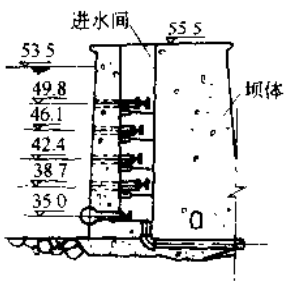
低坝式取水构筑物形式、特点和适用条件　　表 4-14

形式	图　　示	特　　点	适用条件
固定低坝式	 1—低坝；2—取水口；3—冲沙闸	1. 在河水中筑垂直于河床的固定式低坝，以提高水位，在坝上游岸边设置进水闸或取水泵房 2. 常发生坝前泥砂淤积	适用于枯水期流量特别小、水浅，不通航，不放筏，且推移质不多的小型山溪河流
活动低坝式	1. 水力自动翻板闸低坝式取水：  1—固定座(上)；2—绞座；3—固定座(下)；4—支墩；5—支腿	1. 利用水力自动启闭的活动闸门，洪水时能自动而迅速地开启，泄洪排砂；水退时又能迅速自动关闭，抬高水位满足取水需要 2. 大大减少了坝前泥砂淤积，取水安全可靠	适用于枯水期流量特别小、水浅，不通航，不放筏的小型山溪河流

续表

形式	图　　示	特　　点	适 用 条 件
活动低坝式	2. 橡胶低坝：  1—橡胶坝袋；2—闸墩；3—闸底板；4—消力池；5—充(排)水(气)泵房	1. 利用柔性薄壁材料做成的橡胶坝改变挡水高度，充水(气)可挡水，以提高水位，满足取水要求，排水(气)可泄洪 2. 坝体可预先加工，重量轻，施工安装简便，可大大缩短工期，节省劳动力 3. 可节省大量建筑材料及投资 4. 止水效果好，抗震性能好 5. 坚固性及耐久性差，且易受机械损伤。破裂后水下粘补技术尚未解决，检修困难	适用于枯水期流量特别小、水浅，不通航、不放筏，且推移质较少的小型山溪河流

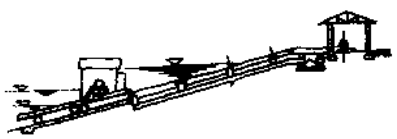
库坝式取水构筑物特点和适用条件 表 4-15

图　　示	特　　点	适 用 条 件
 	1. 与坝体同时施工 2. 安全可靠。不受船只，风浪侵袭	水库水深较大

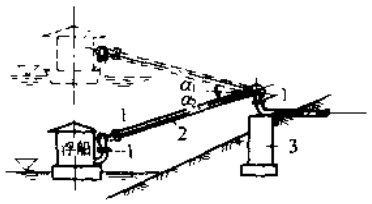
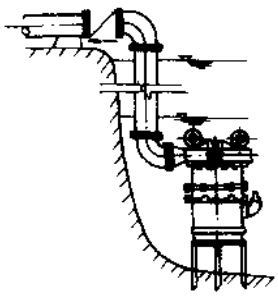
4.4.2 移动式取水构筑物分类及形式

移动式取水构筑物形式、特点和适用条件见表 4-16。

移动式取水构筑物形式，特点和适用条件 表 4-16

形式	图　　示	特　　点	适 用 条 件
缆车式取水		1. 施工较固定式简单，水下工程量小，施工期短 2. 投资小于固定式，但大于浮船式 3. 比浮船式稳定，能适应较大风浪 4. 生产管理人员较固定式多，移车困难，安全性差 5. 只能取岸边表层水，水质较差 6. 泵车内面积和空间较小，工作条件较差	1. 河水水位涨落幅度较大(在 10～35m 之间)，涨落速度不大于 2m/h 2. 河床比较稳定，河岸工程地质条件较好，且岸坡有适宜的倾角(一般在 10°～28°之间) 3. 河流漂浮物少，无冰凌，不易受漂木、浮筏、船只撞击 4. 河段顺直、靠近主流 5. 由于牵引设备的限制，泵车不宜过大，故取水量较小

续表

形式	图　　示	特　　点	适用条件
浮船式取水	 1　套筒接头； 2—摇臂联络管； 3—岸边支墩	1. 工程用材少、投资小、无复杂水下工程、施工简便、上马快 2. 船体构造简单 3. 在河流水文和河床易变化的情况下，有较强的适应性 4. 水位涨落变化较大时，除摇臂式接头形式外，需要更换接头，移动船位，管理比较复杂，有短时停水的缺点 5. 船体维修养护频繁，怕冲撞、对风浪适应性差，供水安全性也差	1. 河流水位变化幅度在10～35m或更大范围，水位变化速度不大于2m/h，枯水期水深大于1m，且流水平稳，风浪较小，停泊条件良好的河段 2. 河床较稳定，岸边有较适宜的倾角，当联络管采用阶梯式接头时，岸坡角度以20°～30°左右为宜；当联络管采用摇臂式接头时，岸坡角度可达60°或更陡些。 3. 无冰凌、漂浮物少的河流，没有浮筏、船只和漂木等撞击的可能
潜水泵直接取水		1. 施工简单，水下工程量小，施工方便 2. 投资较省 3. 目前潜水泵型式较多，可根据安装条件，适当选用	1. 临时供水 2. 漂浮物和泥砂含量较少 3. 取水规模小，河床稳定

4.4.3　构筑物形式选择

4.4.3.1　影响选择的因素

影响取水构筑物形式选择的主要因素有：

(1) 河流的水位变幅(包括最高水位与最低水位之差以及水位涨落的速度)：

1) 水位变幅很大的可考虑采用湿井泵房、淹没式泵房以及薄壁瓶颈式泵房等，以减少泵房造价；水位变幅不大，可采用一般的岸边式或河床式取水构筑物。

2) 河流的最低水位不能满足取水深度时，可采用底栏栅取水或筑低坝取水；对水位变幅大，建造固定式取水构筑物有困难时，可采用移动式取水构筑物。

(2) 河床及岸坡的地形条件：河床岸坡陡，且主流近岸时，宜采用岸边式取水构筑物；河床岸坡平缓，且主流离岸时，宜采用河床式取水构筑物；河床岸坡平缓、岸边无足够水深，或在游荡性河段取水时，可考虑桥墩合建式取水构筑物，必要时尚需设潜丁坝。

不同水位变化和不同河岸坡度条件下的自流管和岸边取水形式，可参见图4-7。

(3) 河流含砂量：对于洪水期含砂量较高，且在垂直位置上的含砂量分布有明显差异时，应考虑采用分层取水的取水构筑物。当河水含砂量高，且主要由粗颗粒泥砂组成时，如河流取水点有足够的水深，可考虑采用斜板(管)式取水头部。

(4) 取水规模及安全度：大型取水泵房当安全度要求较高时，一般采用集水井与泵房合

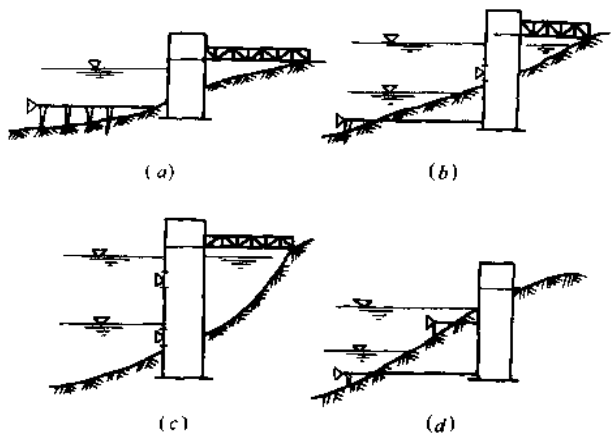


图 4-7 不同水位变化和河岸坡度的取水形式
(a) 河岸缓水位差小，自流管进水；(b) 河岸缓，水位差大，低水位自流管进水，高水位岸边进水；(c) 河岸陡、水位差大，分层岸边进水；(d) 河岸缓、水位差小，泵房设置岸内双道自流管进水

建的形式；小型取水泵房当条件许可时，可采用水泵吸水管直接取水；当水泵启动时间要求不高时，可采用集水井与泵房分离的形式，以减少泵房埋深；经综合各种取水条件分析比较后，也可考虑采用移动式取水构筑物。

(5) 航运要求：取水构筑物的型式应满足通航河道的航运要求。在船只通航频繁的河道，一般不宜采用桥墩式取水构筑物。在淹没式取水口附近，应设置明显的警示牌以及保护措施，以防船只碰撞。

(6) 冰情条件：在有流冰的河道中，不宜采用桩架式取水头部，其他型式的取水头部，其迎水面应设尖棱或破冰体。

4.4.3.2 不同水源的典型取水形式

(1) 长江水系取水形式：长江水系流域面积大，地处多雨地区，降雨量在全年的分布相对较均匀，在特大暴雨期间，河流流量增长迅速，水位上涨急剧。

在西南、中南一带的长江上、中游河段，洪、枯水量相差显著，水位变幅很大。洪水期河水中含砂量及杂草、树枝、树叶、竹片、农作物根茎等漂浮物也大大增加。

长江下游(南京以东)流经地势平坦宽广的平原地区，流域内又多湖泊，系属平原河流。河谷平缓宽阔，河漫滩在平水期露出水面。洪、枯流量及水位变幅较小，河水含砂量也较少，泥砂颗粒较细。

根据长江水系各河段的不同河床和水文特征，以及河岸的地形、地质条件，取水构筑物的常用形式如下：

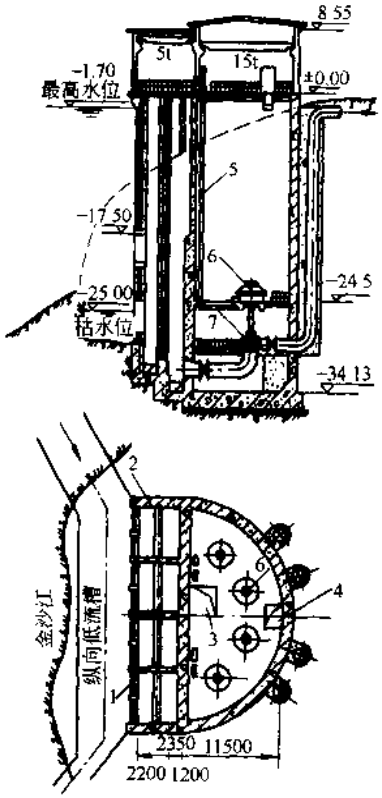


图 4-8 合建式竖井泵房取水
1—格栅；2—平板格网；3—吊装孔；4—电梯孔；5—通风管；6—立式电动机；7—立式离心水泵

1）长江上游河段（宜宾以上），河水流速大，河道水位变幅很大，且是陡涨陡落（每小时水位变幅大于2m）。如主流近岸，且稳定，常选用竖井泵房式取水构筑物，见图4-8～10。

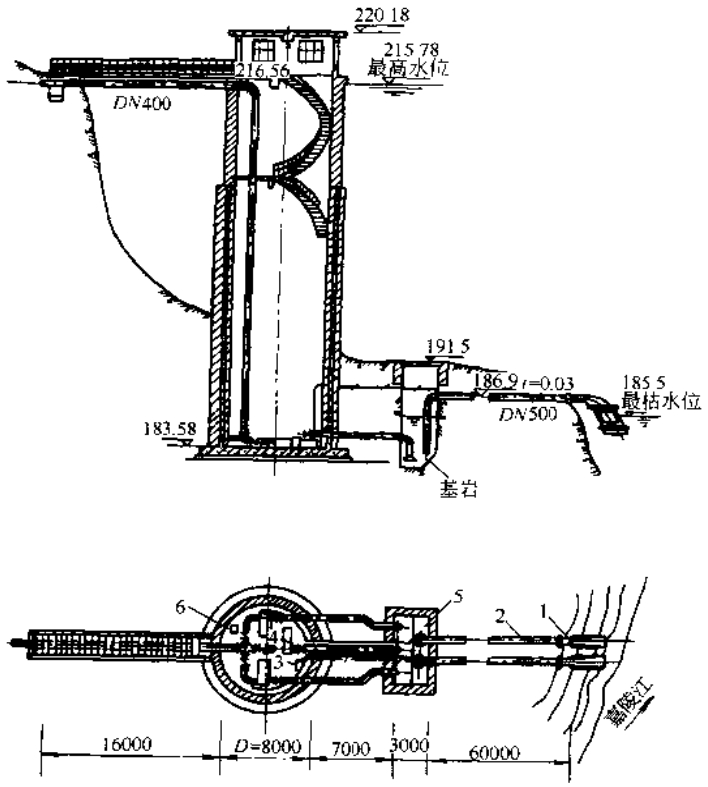


图4-9　分建式竖井泵房虹吸取水

1—斜板取水头部；2—虹吸进水管；3—真空泵；4　卧式离心泵；5—集水井；6—排水泵

2）长江中游河段（宜宾至河口）的河道水位变幅也较大，水质变浑。当水位变幅每小时小于2m，且河岸稳定，流速较小，水流平稳，建造取水口处不易受漂木、浮筏、行船的撞击，又有适宜的岸坡倾角时，常选用岸边式或河床式取水构筑物（见表4-10、4-11）。主流靠岸的中小型取水工程，也可采用缆车式取水。对于河岸停泊条件良好，而主流又不稳定的河段，可采用囤船式取水见图4-11。对于水位变幅虽大，但洪水时间较短，且河岸地基稳定，也可采用淹没式泵房取水。

3）长江下游河段（河口以下）可根据河床的条件、河岸的地形及地质情况，选用合建或分建的河床式取水构筑物见图4-12。

（2）黄河水系常用取水形式：黄河水系多分布在我国的黄土高原及黄土丘陵地带，沿岸沟壑纵横，土质细而疏松，水土流失严重。这些河流径流量虽不大，但受气候的影响，季节性变化很大。冬季几乎不降水，流量很小，不少支流发生断流现象。夏季降水量集中，不仅河流的流量与水位骤增，河水的含砂量也很高。黄河是世界上含砂量最大的河流之一，一般河水含砂量大于15～20kg/m³时，就产生浑液面沉降现象，称为高浑浊河道，黄河水系高浑浊水的河道，由于泥砂运动的结果，常具有游荡性河段的特性，即河床与河岸的可动性都较大，

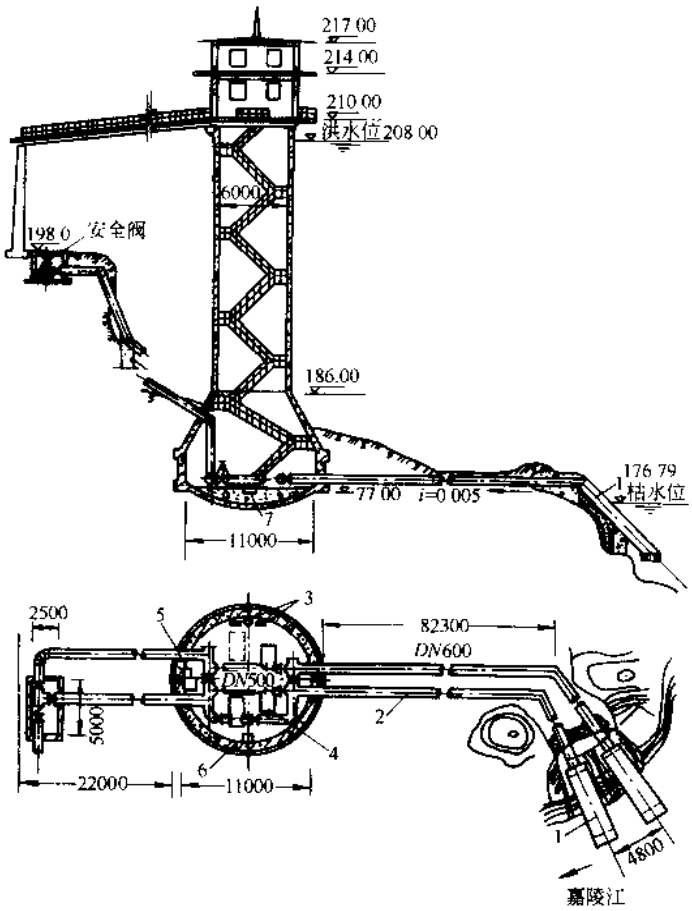


图 4-10 竖井泵房直接取水

1 斜板取水头部;2—吸水管;3—真空泵;4—卧式离心泵;5—排水泵;6—通风管;7—通风道

河床内砂波运动无法与河岸连接,在河床中形成不规则的江心滩、江心洲及汊道,游荡性河段河身宽而浅,沙滩密布,水流湍急,河床变形迅速、主流游荡不定。

此外,黄河水系的部分河段位于北纬 36°～41°,气候寒冷,冰情严重。河套地区常出现冰坝,"麻浮"(水浅、流急、水内冰)现象。

由于黄河水系的上述特征,选用固定式取水构筑物时,一般可考虑如下形式:

1) 不设取水头部、自流管及集水井。如岸边有足够的水深,可采用水泵吸水管直接抽吸取水;对于河床平缓,岸边无足够水深,或在游荡性河段,可采用河床式桥墩取水,必要时应设潜丁坝。图 4-13 为黄河某厂河床式桥墩取水泵房平面及剖面。

2) 在含砂量高且冰情严重的河段,可采用双向斗槽式取水构筑物。

3) 黄河下游河段,河床淤积严重(平均淤高率约 10cm/a),建造固定式取水构筑物时应考虑淤高情况;亦可采用活动式取水的形式,见图 4-14。

(3) 松花江水系取水形式:松花江水系地处我国寒冷的东北地区,流域多年平均年降雨量及多年平均年径流量都较小,而且季节性变化大。河水浊度小,但河流冰冻期长,冰情严重。松花江上游的河段及支流系属半山区河流,河道弯曲,而河床基本稳定,河底多为大块

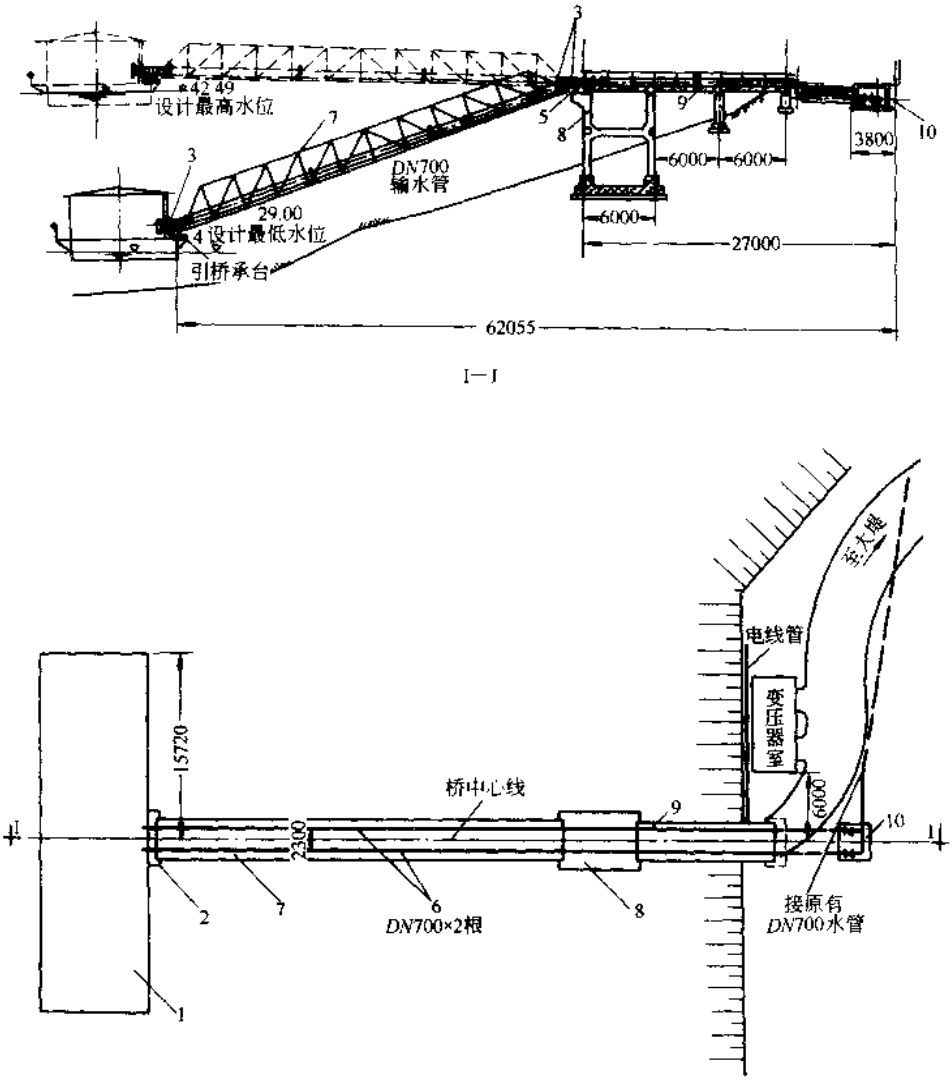
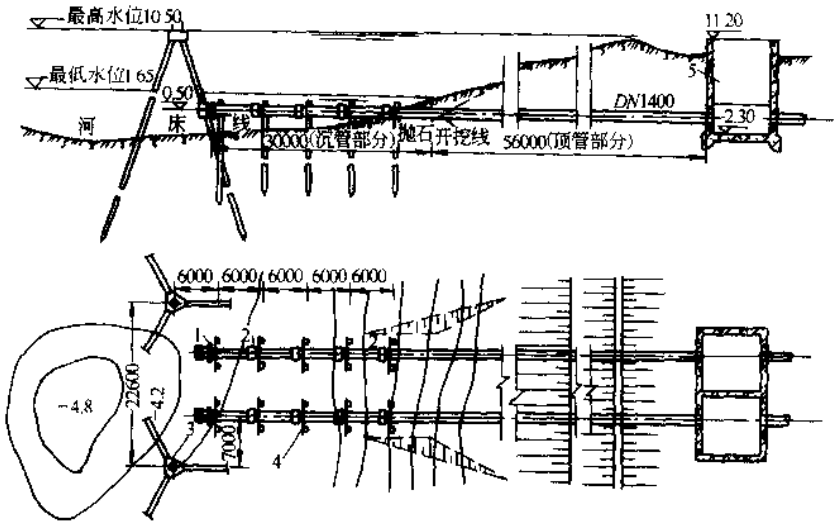


图 4-11　浮船式取水布置

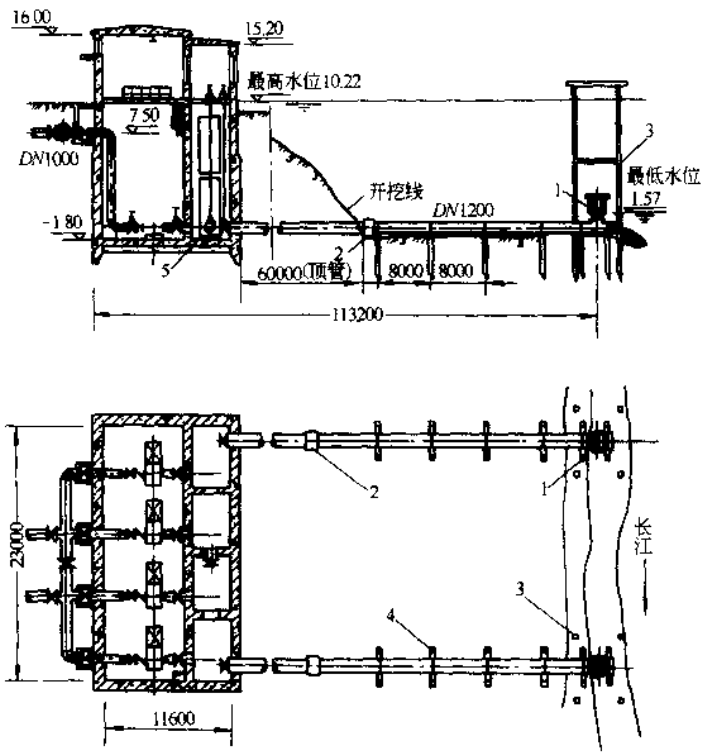
1—取水囤船；2—钢架承台；3—橡胶管；4—滚动支座；5—滚轮；6—输水管；7—钢桁架；8—桥墩；9—钢筋混凝土引桥；10—闸门井

卵石和砂砾。在上游河段，取水构筑物的形式一般为河床自流管(渠)合建式或岸边合建式。松花江中游河段属平原河流，具有较宽的河漫滩，但主流摆动，稳定性差。松花江下游河段，河床蜿蜒曲折，河面宽阔，主流稳定，河岸没有显著的冲刷现象，河水封冰期达 4～5 个月之久。其取水构筑物形式：当主流靠岸，水深岸陡时，常采用岸边合建式取水构筑物，当取水量小时，也可采用水泵直吸式，当主流远离河岸，根据岸边地形及地质条件，常采用分建式或合建式的河床自流管(渠)取水构筑物形式。松花江水系取水工程，常采用热水回流，蒸汽喷冲，设浮排等防冰措施以及设置旋转滤网等防水草、苔草堵塞的措施。

(4) 湖泊取水形式：我国湖泊众多，常被作为城镇和工业用水的水源。湖泊取水构筑物的形式，一般可根据取水构筑物所在位置的地貌、地质条件，水生物情况等，选择合建式或分



(a)



(b)

图 4-12 河床式取水构筑物

(a)分建式;(b)合建式

1—格栅进水喇叭口;2—半合活络套筒;3—钢筋混凝土护桩及平台;4—支承桩;5—集水井

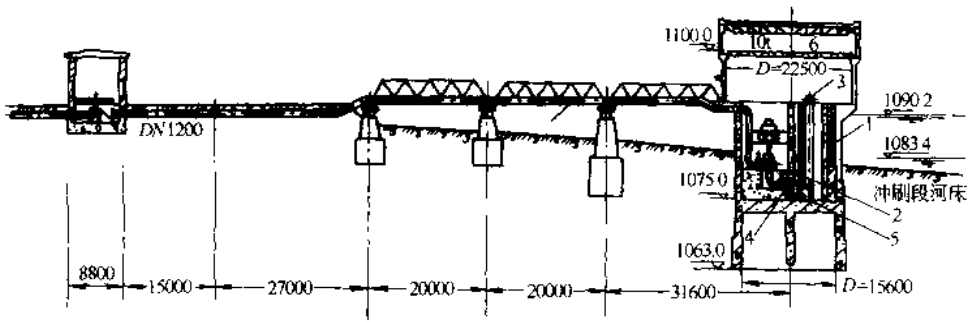


图 4-13　黄河某厂河床式桥墩泵房

1—格栅；2—集水井；3—旋转滤网；4—平板格网；5　水力提升冲砂廊道；6—旋转起重机

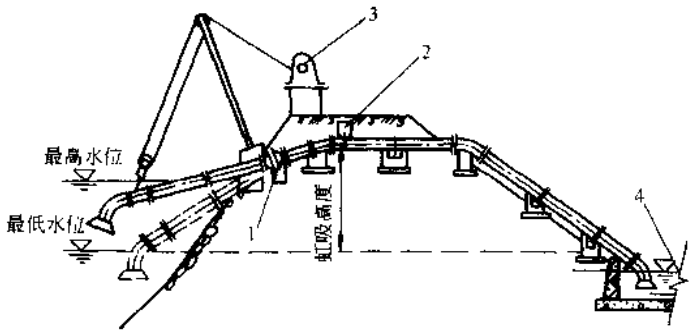


图 4-14　黄河下游活动式取水形式

1—球形活接头；2—真空系统；3—卷扬设备；4—集水井

建式。

1）在湖滩宽阔，水深不大的湖滩取水，可采用自流管或虹吸管取水，取水构筑物可以是合建式的或分建式的，用栈桥与岸边联络。取水量不大的工程，为了点缀湖区风景，也可采用湖心合建式取水构筑物，见图 4-15。如湖滩过于宽阔，也可开挖引水渠道从湖中引水。

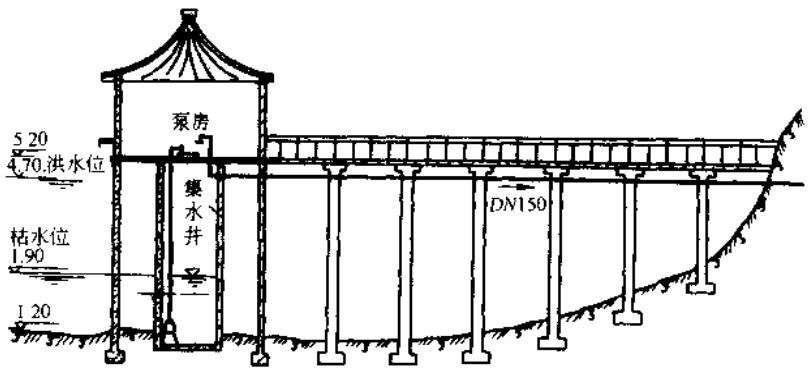


图 4-15　太湖某厂湖心合建取水构筑物

2）当取水口处水深很大，为了取得水质较好的原水，应采用分层取水，可参见水库取水。

(5) 山溪河流取水：山溪河流水文特征：

1) 流量：一年中洪水期往往很短，枯水期流量很小，甚至出现多股细流或表面断流，洪水期与枯水期流量之比，可达数十倍、数百倍以上。

2) 水位：山溪河流水位随着流量的大幅度变化而有较大的变化，枯水水位很浅，甚至局部河床形成潜流，但洪水水位猛增，常常出现陡涨陡落的现象。

3) 水质：山溪河流在平、枯水期一般河水浑浊度很小，而在洪水期，浊度骤然猛增，且挟带着大量推移质和泥砂、腐枝、树叶、木块、竹片、杂草及农作物根茎等漂浮物，不仅漂浮在水面上，且在水面以下也很多。同时推移质一般粒径较大，有时甚至出现直径 1m 左右的大滚石。

4) 河床：山溪河流纵坡较大，洪水期形成很大流速，若非岩石河床，常因受到大量冲刷而造成河床变形。在河床断面突然变大的河段，往往产生大量泥沙堆积。

5) 受山区小面积气候影响，山溪河流的水文计算与大面积气候影响的情况有所不同。当只有少量资料时，不宜与附近城镇的水文资料作相关计算。

在选择山溪河流取水构筑物形式时，应注意以下几点：

1) 由于山溪河流洪、枯水期的流量与水位变幅很大，因此在选择取水构筑物的形式时，要确保在枯水期也能取到所需水量，洪水期要确保取水构筑物的安全。

2) 山溪河流河水挟带的推移质、悬移质和漂浮物将对取水构筑物造成很大威胁。必须防止进入取水口(或减少进入量)，进水口要背向水流方向。进水口的设计流速要小于河流中的水流速度。在垂直方向上，取水口的位置应尽量离河底高些，防止被泥砂堵塞。有条件时，可采用斜板(斜管)取水头部。采用底栏栅式取水时必须同时设置沉砂池。

山溪河流取水构筑物，当取水量小于枯水期径流量，而取水池又较大时，取水构筑物可采用底栏栅式取水、固定式低坝取水、活动式低坝取水(橡胶坝、水力自动翻板闸等)等形式，见第 4.5.5 节和第 4.5.6 节。

(6) 水库取水：

1) 水库取水特点为：

① 水库可以通过年径流调节，以确保枯水期取得所需的水量。

② 水库水含砂量少，浑浊度小，水质较好。

③ 当被淹没的河谷具有湖泊的形态及水文特征时，其取水形式及注意问题与湖泊取水类同。

④ 当水库被淹没的河谷较窄，库身狭长、弯曲，深度较小时，具有河流的形态及水文特征，其取水形式及注意问题与河流取水类同。大型水库按形态特征及水文情势可分为下游近坝部分、中游部分、上游部分及回水末端部分。下游近坝部分的水深大、流速小(泄水时例外)，底部不受波浪影响，水位降低时，波浪可破坏高水位时形成的浅滩，是水库取水的有利位置。但水面波浪较大，库岸的被侵袭作用较强烈。

2) 水库取水常用取水形式有：

① 隧洞式取水构筑物：适用于水深大于 10m 以上的大型水库。

② 引水明渠取水：根据库岸的地形与地质条件，选择合建或分建式的岸边取水构筑物形式。

③ 水深很大的水库取水：为取得浊度低、水质好的原水，可采用分层取水，建分层取水构筑物见图 4-16，或将取水构筑物与库坝合建见图 4-17、18。

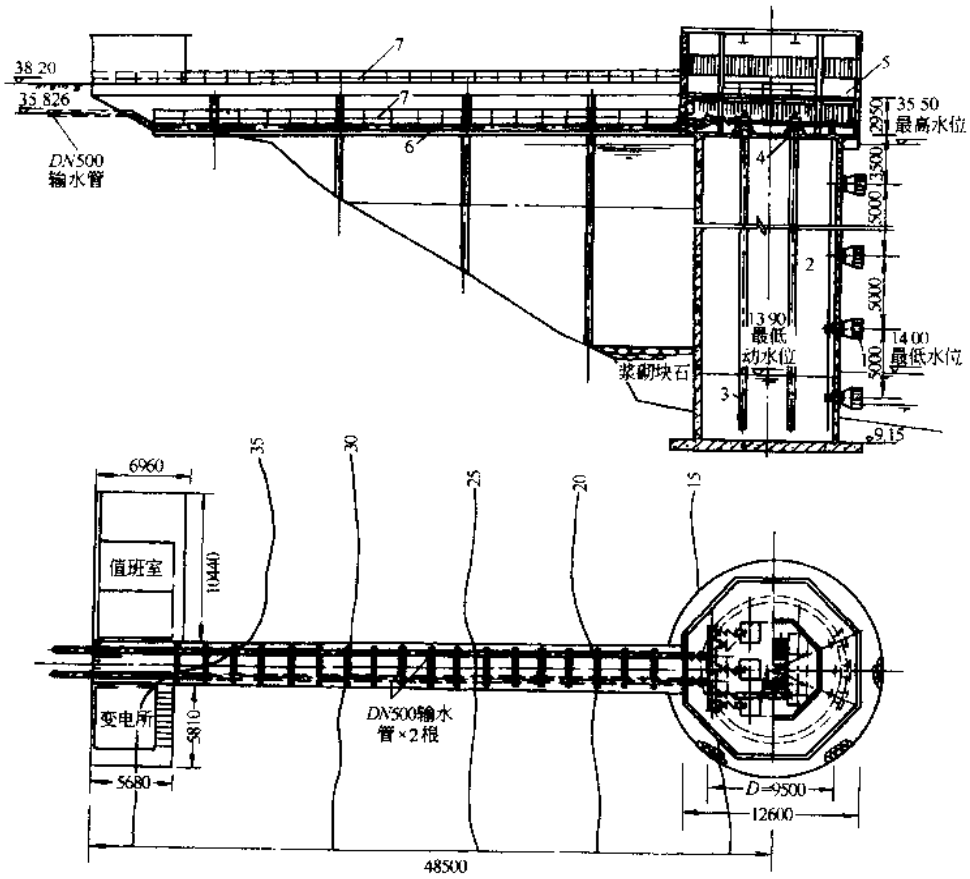


图 4-16　水库分层取水构筑物

1—格栅进水管；2—集水井；3—JD 深井泵；4—立式电动机；5　配电操作间；6—出水管；7—钢筋混凝土引桥

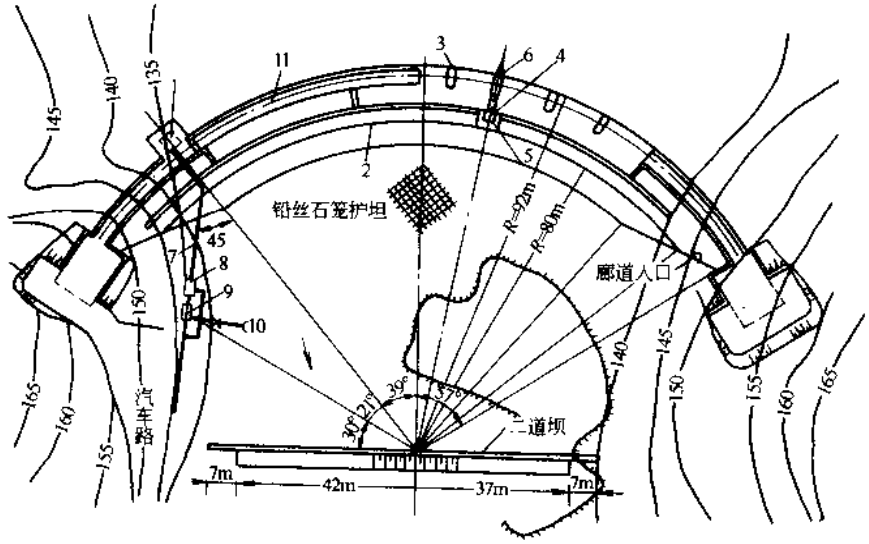


图 4-17　与库坝合建的分层取水(总体布置)

1—取水塔；2—拱坝；3—溢流堰；4—泄流底孔；5—闸室；6—检修闸；7　输水管；8—闸门井；9—消力井；10—排出口；11　人行桥

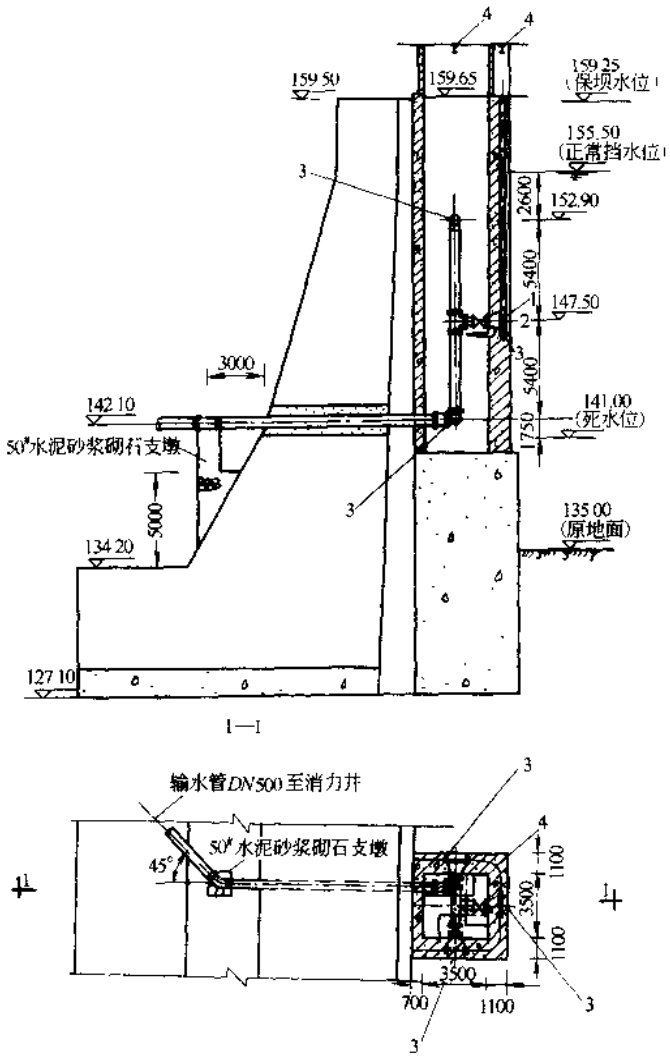
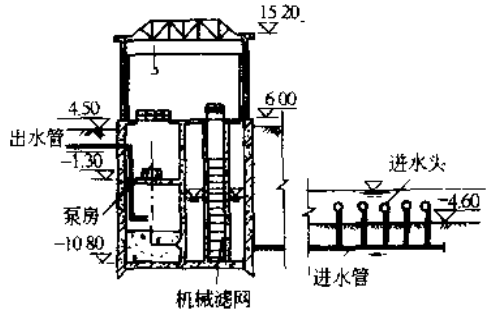


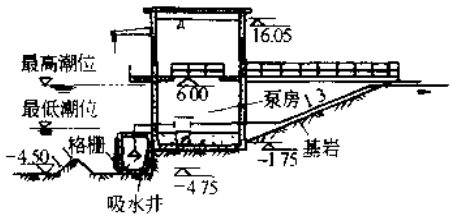
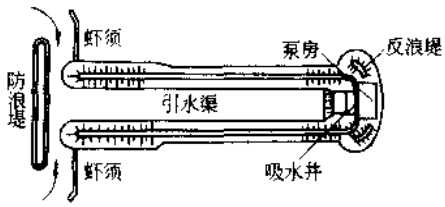
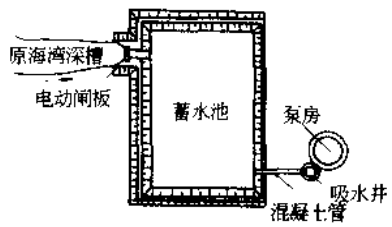
图 4-18 与库堤合建的分层取水(取水塔布置)

1—格栅;2—叠梁式检修闸门;3—分层取水的进水管;4—申动葫芦吊轨

海水取水构筑物的常用形式及适用条件 表 4-17

形式	图示	特点	适用条件
海床式取水		1. 泵房与集水井建于海岸可避免海浪的直接影响 2. 采用自流管引水,可减少泥砂沉积影响 3. 自流管会积聚海生物或泥砂,清除困难	1. 海岸坡度较为平坦,深水区较远 2. 取水量较大 3. 海床为非基岩所构成 4. 海生物生长较少

续表

形式	图　　示	特　　点	适用条件
海岸式取水		1. 泵房建于岸边，水泵直接自海内取水，管理集中 2. 吸水管路积聚海生物后，拆换、检修较方便	1. 海岸较陡，深水近岸，且较稳定 2. 一般适宜于小型泵站 3. 高低潮位差不宜过大 4. 吸水管路不宜过长
引水渠式取水		1. 自深水区开挖引水渠至泵房取水，引水渠两侧筑堤坝，进水端设有防浪堤 2. 泵房可采用岸边式 3. 海水中如有泥沙，易在渠内沉积	1. 深水区离岸有一定距离 2. 海水中泥砂含量低 3. 海床宜为基岩构成
潮汐式取水		1. 建有潮汐调节水库，利用高潮位进水，低潮位则取用水库内水 2. 进水位置可较直接取水离岸近，减少风浪影响 3. 海水中如有泥砂，易在库内沉积	1. 海岸较平坦，深水区较远 2. 岸边有建调节水库的地形条件 3. 海水中泥砂含量较低 4. 取水规模不宜过大

④ 水库有时水深较浅，水质较清，可采用合建式或分建式取水构筑物，也可建成浮筒式取水口。

(7) 海水取水构筑物：海水取水构筑物的常用形式及适用条件见表 4-17。

4.5　固定式取水构筑物设计

4.5.1　取　水　头　部

4.5.1.1　取水头部形式

(1) 固定式：各种固定式取水头部的形式及适用条件见表 4-18。

(2) 活动式：活动式取水头部形式及特点见表 4-19。

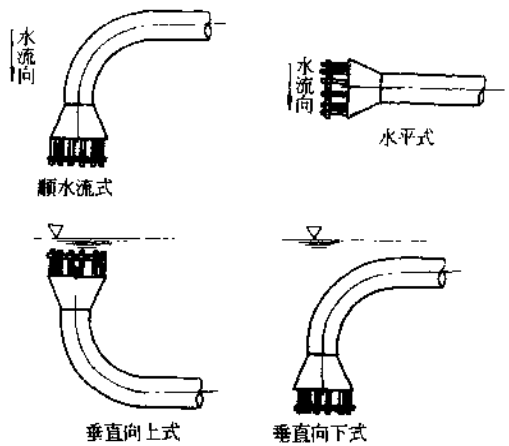
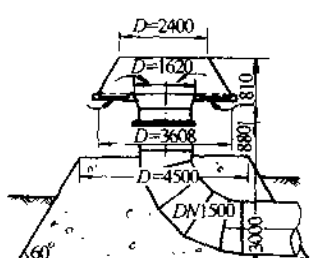
4.5.1.2　取水头部设计要点

(1) 应选择合理的外形和较小的体积。

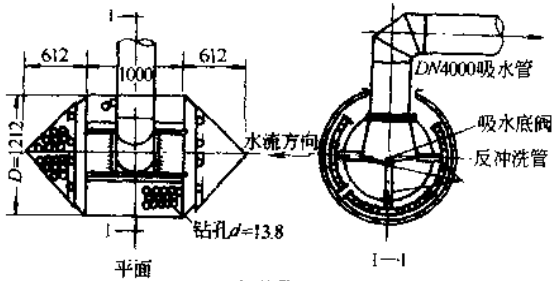
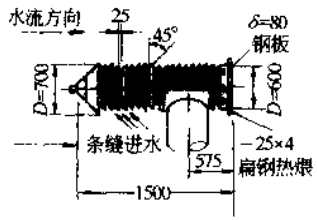
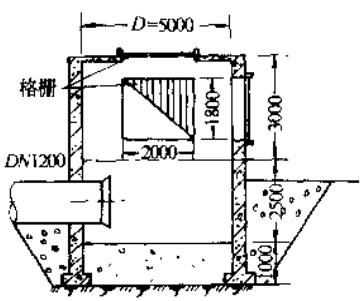
(2) 进水口流速应根据水中漂浮物、水生物、冰凌、河水流速、取水量、清理格栅条件等因素决定。

(3) 应结合当地施工条件，施工力量和施工方法，考虑便于施工的形式。

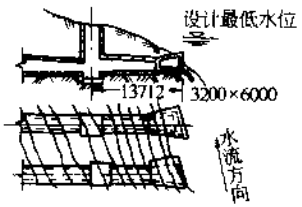
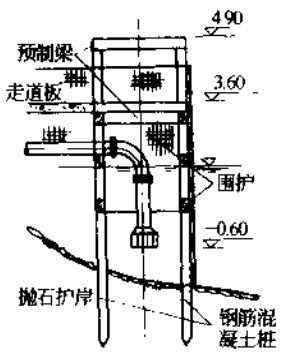
固定式取水头部及适用条件 表 4-18

形式	图示	特点及设计要点	适用条件
管式取水头部（喇叭管取水头部）		1. 构造简单 2. 造价较低 3. 施工方便 4. 喇叭口上应设置格栅或其他拦截粗大漂浮物的装置 5. 格栅的进水流速一般不宜过大，必要时还应考虑有反冲或清洗设施	1. 顺水流式：一般用于泥砂和漂浮物较多的河流 2. 水平式：一般用于纵坡较小的河段 3. 垂直式（喇叭口向上）：一般用于河床较陡、河水较深处，无冰凌、漂浮物较少，而又有较多推移质的河流 4. 垂直式（喇叭口向下）：一般用于直吸式取水泵房
蘑菇型取水头部		1. 头部高度较大，要求在枯水期仍有一定水深 2. 进水方向系自帽盖底下曲折流入，一般泥砂和漂浮物带入较少 3. 帽盖可作成装配式，便于拆卸检修 4. 施工安装较困难	适用于中小型取水构筑物

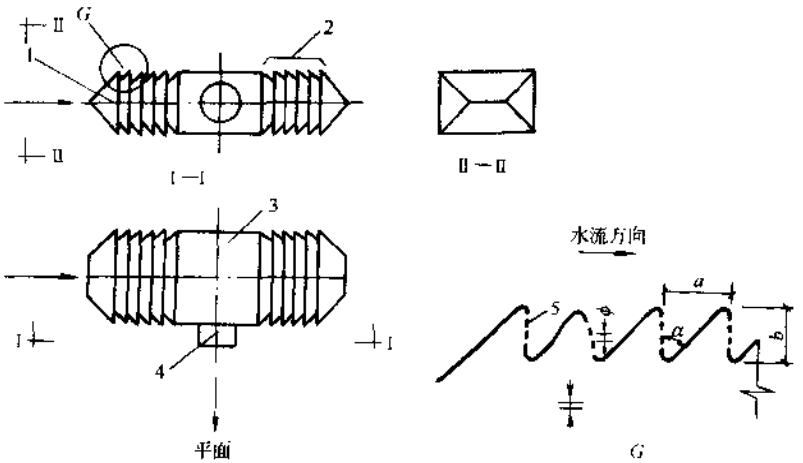
续表

形式	图　　示	特点及设计要点	适用条件
鱼形罩及鱼鳞式取水头部	 鱼形罩  鱼鳞式	1. 鱼形罩为圆孔进水；鱼鳞罩为条缝进水 2. 外形圆滑，水流阻力小，防漂浮物、草类效果较好	适用于水泵直接吸水式的中小型取水构筑物
箱式取水头部		钢筋混凝土箱体可采用予制构件，根据施工条件作为整体浮运或分成几部分在水下拼接	适用于水深较浅，含砂量少，以及冬季潜冰较多的河流，且取水量较大时

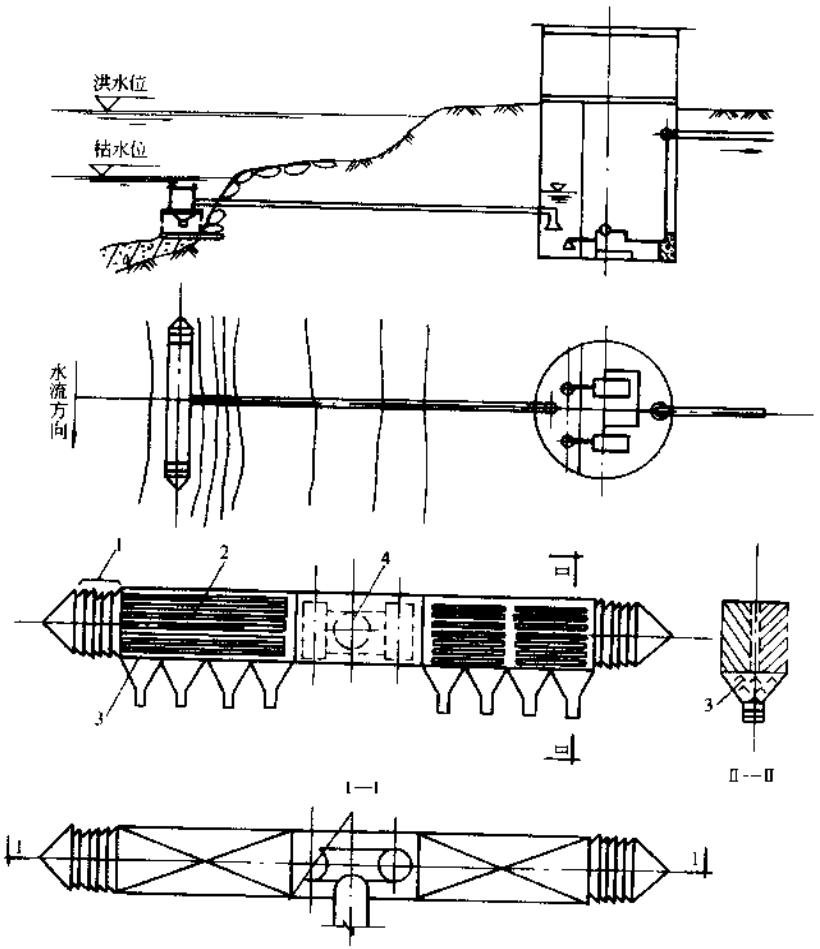
续表

形式	图　　示	特点及设计要点	适用条件
岸边隧洞式喇叭口形取水头部		1. 倾斜喇叭口形的自流管管口做成与河岸相一致；进水部分采用插板式格栅 2. 根据岸坡基岩情况，自流管可采用隧洞掘进施工、最后再将取水口部分岩石进行爆破通水 3. 可减少水下工作量，施工方便，节省投资	适用于取水量大、取水河段主流近岸、岸坡较陡、地质条件较好时
桩架式取水头部		1. 可用木桩和钢筋混凝土桩，打入河底桩的深度视河床地质和冲刷条件决定 2. 框架周围宜加以围护，防止漂浮物进入 3. 大型取水头部一般水平安装，也可向下弯	适用于河床地质宜打桩和水位变化不大的河流

续表

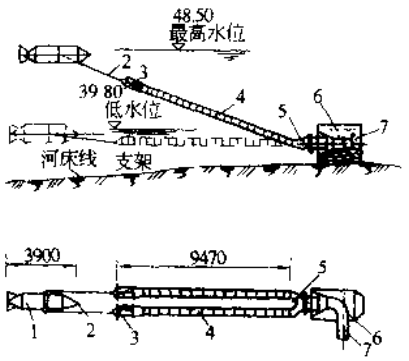
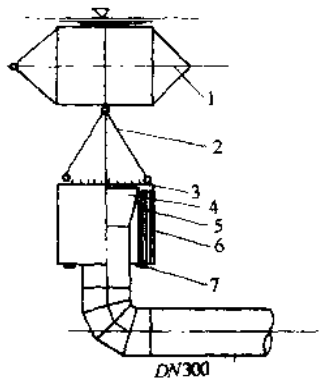
形式	图　　示	特点及设计要点	适用条件
锯齿取水头部	 1—棱形迎水面；2—锯齿段；3—集水段；4　出水管；5—取水孔	1. 利用锯齿形和水流速度防止稻、杂草等漂浮物对取水的威胁，效果很好 2. 漂浮物的转向角最大为180° 3. 河流的最小流速应不小于0.4m/s，宜避开回流区 4. 取水孔的水流速度，应根据最小河水流速大小、漂浮物特性和水泵叶轮通道大小等因素参照相似条件下取水头部的运行经验或通过试验确定。一般可采用如下数值： 最小河水流速 (m/s) / 取水孔流速 (m/s) 0.30～0.50 / 0.05～0.15 0.50～1.00 / 0.15～0.40 >1.00 / >0.40 5. 锯齿段一般可采用： (1) 锯齿的斜面跟垂直面的夹角 α 为45° (2) 锯齿间距 a 为35～60mm (3) 圆形取水孔的直径 ϕ 为10～20mm	1. 适用于水流中有较多稻、杂草等漂浮物的河流，特别是山区河流 2. 锯齿段可用于集水井(岸边取水构筑物)、鳞筛型和箱式等取水头部的取水孔口

续表

形式	图　　示	特点及设计要点	适用条件
侧向流斜板取水头部		1. 利用侧向流斜板除砂和利用斗式排砂装置与江河水流速度排砂 2. 取水头部的总高度小 3. 斗式排砂装置的排砂口跟河床的垂直距离不应小于0.5m 4. 必须考虑河床的变化，如土流改道等引起河床升高，直至会堵塞排砂口 5. 一般均应在取水孔设置防漂浮物装置，如锯齿取水孔（即锯齿取水头部的锯齿段） 6. 侧向流斜板一般可采用： （1）过水断面的平均水流速度0.10～0.15m/s （2）斜板的垂直间距20～40mm （3）斜板跟水平面的倾角50°～60° （4）斜板长度不小于2m，宽度0.3～0.5m	1. 适用于含砂量较大且砂粒粒径较粗的河流。粒径大于0.1～1.0mm或1.0mm以上的砂粒可为0.2～5.0kg/m³，总砂量小于10kg/m³ 2. 头部处的江河水流速度必须大于0.5m/s左右，严禁将头部设置在回流区

1—锯齿取水孔；2　侧向流斜板；3—斗式排砂装置；4　集水管

活动式取水头部形式　　表 4-19

形式	图　　示	特点及设计要点
软管活动取水头部	 1—浮筒；2—链条；3—取水头部；4—*DN*300 胶管；5—叉形三通；6—管墩；7—自流管	1. 软管式活动取水头部采用橡胶管，利用一个浮筒带二个取水头，橡胶管一端与取水头联结、一端接入钢制叉形三通，焊接在自流管进口的喇叭口支座上 2. 为保证枯水期取水，取水头下缘距河底的距离不小于 0.5m 3. 注意水流流向的稳定性
伸缩罩活动取水头部	 1—浮筒；2—钢丝绳；3—格栅；4—喇叭管；5—内罩；6—外罩；7—托环	1. 取水头部的取水喇叭口向上，进水活动罩卡在喇叭口上，活动罩上有格栅顶盖，以防止漂浮物进入头部 2. 活动罩用钢丝绳与钢浮筒连接，随着水位升降改变进水口高程 3. 适用于枯水水深大于 1m 时

（4）应考虑河流最枯水位时，航运及流放木材等对取水头部的影响，并在其上游或周围设置航标加以保护。

（5）应将取水头部分成数格（或数个），以便于查修和清洗。

（6）应考虑设置取水头部后水流受阻挡而引起的局部冲刷。局部冲刷的范围及深度与河水流速、水深，河床地质、取水头部形式等因素有关。为此，应合理地选择头部外形，使减少对水流的影响；设计中采取适当的护底措施；并使取水头部的基础埋设在冲刷深度以下，并在冲刷范围沉排抛石，加固保护。

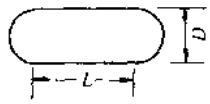
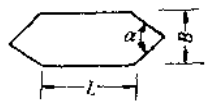
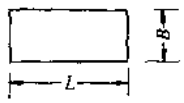
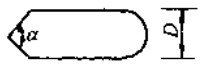
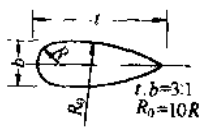
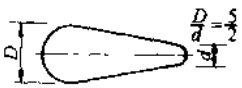
（7）进水口的朝向，应视河水所含杂质、冰凌、流速、木深等条件而定，一般多朝向下游或垂直于水流方向。

4.5.1.3　取水头部外形选择

（1）取水头部形状对泥砂和杂草的进入有较大影响。合理的形状应对周围水流的破坏和扰动最小，有效进水面积与总体面积之比最大，吸入水层薄，水流进入头部时流线较曲折（有利于减少泥砂和杂草进入），以及结构稳定和施工方便。取水头部迎水面宜设计成流线

形、目前常用的有棱形、椭圆形和尖圆形等。对于主流方向可能变动的河流，常采用圆形，以适应水流方向的改变。各种取水头部外形见表 4-20。

取水头部外形 **表 4-20**

平面外形	图示	要点	
长圆形		常用	$\frac{L}{D}$宜取 2.5～4.0，水力条件稍差，但施工条件、设备布置和安装较方便
棱形			α宜取 60°～90°，水力条件较好，施工条件和设备安装较方便
矩形			$\frac{L}{B}$宜取 2.5～4.0，水力条件差，但施工条件、设备布置和安装方便
方形			水力条件差，施工较方便
圆形			施工方便，适用于主流多变
尖圆形			水力条件好，适用于冰势较强，冰层厚度小于 0.75m 的河流。外形尺寸要求：上游尖端角在岩石层时采用 90°～100°；在土质层时采用 70°～80°；其直线交角的圆弧半径不小于 0.5m；下游端作成半圆形
多边形		用于水库、湖泊取水	
流线形		水力条件好，但施工不便	
卵形		水力条件较好，可减少漂浮物挂堵，但施工不便	
水滴形		水力条件较好，但施工和设备布置安装不便，α宜取 20°	

(2) 对于箱式和桥墩式取水头部，应尽可能地使长轴与洪水期水流方向一致；顺直河段，一般布置成与主槽方向平行；弯曲河段及淹没式取水头部的长轴方向宜与深槽线平行；半淹没式或非淹没式取水头部的长轴方向宜与中槽线平行。

4.5.1.4　进水孔设计

(1) 进水孔布置：进水孔布置原则：

1) 当河床为容易冲刷的土壤，河流含砂量大，且竖向分布很不均匀时，应在顶部开设进水孔。

2) 有漂浮物或流冰的河流，宜在侧面开设进水孔。

3) 当泥砂和漂浮物均较少时，可在下游布置进水孔。

4) 一般不宜在上游迎水面布置进水孔。

(2) 进水孔下缘离河床的距离：对于推移质较为严重的河道，应掌握推移质运动的规律及泥砂在水流中垂直分布情况，以确定进水孔下缘离河床的距离。

侧面进水孔下缘距河床的高度不得小于 0.5m(当水深较浅、水质较清、河床稳定、取水量不大时，可减至 0.3m)。

对于顶部进水的淹没式取水头部，应高出河床不得小于 1m。

在水库和湖泊中取水，底层进水孔下缘距水体底部的高度，应按泥砂淤积和变迁情况确定，但一般不宜小于 1m，当水深较浅，水质较清，且取水量不大时，其高度可减至 0.5m。

(3) 进水孔在最低水位下的淹没深度：为确保取水头部在最低水位下能取到所需水量，淹没进水孔上缘在设计最低水位下的深度，应根据河流的水文、冰情和漂浮物情况通过水力计算确定，并应符合下列规定(在冰冻情况下应从冰层下缘起算)：

1) 顶部进水时，不得小于 0.5m。

2) 侧面进水时，不得小于 0.3m。

3) 虹吸进水或吸水管直接吸水时，一般不宜小于 1m。小型的虹吸或吸水管式进水孔的淹没深度，当河水较浅时可适当降低；当水体封冻时，可减至 0.5m。

此外，对位于水库、湖泊、海边或大河岸边的取水口，其淹没深度还应考虑到风和浪对最低水位的影响。

4.5.2　进　水　管　(渠)

4.5.2.1　自流管(渠)设计

(1) 管内流速应考虑不产生淤积，一般不宜小于 0.6m/s；必要时，应有清淤措施。

(2) 自流管(渠)根数应根据取水量、管材、施工条件、操作运行要求等因素，按最低水位通过水力计算确定。自流管一般不得少于两根，当事故停用一根时，其余管(渠)仍能满足事故设计流量要求(一般为 70%～75%的最大设计流量)。只是在取水安全性不高，允许短时间停水的情况下，自流管可采用一根。

(3) 自流管(渠)材料一般有钢管和钢筋混凝土管(渠)。采用钢管可减少接头，方便施工，但需做好防腐措施，一般在大中型取水构筑物中采用较多。

当取水规模较大时，也可采用钢筋混凝土管(渠)的自流管。

(4) 自流管一般埋设在河底以下，其埋深要求如下：

1) 当敷设在不易冲刷的河床时，管顶最小埋深一般应在河底以下 0.5m。

2) 当敷设在有冲刷可能的河床时，管顶最小埋深应设在冲刷深度以下 0.25～0.3m。

3) 当直接敷设在河底时，应采取管道加固措施。

自流管设计应考虑管道排空检修时，不致因减少重量而引起上浮。大直径的自流管应

设检查孔，以便检修清理。

4.5.2.2 虹吸管设计

当进水管埋设较深，为减少开挖土石方和水下施工，以及管道需通过不准开挖的堤坝时，可以采用虹吸管的布置形式。

(1) 虹吸管的进水端，在设计最低水位下的淹没深度不得低于 1.0m，以防吸入空气。

(2) 虹吸管正常设计流速可采用 1.0～1.5m/s，最小流速宜不小于 0.6m/s。

(3) 总虹吸高度可采用小于 4～6m，最高不应大于 7m。

(4) 虹吸管末端应伸入集水井最低动水位以下 1.0m。

(5) 虹吸管一般不得少于两根，虹吸管应有能迅速形成真空的抽气系统。

(6) 虹吸管应保证有高度的密封性，以保证运行的安全。

(7) 虹吸管宜用钢管。

4.5.2.3 管道冲洗

通常可采用正向冲洗或反向冲洗，以清理管道淤积的泥砂。

(1) 正向冲洗法：在河流水位较高时，先关闭自流管末端闸门，从进水室抽水至最低水位，然后迅速打开闸门，利用较大水头差来进行冲洗；或者关闭另外几根自流管，利用欲冲洗的一根自流管来供应全部水量，使该管流量增加，加大流速进行冲洗。

正向冲洗法，泥沙不易冲走，效果较差。

(2) 反向冲洗法：将进水室的一个分格充水至最大高度，然后迅速打开自流管上的闸门，利用进水室与河流形成的较大水头差来进行冲洗，故此法宜在河流水位低时进行。另一方法是将自流管与压力输水管或冲洗水泵连接进行冲洗，由于此法水量充足，压力高，使用亦灵活，故效果较好。冲洗水的流速可用 1.5～2.0m/s。

此外，还有用水力气压冲洗法。沿自流管及取水头部的格栅下缘，敷设直径为 25～30mm 的空气管，管上设直径为 5～7mm 的孔眼，当通入 8 个绝对大气压的压缩空气时，泥砂即被搅动，可提高反向冲洗效果。

4.5.3 集 水 井

4.5.3.1 集水井布置形式

集水井和取水泵房可以合建，也可分建。

(1) 集水井和泵房合建的布置形式，可参见图 4-19。

在泥砂含量高的河流中取水时，为防止吸水管堵塞，尽量缩短吸水管长度，常将集水井伸入泵房中间，置于泵房底部的集水井布置，一般适用于湿井泵房或小型泵房。

(2) 集水井和取水泵房分建时，集水井的平面形状一般有圆形、矩形、椭圆形等。圆形集水井结构合理，便于沉井施工，但不便于布置设备；矩形形式对安装滤网、吸水管和分格较为方便，但造价较高；椭圆形兼有两者的优点，但施工较复杂。

图 4-20 为岸边分建式集水井布置示例。

图 4-21 为河床分建式集水井布置示例。

集水井水下部分可分为进水室、格网和吸水室，集水井顶面设操作平台。

4.5.3.2 操作平台

(1) 集水井上部的操作平台，应安装用以起吊闸门、格栅及格网等设备的装置。

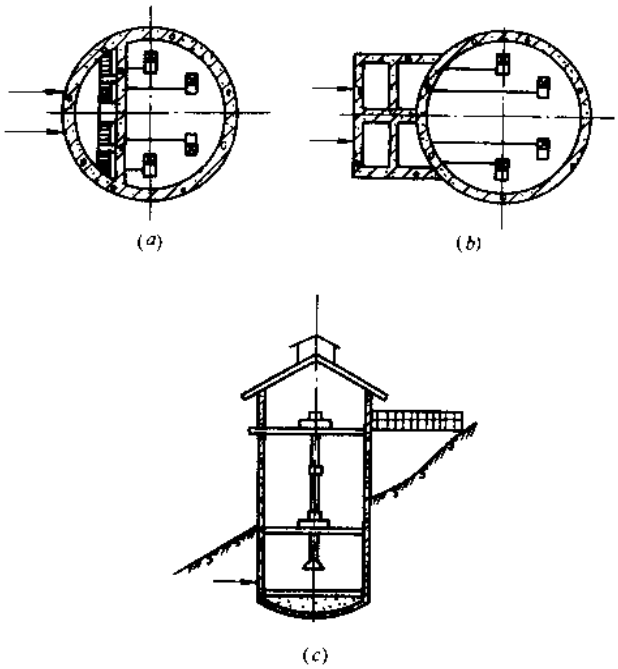


图 4-19　集水井和泵房合建形式

(a) 利用圆泵房部分面积；(b) 附于圆泵房外壁；(c) 设在泵房下部

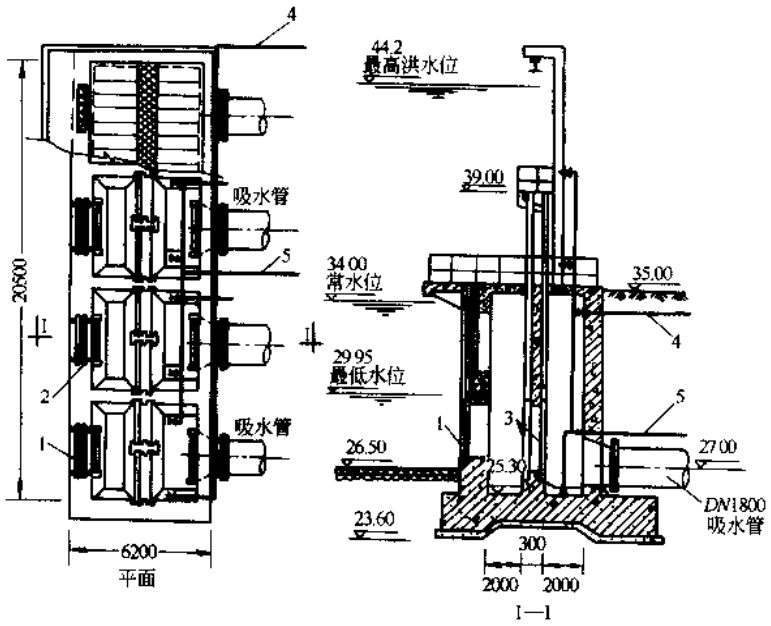


图 4-20　岸边分建式集水井布置

1—格栅；2—闸板；3—格网；4—冲洗管；5—排水管

(2) 操作平台可根据地区气候条件考虑设在室内或露天。

(3) 操作平台标高可根据运行要求和河流水文特性确定，参见表 4-21。

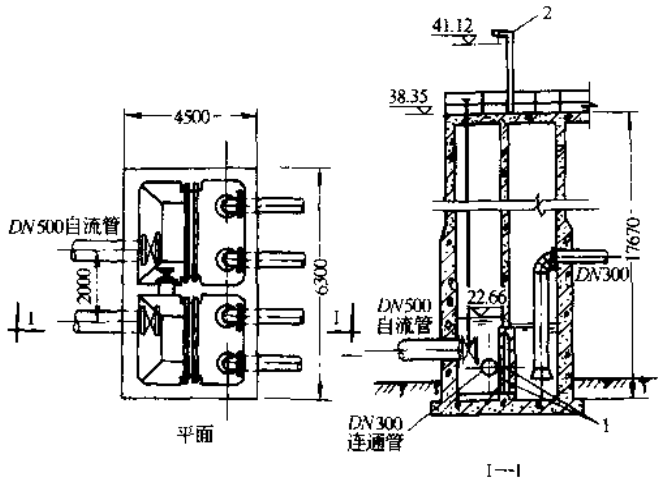


图 4-21 河床分建式集水井布置

1--格网;2—起吊架

操作平台标高的确定 表 4-21

当建筑在渠道边时	$>H+0.5$(m)
当建筑在江河边时	$>H+h_B+0.5$(m)
当建筑在湖泊、水库边时	$>H+h_B+0.5$(m)

注：1. 表中 H 为设计最高水位标高，h_B 为浪高。

2. 建筑在江河、湖泊、水库岸边和海岸边时，还应考虑防止浪爬高的措施。

3. 当与泵房分建，洪水期允许集水井淹没时，平台标高可降低。

(4) 操作平台以上如有建筑物，其高度应按设备的外形尺寸、运行安装条件和起吊高度确定。

4.5.3.3 进水室

(1) 一般设计要点：

1) 根据安全运行、检修和清洗、排泥等要求，进水室通常用隔墙分成可独立工作的若干分格，(一般不少于二格)。进水室分格数，还应按水泵台数和容量大小以及格网类型确定：

① 对于大型取水：可采用一台泵，一个格网，一个分格。

② 对于小型取水：可采用数台泵，一个格网(或数个格网)，一个分格。

2) 一般每一分格布置一根进水管或一个进水孔口。

3) 当河流水位变化幅度不大时，岸边式集水井可采用单层进水孔口；当河流水位变幅超过 6m 时，可采用两层或三层的分层进水孔口。

4) 当进水孔口采用分层布置时，应根据构筑物内部设备布置及使用条件，采用分层并列或分层交错布置见图 4-22、图 4-23。

5) 当取水量大，采用轴流泵或混流泵取水时，进水室应结合水泵前池设计的要求进行布置，以免影响水泵效率，详见第 5 章泵房。

6) 进水孔口的高宽比，宜尽量符合标准设计的格栅和闸门尺寸。

7) 进水墙孔还可以作成渐变形状，进口端与格栅大小相符，过格栅后可逐渐缩小至与闸门尺寸形状一致。

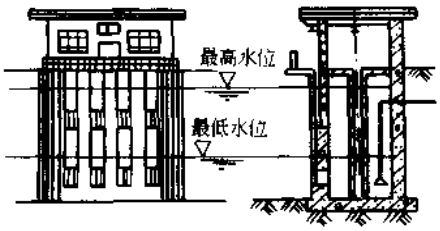


图 4-22　分层并列布置示意

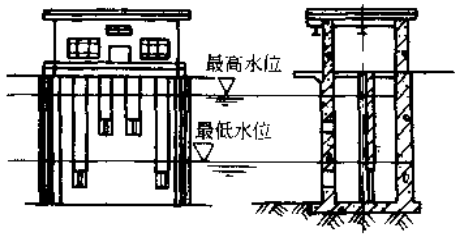


图 4-23　分层交错布置示意

8）在进水孔口前应设置格栅及闸门槽。

（2）格栅计算与构造：

1）格栅面积按式(4-18)计算：

$$F_0=\frac{Q}{v_0K_1K_2}(\mathrm{m}^2) \tag{4-18}$$

式中　Q　—设计流量(m^3/s)；

K_1——堵塞系数，采用 0.75；

K_2——栅条引起的面积减小系数为

$$K_2=\frac{b}{b+S}$$

其中　b　—栅条间净距(mm)，采用 30～120mm，一般常用 30～50mm；

S—— 栅条厚度(mm)；

v_0 ——过栅允许流速(m/s)。

过栅流速应根据水中漂浮物数量、有无冰絮、取水地点的水流速度、取水量大小、检查和清理格栅的方便等因素决定，一般宜采用表 4-22 的数据。

进水孔过栅流速　　表 4-22

取水构筑物形式	河流冰絮情况	
	有冰絮(m/s)	无冰絮(m/s)
岸边式取水构筑物	0.2～0.6	0.4～1.0
河床式取水构筑物	0.1～0.3	0.2～0.6

注：当冰絮严重时，应采用较小的流速；当无冰絮，且取水量大于 $10\mathrm{m}^3/\mathrm{s}$ 时，可采用大流速。

2）格栅一般按可拆卸设计，并考虑有人工或机械清除的措施。

3）格栅与水平面最好布置成 65°～75°的倾角，但实际上大多采用 90°。

4）栅条断面形状有很多种(见图 4-24)，常用的有扁钢或圆钢两种。

5）格栅由金属框架和栅条组成，框架的外形应与进水口形状一致，一般有方形、圆形、矩形等。

6）通过格栅的水头损失，一般采用 0.05～0.10m。

7）S321 格栅标准设计的规格(1965 年)见表 4-23 和图 4-25。

（3）格栅除污机：

格栅除污机的设计见给水排水设计手册第 9 册《专用机械》及《给水排水设计手册·材料设备》(续册)第 3 册。部分格栅除污机形式及适用条件见表 4-24。

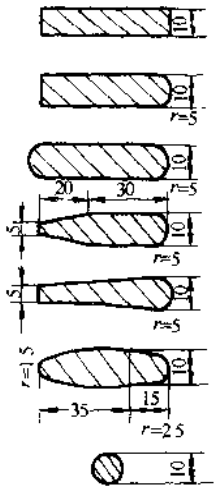


图 4-24 栅条的断面形状

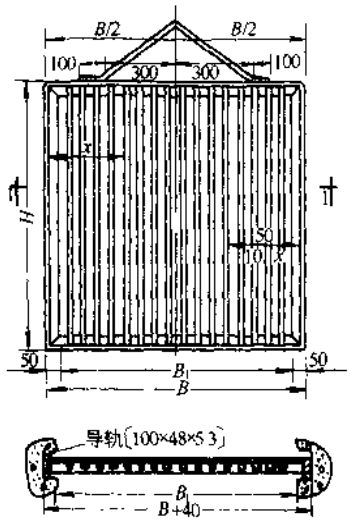


图 4-25 格栅标准图

格 栅 规 格 表 4-23

标准图号	型号	进水口尺寸(mm)		格栅尺寸(mm)		x (mm)	栅条间孔数(孔)	栅条根数(根)	有效面积(m^2)
		B_1	H_1	B	H				
S321-1	1	800	600	900	700	65	11	12	0.47
	2	800	800	900	900	65	11	12	0.63
	3	800	1000	900	1100	65	11	12	0.68
	4	1000	600	1100	700	45	15	16	0.59
	5	1000	800	1100	900	45	15	16	0.67
	6	1000	1000	1100	1100	45	15	16	0.84
	7	1000	1200	1100	1300	45	15	16	1.00
	8	1200	800	1300	900	55	18	19	0.81
	9	1200	1000	1300	1100	55	18	19	1.00
	10	1200	1200	1300	1300	55	18	19	1.11
	11	1400	800	1500	900	65	21	22	0.94
	12	1400	1000	1500	1100	65	21	22	1.18
	13	1400	1200	1500	1300	65	21	22	1.42
	14	1600	800	1700	900	45	25	26	1.07
	15	1600	1000	1700	1100	45	25	26	1.34
	16	1600	1200	1700	1300	45	25	26	1.61
	17	1800	800	1900	900	55	28	29	1.21
	18	1800	1000	1900	1100	55	28	29	1.51
	19	1800	1200	1900	1300	55	28	29	1.81
	20	2000	800	2100	900	65	31	32	1.34
	21	2000	1000	2100	1100	65	31	32	1.68
	22	2000	1200	2100	1300	65	31	32	2.02

续表

标准图号	型　号	进水口尺寸(mm)		格栅尺寸(mm)		s (mm)	栅条间孔数(孔)	栅条根数(根)	有效面积(m^2)
		B_1	H_1	B	H				
S321-2	1	1400	1400	1560	1560	65	21	22	1.64
	2	1400	1500	1560	1660	65	21	22	1.75
	3	1400	1600	1560	1760	65	21	22	1.87
	4	1600	1400	1760	1560	45	25	26	1.86
	5	1600	1500	1760	1660	45	25	26	1.98
	6	1600	1600	1760	1760	45	25	26	2.12
	7	1600	1800	1760	1960	45	25	26	2.39
	8	1800	1400	1960	1560	55	28	29	2.09
	9	1800	1500	1960	1660	55	28	29	2.24
	10	1800	1600	1960	1760	55	28	29	2.39
	11	1800	1800	1960	1960	55	28	29	2.69
	12	1800	2000	1960	2160	55	28	29	3.00
	13	2000	1400	2160	1560	65	31	32	2.33
	14	2000	1500	2160	1660	65	31	32	2.49
	15	2000	1600	2160	1760	65	31	32	2.66
	16	2000	1800	2160	1960	65	31	32	3.00
	17	2000	2000	2160	2160	65	31	32	3.33

格栅除污机形式　　表 4-24

形　式	图　号	适用条件及设计要点
耙头式除污机	图 4-26 固定式 图 4-27 移动式 图 4-28 单轨悬吊式	适用于清理数量不多的小草、小树枝、树叶、果皮等截留物，可用在深式(H=50m)取水口上 耙斗升降速度，一般为 2～4m/min；耙斗的宽度一般在 1.5～8.5m
回转耙式除污机	图 4-29	适用于清理数量较多的水草、树叶、小树枝、菜皮等截留物，该除污机外形尺寸较小，在水下无传动机构，维护检修方便 齿耙的工作速度，一般为 3～7m/min，栅条间距宜在 100mm 以下
曲臂式除污机	图 4-30	适用于清理浅水格栅上的截留物(主要是小草、小树枝树叶、菜皮等) 除污机耙子运动速度 3～7m/min；栅条间距一般在 50mm
旋转辊刀式除污机	图 4-31	适用于清洗提升至工作平台上的格栅 进水孔口上常设置二道垂直格栅，以轮流提升除污。该除污机有固定式和移动式两种

4.5.3.4　格网及格网室

格网一般有平板格网和旋转格网两种。选用时应根据水中漂浮物数量，每台水泵的出水量等因素确定。

(1) 平板格网：当采用平板格网时，一般不单独设置格网室，格网可设在进水室与吸水室之间的隔墙前后，见图 4-32。

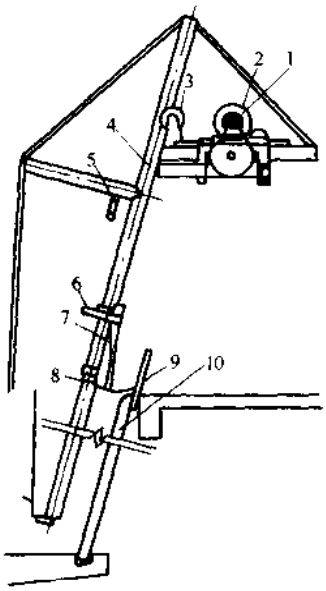


图 4-26 固定式耙斗除污机

1-转动轴;2-钢丝绳鼓轮;3—滑轮;4- 导管;5—挡杆;6-推杆;7—刮板;8—齿耙;9—挡板;10—格栅

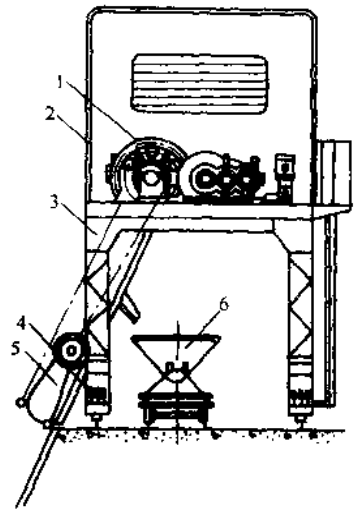


图 4-27 移动式耙斗除污机

1—转动机构;2—机罩;3—机架;4—行走机构;5—耙子;6—小车

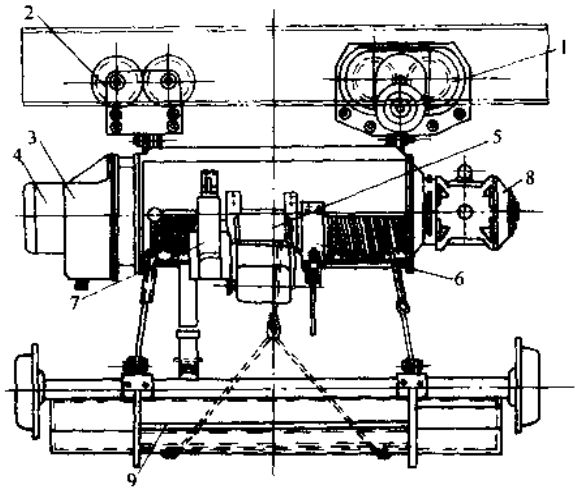


图 4-28 单轨悬吊除污机

1—主动跑车;2-从动跑车;3—减速器;4—电磁制动器;5-拉紧装置;6—带式制动器;7—连接卷筒的刚性联轴节;8- 电动机;9-耙斗

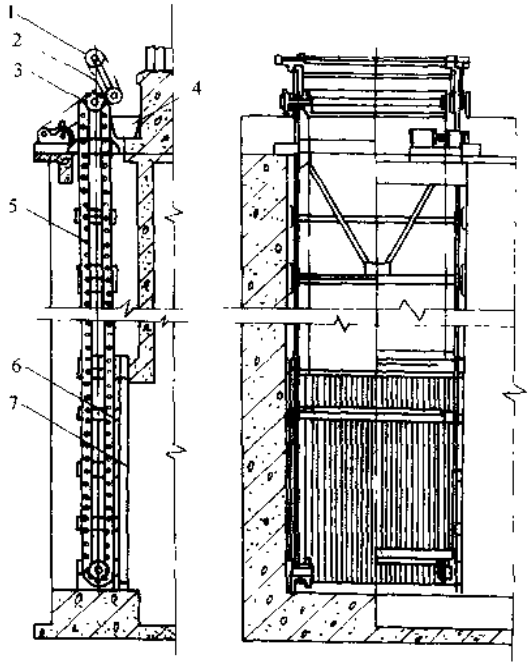


图 4-29　回转耙式除污机

1—主动二次链轮；2—圆毛刷；3—主动大链轮；4—排污槽；5—大链条；6　耙子；7—格栅

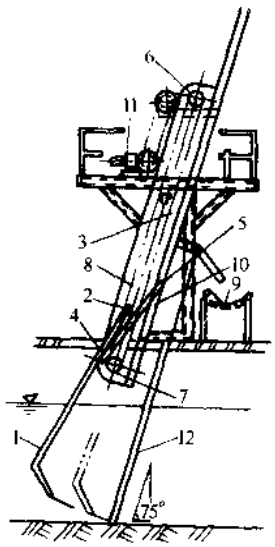


图 4-30　曲臂式除污机

1—耙子；2—耙子缓冲装置；3—拍板；4—主滚轮；5—导向滚轮；6—主动链轮；7　从动链轮；8—链条；9—传动带；10—导轨；11—电动机；12—格栅

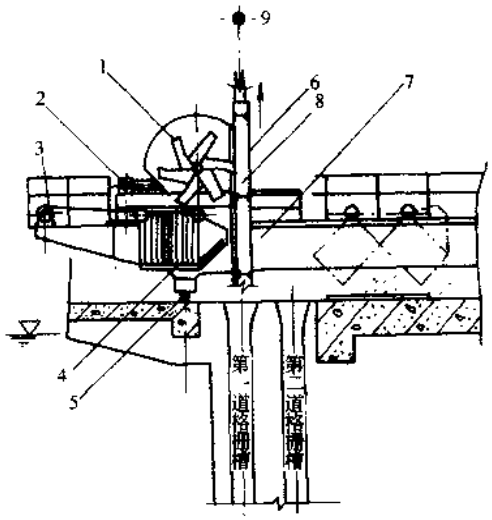


图 4-31　旋转辊刀式除污机

1—除污机构；2—推移机构；3—铁篦牵引机；4—装草机构；5—行走机构；6—活动导槽；7—台车架；8—格栅；9—格栅起吊设备

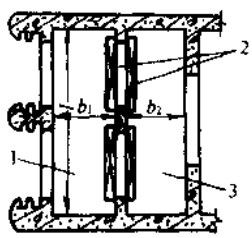


图 4-32　平板格网布置示意

1—进水室；2—平板格网；3—吸水室

1）进水室长度(l)按进水量、格网在水下的工作深度和允许通过格网流速计算确定，同

时应考虑水泵布置上的要求。

2）进水室宽度(b_1)应根据水流通过格网时能达到均匀的要求确定。

3）平板格网面积计算与构造如下：

① 平板格网面积按式(4-19)计算：

$$F_1=\frac{Q}{v_1\varepsilon K_1K_2}(\mathrm{m}^2) \tag{4-19}$$

式中 Q ——设计流量(m^3/s)；

v_1——过网流速(m/s)，一般采用0.3～0.5m/s，不应大于0.5m/s；

K_1 网丝引起的面积减小系数，

$$K_1=\frac{b^2}{(b+d)^2}，其中$$

b——网眼尺寸(mm)；

d——网丝直径(mm)；

K_2——格网堵塞面积减小系数，一般为0.5；

ε ——收缩系数，可采用0.64～0.8。

② 通过格网的水头损失，一般采用0.10～0.15m。

③ 平板格网一般用槽钢或角钢做成框架，而把金属网固定在框架上。

一般只设一层，网眼的大小应根据水中漂浮物而定，一般为5mm×5mm～10mm×10mm。

④ 网丝直径采用1～2mm，材料应考虑耐腐蚀，可采用黄铜、青铜、不锈钢或镀锌钢丝等，如选用镀锌钢丝则在制成后尚应涂以防腐漆。

⑤ 当平板格网面积较大时，可设二层网，第二层的网眼一般采用25mm×25mm，金属丝直径采用2～3mm，作为增加细网的强度。

⑥ 标准设计格网规格见表4-25和图4-33。

格 网 规 格 **表4-25**

型 号	进水口尺寸(mm)		格网尺寸(mm)		有效面积(m^2)	备 注
	B_1	H_1	B	H		
C_1	1000	750	1100	850	0.52	见给水排水标准图集 S_{321-3}～S_{321-6}
C_2	1000	1000	1100	1100	0.69	
C_3	1250	750	1350	850	0.64	
C_4	1250	1000	1350	1100	0.86	
C_5	1500	750	1630	880	0.77	
C_6	1500	1000	1630	1130	1.04	
C_7	1500	1500	1630	1630	1.56	
C_8	1750	1000	1880	1130	1.21	
C_9	1750	1500	1880	1630	1.81	
C_{10}	2000	1000	2130	1130	1.39	
C_{11}	2000	1500	2130	1630	2.08	
C_{12}	1750	2000	1880	2130	2.42	
C_{13}	1750	2500	1880	2630	3.02	

续表

型　号	进水口尺寸(mm)		格网尺寸(mm)		有效面积 (m^2)	备　注
	B_1	H_1	B	H		
C_{14}	2000	2000	2130	2130	2.76	见给水排水标准图集 $S_{321\,3}$～$S_{321\,6}$
C_{15}	2000	2500	2130	2630	3.46	
C_{24}	2250	1500	2380	1630	2.34	
C_{25}	2250	2000	2380	2130	3.12	
C_{26}	2250	2500	2380	2630	3.90	

(2) 旋转格网：当采用旋转格网时，应设置格网室见图 4-34。

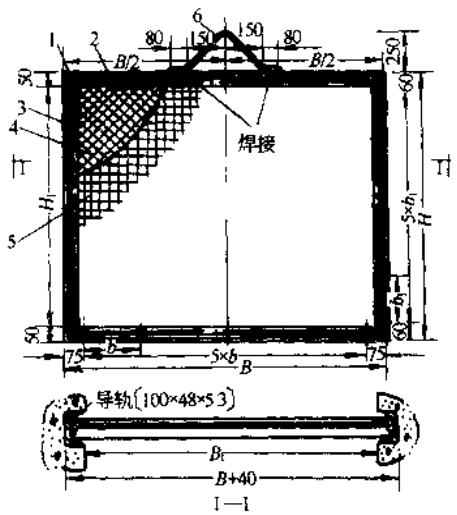


图 4-33　格网标准图

1—框架；2—横压条；3—竖压条；4—工作网；5—支承网；6—吊环

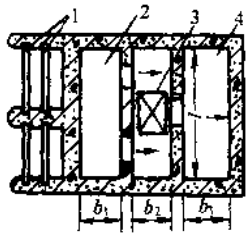
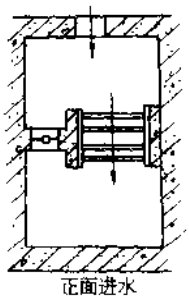


图 4-34　旋转格网布置示意

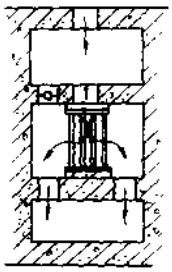
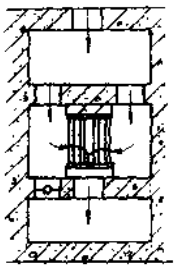
1—格栅(或闸门)；2—进水室；3—旋转格网；4—吸水室

1) 格网布置可分成正面进水、网内进水和网外进水三种形式。见表 4-26。

旋转格网布置形式和优缺点　　表 4-26

布置形式示意	优　缺　点
 正面进水	优点：1. 水力条件良好，格网上水流分配均匀 2. 经过两次过滤，水质较清 3. 占地面积较小 缺点：1. 格网工作面积利用率低 2. 可能将未冲洗下来的污物掉入吸水室

续表

布置形式示意	优 缺 点
 网内进水	优点：1. 格网工作面积利用率高，可增大设计流量 2. 水质良好 3. 被截留在格网上的污物不会掉入吸水室 缺点：1. 由于水流方向与滤网平行，故水力条件较差，且滤网工作不均匀 2. 由于网内进水，故积存的污物不易清除和检查 3. 占地面积较大
 网外进水	优缺点基本上与网内进水相同，不同点是网外进水被截留的污物容易清除和检查，故通常采用此种布置

2）格网室长度及宽度应根据泵房布置、格网规格及布置形式以及进、出水条件确定。

3）旋转格网计算：

① 旋转格网所需面积按式(4-20)计算：

$$F_2=\frac{Q}{v_2\epsilon K_1K_2K_3}(\mathrm{m}^2) \tag{4-20}$$

式中 Q——设计流量(m^3/s)；

v_2——过网流速(m/s)，一般采用0.7～1.0m/s，不应大于1.0m/s；

K_1——格网阻塞系数，采用0.75；

K_2——网丝引起的面积减小系数，$K_2=\frac{b^2}{(b+d)^2}$；

K_3——由于框架等引起的面积减小系数，可采用0.75；

其余符号同前。

当计算出格网所需面积以后，尚需计算其在水下的设置深度H(见图4-35)。对于网内或网外双面进水的旋转格网，可按式(4-21)计算：

$$H=\frac{F_2}{2B}-R(\mathrm{m}) \tag{4-21}$$

式中 B——格网宽度(m)；

R——格网下部弯曲半径(m)，目前使用的格网R一般为0.73m；

F_2——格网面积(m^2)。

② 通过旋转格网的水头损失，一般采用 0.15～0.3m。

4）旋转格网构造：

① 旋转格网是由绕在上、下两个旋转轴上的连续网板组成，网板由金属框架及金属网丝构成。每块网板的高度约为 500mm，宽度根据水量决定，目前通用设计的宽度有 1.5、2.0、3.0m 三种规格。

② 网孔一般采用 4mm×4mm～10mm×10mm，网丝直径为 0.8～1.0mm。

③ 旋转格网用电动机带动，转速一般采用 4.0m/min，视截留物数量而定。

④ 旋转格网的构造，可分为有支撑骨架及无支撑骨架两种。当进水室水深较大，旋转格网上、下两个链轮水平轴的距离大于 12m 时，宜采用有支撑骨架；小于 12m 时采用无支撑骨架。

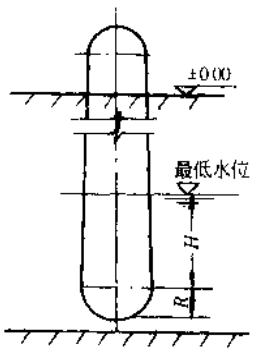


图 4-35　旋转格网设置深度示意

4.5.3.5　吸水室

（1）进入吸水室内的水流要求顺畅，速度小，分布均匀，不产生旋涡。

（2）吸水室长度一般与进水室相同。

（3）吸水室宽度应根据布置吸水管要求确定；吸水室设计详见第 5 章。

4.5.3.6　排泥及冲洗设施

（1）集水井往往会沉积泥砂，故在运行中宜及时清理排除，在大型取水构筑物中，可设排污泵（或排泥泵）。在中小型取水构筑物中，淤积情况不严重时，排污设备亦可用射流泵。

（2）为了冲动底部沉积的泥砂，吸水室内可设置若干具有高压水的喷嘴，喷嘴个数根据集水井面积而定，一般设置 4～6 个。对小型取水构筑物可用水龙带冲洗。

（3）为了冲洗格网，一般集水井需设置压力冲洗水管或设置冲洗水泵，冲洗水量根据截留物数量与同时间内冲洗格网的数量和型式确定。一般冲洗一台旋转格网需水量为 10～15L/s。要求给水水压为 0.25～0.3MPa。

（4）为了便于运行管理和清洗格网，可在格网前后装设测量水位的仪表或标尺。

（5）为了防止清洗平板格网时截留物进入吸水室，通常设置二道格网，一道清洗时一道即放入运行。

（6）清洗平板格网可采用单轨手动吊车或电动吊车，将格网沿导向槽提起，用压力水冲洗。

4.5.4　斗　　槽

斗槽式取水构筑物由进水斗槽和岸边式取水构筑物组成，适用于取水量较大，且河流冰情严重，含砂量大的河流取水。

4.5.4.1　斗槽形式

斗槽式取水构筑物的主要型式及其特点和适用范围见表 4-12。

（1）斗槽按进水方向可分为：顺流式、逆流式及双向进水斗槽。

（2）按斗槽伸入河岸的程度，可分为：

1）斗槽全部设置在河床内，适用于河床较陡或主流离岸较远，以及岸边水深不足的河

流。设置斗槽后，还应注意不影响洪水排泄。

2）斗槽全部设置在河岸内（见图 4-36），适用于河岸平缓、河床宽度不大，主流近岸或岸边水深较大的河流。

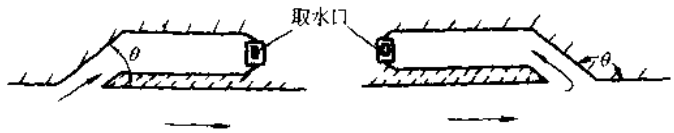


图 4-36 全部伸入岸边的斗槽

3）部分伸入河床的斗槽（见图 1-37），其适用条件和水流特点界于以上两种形式之间。

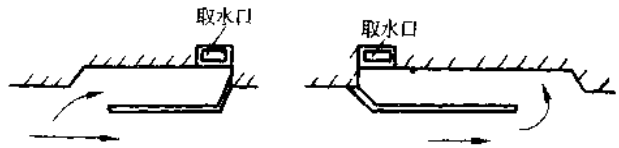


图 4-37 部分伸入河床的斗槽

此外，按洪水期间堤坝是否被淹没，还可分为淹没式及非淹没式斗槽。淹没式斗槽造价较低。对河流有效过水断面影响较小。淹没式斗槽一般在其上面设置可以拆卸的盖板，盖板应高出常水位一定距离。

4.5.4.2 斗槽计算

斗槽工作室的大小，应根据在河流最低水位时，能保证取水构筑物正常的工作，使潜冰上浮，泥砂沉淀，水流在槽中有足够的停留时间及清洗方便等因素进行计算。

（1）主要设计指标：

1）槽底泥砂淤积高度一般为 0.5～1.0m；

2）槽中的冰盖厚度一般为河流冰盖厚度的 1.35 倍；

3）槽中最大设计流速参见表 4-27，一般采用 0.05～0.15m/s；

斗槽中最大设计流速　　表 4-27

取水量(m^3/s)	<5	5～10	10～15	>15
最大设计流速(m/s)	≤0.10	≤0.15	≤0.20	≤0.25

4）水在槽中的停留时间应不小于 20min（按最低水位及沉积层为最大的情况计算）；

5）斗槽尺寸应考虑挖泥船能进入工作。

（2）工作室计算：

1）深度 h：

一般最低水位以下不小于 3～4m，可按式(4-22)计算：

$$h=Z+1.35\delta+h_1+D+h_2(\mathrm{m}) \tag{4-22}$$

式中 Z——斗槽入口处的水位差：

$$Z=\frac{v_0^2}{2g}\sin^2\frac{\theta}{2}(\mathrm{m})$$

v_0——河水平均流速(m/s)；

θ——斗槽中水流方向与河中水流方向的分叉角(°)；

δ——河流中冰盖最大厚度(m)；

h_1——进水孔口顶边至冰盖下的距离(m)；

D——进水孔口直径(m)；

h_2——进水孔口底栏高度，一般采用0.5～1.0m。

2）宽度B：

$$B=\frac{Q}{vh}\quad(\mathrm{m}) \tag{4-23}$$

式中　Q——斗槽中的流量(m^3/s)；

v——斗槽中设计流速(m/s)。

3）长度L：

① 按潜冰上浮的要求计算：

$$L=k\frac{h_3v_p}{u}\quad(\mathrm{m}) \tag{4-24}$$

式中　k——考虑涡流及紊流影响的安全系数，可采用3.0；

h_3——冰凌期最低河水位时，斗槽中的水深(m)；

v_p——冰凌期最低河水位时，斗槽中的水流平均流速(m/s)；

u　潜冰的上浮速度，与斗槽所在的河流情况有关。宜采用0.002～0.005m/s。

② 按沉淀泥砂的要求计算：

$$L=1.4\frac{\varphi v_p'}{\mu}\quad(\mathrm{m}) \tag{4-25}$$

式中　φ——斗槽内流速分布的不均匀系数，一般顺流式宜采用2.0，逆流式宜采用1.5；

v_p'　洪水期槽中平均流速(m/s)；

μ——斗槽内泥砂的沉降速度(m/s)。根据预计需要沉淀泥砂的颗粒确定，(可参考表4-28)，一般颗粒大于0.15～0.20mm的泥砂应在斗槽中沉淀。

泥砂颗粒的水力粗度　　表4-28

编　号	泥砂颗粒直径(mm)	沉降速度(cm/s)	编　号	泥砂颗粒直径(mm)	沉降速度(cm/s)
1	2.0～1.0	15.29～9.44	4	0.25～0.10	2.70～0.692
2	1.0～0.5	9.44～5.40	5	0.10～0.05	0.692～0.0173
3	0.5～0.25	5.40～2.70			

③ 槽长应按上述两种要求的计算，取其大值。

④ 计算所得的长度，尚应以水在斗槽中停留的时间来复核。

⑤ 为使取水口进水均匀，斗槽长度宜为宽度(在最高水位时)的5倍以上。

⑥ 当河水流入斗槽时，因水流方向改变而产生旋流区，缩短了斗槽计算长度，故设计时应考虑其影响长度ΔL。一般影响长度与分叉角θ和斗槽入口连接形式有关：

当$\theta=20°\sim40°$时，$\Delta L=(2.0\sim2.2)B_1$(B_1为斗槽入口处宽度)。

当$\theta=135°\sim150°$时$\Delta L=(1.0\sim1.5)B_1$。

当斗槽轴线与斗槽入口段轴线不是直线连接，采用曲线或折线连接时，则 $\Delta L=(1.0\sim1.2)B_1$。

斗槽入口处平均流速 v_k 也与分叉角有关：

当分叉角 $\theta=15°\sim60°$ 时，$v_k=(0.35\sim0.40)v_0$（v_0 为河水平均流速）。

当分叉角 $\theta=130°\sim150°$ 时，$v_k=0.25v'_0$。

4）侧坝进水逆流斗槽（见图 4-38）的工作效果与淹没堤坝的高度及斗槽本身的宽度有关。淹没堤坝的高度（H）应在冰凌期河水位以上，可采用 $(0.5\sim0.8)H_0$，并满足式(4-26)：

$$H_{min}\geqslant\frac{H_0}{1+\frac{0.71}{\sin\varphi}} \tag{4-26}$$

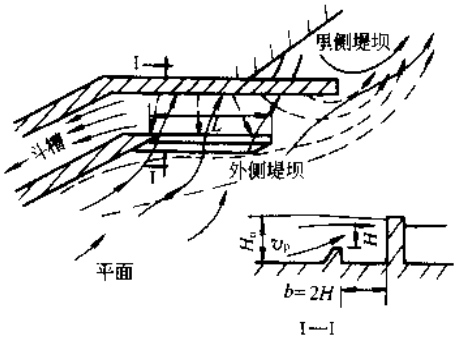


图 4-38 侧坝进水的堤坝示意

式中 H_{min} ——外侧堤坝最小高度(m)；

H_0——斗槽入口处（洪水期）的水深(m)；

φ——斗槽轴线与河水轴线的交角。

斗槽宽度应为 $b=2H$。

能保证高水位自动冲洗进口，并有可能不吸入底部水流的斗槽，其极限取水量为

$$Q_{np}=H_0v_0L\sqrt{\frac{K}{2}\left(1-\frac{H_{min}}{H_0}\right)}\quad(m^3/s) \tag{4-27}$$

式中 v_0——高水位时河水平均流速(m/s)；

L 溢流段坝顶长度(m)；

K——系数，由试验求得，$K=0.194(\sin\varphi+1.41)^2$。

斗槽中的水流情况十分复杂，它与斗槽的形式、在河段上的位置，斗槽与河水轴线的交角、坝端的形状及堤坝与河岸的连接方式等因素有关。以上介绍的仅是近似的计算方法，设计时宜采用模型试验，来确定上述各种因素对斗槽工作的影响。

(3) 泥砂淤积量计算：

$$V=\frac{QtPW}{\gamma}\quad(m^3) \tag{4-28}$$

式中 Q ——设计取水量(m^3/s)；

t——斗槽清淤周期(s)；

P——水流含砂量(kg/m^3)；

γ ——泥砂密度(kg/m^3)；

W——斗槽中泥砂下沉的百分比，一般按下列步骤确定：

计算可全部沉淀的泥砂最小沉降速度 μ'：

$$\mu'=1.4\frac{\varphi v'_p}{L}H\quad(cm/s) \tag{4-29}$$

式中符号同前。

大于 μ' 的泥砂颗粒可全部下沉，小于 μ' 的颗粒，可部分下沉。不能全部下沉泥砂的平均沉降速度 μ_p 为

$$\mu_p=\frac{(\mu_{max}+\mu_{min})}{2}\quad(cm/s)\tag{4-30}$$

式中　μ_{max}——不能全部下沉泥砂的最大沉降速度(即 μ')(cm/s)；

μ_{min}——不能全部下沉泥砂的最小沉降速度(cm/s)。

不能全部下沉泥砂的组成不均匀系数为

$$K_0=\frac{1}{2}\left(\frac{\mu_p}{\mu_{max}}+\frac{\mu_p}{\mu_{min}}\right)\tag{4-31}$$

不能全部下沉泥砂，其中可以在斗槽中下沉的参数 α 为

$$\alpha=\frac{L\mu_p}{K_0\varphi v_p' H}\tag{4-32}$$

根据图 4-39，用参数 α 可以求得此部分泥砂能在斗槽中下沉的百分数 W，然后再计算这一时期内各种不同粒径泥砂下沉的百分数(W_i)，按下式计算的泥砂下沉百分数：

$$W=\frac{\Sigma P_i W_i}{\Sigma P_i}\quad(\%)\tag{4-33}$$

式中　P_i——各种不同粒径下沉泥砂的含量(kg/m^3)。

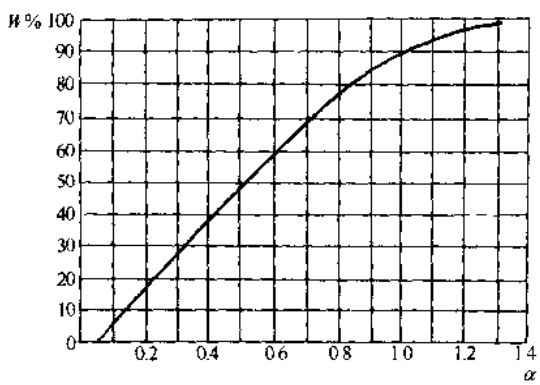


图 4-39　下沉参数与下沉百分数曲线图

(4) 堤坝：斗槽的堤坝可用当地的砂质粘土、砂、砂砾、碎石及小块石等材料砌筑。

非淹没式堤坝的坝顶应高出最高水位 0.5～0.75m 以上，宽度一般为 2.0～4.0m。堤坝两侧边坡按筑坝材料而定：

细砂及中砂	1∶2～1∶3
碎石，卵石及砾石	1∶1.5～1∶2
砂质粘土	1∶2.5～1∶3.5
石块	1∶1～1∶1.5

堤坝边坡的稳定性应经过验算。

堤坝边坡(尤其是靠河的一侧)及坝端，易遭水流的冲刷及冰块的撞击，应予加固。靠河一侧的堤坝边坡可采用双层的石铺面(干砌块石)、石笼、混凝土及钢筋混凝土板，甚至挡土墙等加固；坝端可采用双层石铺面、抛石、混凝土及钢筋混凝土砌块、挡土墙等加固；坝脚处可采用抛石或沉排等加固措施。

4.5.4.3　斗槽的清淤设施

(1) 设计布置时，考虑最大限度减少河水中泥砂进入斗槽(如在逆流式斗槽的进水口处设置调节闸板，或在进水口前设置底面比斗槽进水口还低的斜槽)。

顺流式斗槽的轴线与水流方向之间的夹角愈小愈好。

(2) 沉积在斗槽中的泥砂应及时清除，以保证斗槽具有正常的过水断面和有效容积，防止沉淀物腐化和增加清淤困难。当斗槽为双向式有闸板控制时，可以引河水清除淤泥。其

他形式则需使用清泥设备。清除斗槽中泥砂的设备可根据斗槽规模的大小，选用射流泵、泥砂泵、挖泥船以及吸泥船等。

4.5.4.4 布置示例

图 4-40(a)为采用斗槽预沉(预沉渠道)取水。取水工程主要由滚水坝、冲砂闸、进水渠道及取水泵房等组成。共设三条进水渠道，1#、3#为预沉渠道，中间 2#为取水渠道。两条预沉渠道可同时运行或单独运行，预沉渠道首部设有拦污栅和格网，网后设置絮凝剂投加设施；接近其尾部有侧堰，并设两道格网，通过侧堰预沉水进入取水渠道。当某预沉渠道须要冲洗时，可关闭该渠侧堰，打开尾闸进行冲洗 。

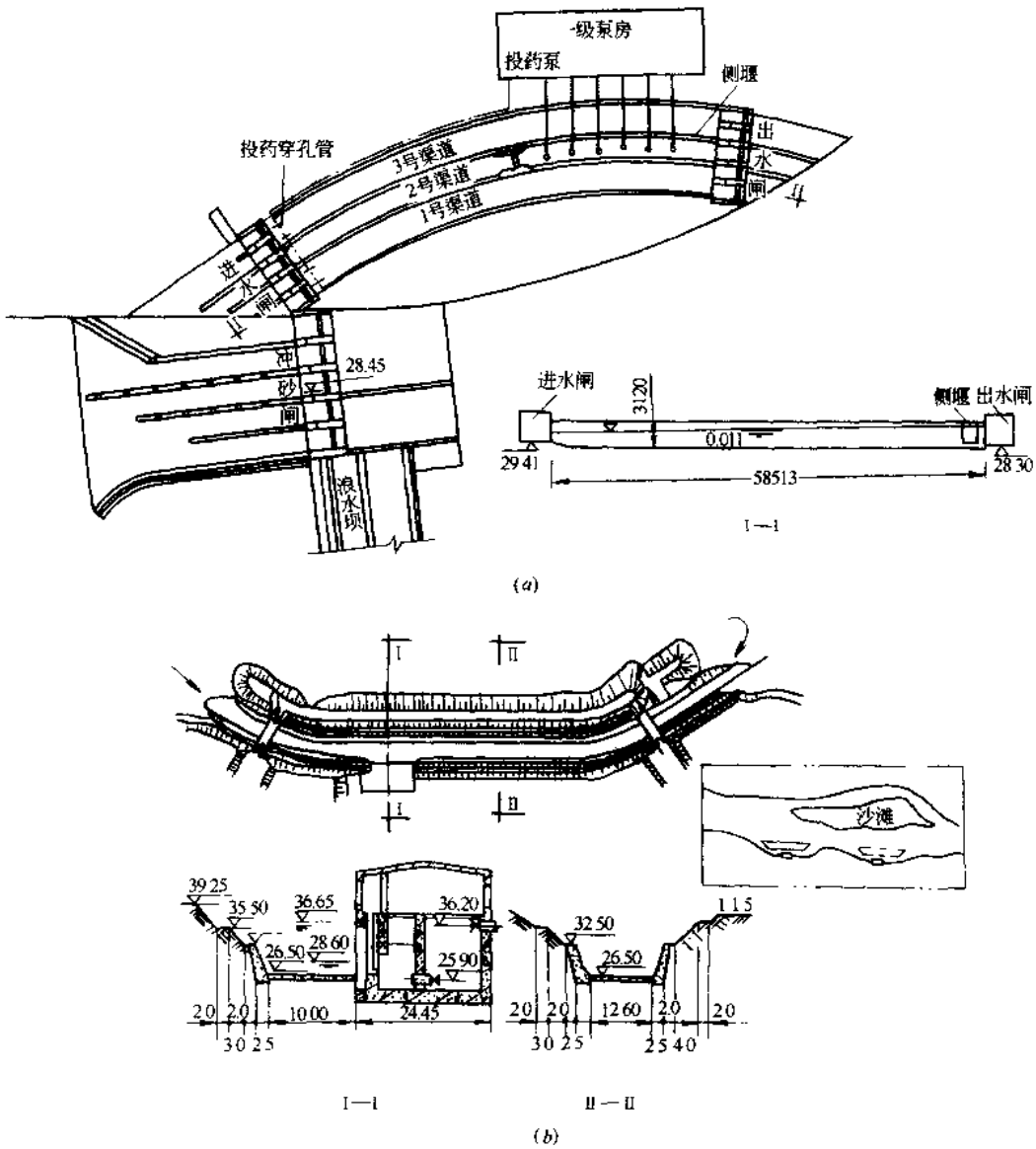


图 4-40 斗槽式预沉取水工程

(a)某西川取水工程；(b)某黄河取水工程

图 4-40(b)采用斗槽为预沉池。斗槽上下游两端均设有控制闸。河从下游进入斗槽，因主流靠近斗槽便于引入河水进行冲洗，冲洗效果好。

4.5.5　底　拦　栅

底拦栅式取水，适用于河床较窄，水深较浅，河床纵坡较大(一般 $i \geqslant 0.02$)，大颗粒推移质多(粒径≤6mm 的推移质泥砂仅占泥砂总量的 25%以下)，且取水比例较大(要求截取河床上径流水及河床下潜流水之全部或大部分)的山溪河流取水工程。

4.5.5.1　底拦栅式取水构筑物组成(见图 4-41)

(1) 拦栅：拦截水流中大颗粒推移质、草根、树枝、树叶或冰凌等，以免进入引水廊道。

(2) 引水廊道：位于拦栅下部，汇集流进拦栅的全部水量，并引至岸边引水渠道或沉砂池。

(3) 闸门：拦栅进水调节闸(即廊道出口与渠道之间的闸门)，作为控制取水量用。此外，还有排砂闸或泄洪闸等。

(4) 冲砂室(或称冲砂渠道)：一般小型取水工程或河流推移质少时可不建。其作用如下：

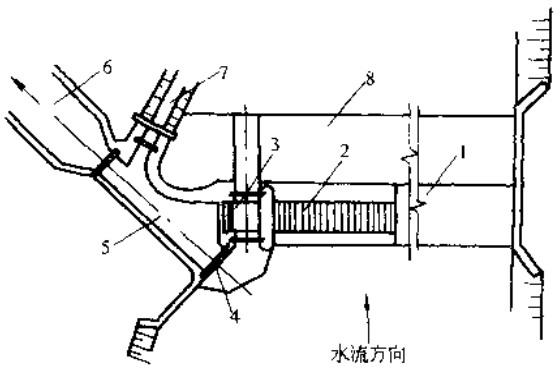


图 4-41　底拦栅式取水布置

1—溢流坝；2—拦栅；3—冲砂室；4—侧面进水闸；5—第一冲砂室；6—沉砂池；7—二次排砂明渠；8—防冲砂护坦

1) 排除拦栅上游泥砂和排泄部分洪水。

2) 冲刷引水廊道中的大颗粒泥砂。

3) 拦栅和引水廊道检修以及冬季水清晰时，可直接由冲砂室取水。

4) 通过冲砂室排泄上游冰凌到下游。

(5) 溢洪坝：在平、枯水期起抬高水位作用，洪水期起溢流作用。

(6) 沉砂池：设于岸边，与引水廊道衔接，一般可去掉粒径 $d \geqslant 0.25$mm 的泥砂。

(7) 廊道下游防冲刷设施：为防止廊道下游受到冲刷，保证廊道安全，需在下游设防冲措施，包括用浆砌块石、混凝土或钢筋混凝土砌筑的陡坡、护坦、裙板等(见图 4-42)。若廊道与其下游河床落差较大时，还需筑消力槛。当廊道及其下游为未风化基岩时，可不作防冲工程。

4.5.5.2　底拦栅取水构筑物计算及设计要点

(1) 进水量及拦栅计算(按廊道呈无压状态考虑)：

1) 当河流全部流量进入廊道时(即拦栅下游流量等于零)，其流量为

$$Q = \alpha\mu PbL\sqrt{0.8gh'_{kp}} \quad (m^3/s) \tag{4-34}$$

式中　h'_{kp}——栅前临界水深，$h'_{kp} = \sqrt[3]{\dfrac{Q^2}{gL^2}}$，代入公式(4-34)简化后得

$$q = \alpha 2.66(\mu P)^{3/2}[m^3/(s \cdot m)] \tag{4-35}$$

其中　q——单位长度的取水量；

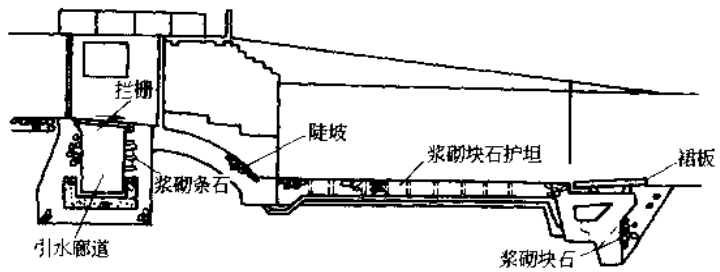


图 4-42 廊道下游防冲设施

α——堵塞系数，见表 4-29；

μ——拦栅孔口的流量系数，见表 4-29；当栅条为扁条状格栅，表面坡降 $i=0.1\sim0.2$ 时，$\mu=\mu_0-0.15i$；

格栅垂直、梯形的拦栅流量系数 μ 值 表 4-29

序 号	河 流 特 征	堵塞系数 α	流量系数 μ
1	粒径小于 6mm 的砂，占总含砂量 25% 以上；沿程流域有茂密植物丛生，河中被树叶充塞，气候严寒有冰花	0.35	0.60
2	粒径小于 6mm 的砂占总含砂量在 15% 以下，沿程流域生长的植物稀疏，河中无树叶充塞，气候严寒有冰花	0.50	0.65
3	粒径小于 6mm 的砂占总含砂量在 10% 以下，沿程有植物生长，河中有树叶充塞，但无冰花	0.75	0.70
4	泉源河流	1.0	0.75

μ_0——$i=0$ 时的流量系数，当栅条高与间隙宽之比大于 4 时，$\mu_0=0.6\sim0.65$，当比值小于 4 时，$\mu_0=0.48\sim0.50$；

P——拦栅孔隙系数，$P=\dfrac{S}{S+t}$

其中 S——栅条间隙宽度(mm)；

t——栅条宽度(mm)；

b——拦栅水平投影的宽度(m)；

L——拦栅长度(m)。

2）当河流中部分流量进入廊道时，

$$Q=\alpha 4.43\mu PbL\sqrt{h}\quad(\mathrm{m^3/s}) \tag{4-36}$$

式中 L——拦栅长度(m)；

h——拦栅上平均水深(m)，$h=0.8\dfrac{h_1+h_2}{2}$

其中 h_1、h_2——分别为栅前、栅后的临界水深为

$$h_1=0.47\sqrt[3]{q_1^2}\,(\mathrm{m})$$

$$h_2=0.47\sqrt[3]{q_2^2}\,(\mathrm{m})$$

其中 q_1、q_2——拦栅上游及下游边上的单位长度的过流量[$\mathrm{m^3/(s\cdot m)}$]；

其余符号同上。

拦栅顶流量进入廊道的情况见图 4-43。

3）拦栅宽度(b)：

① 按公式(4-34)及公式(4-36)计算后，需用水流经拦栅时的抛射距离 l_0 进行校核若 $b<l_0$ 时，可加大 b 值或增加拦栅道数，抛射距离 l_0 按式(4-37)计算：

$$l_0=\frac{0.625q_1^{\frac{2}{3}}}{P}\quad(\mathrm{m})\qquad(4\text{-}37)$$

式中符号同前。

② 此外，据国外文献介绍，水流沿拦栅流动时，本身受粘着力(或惯性力)的影响，拦栅宽度 b 不能全部起作用，仅部分宽度 b_x 进水，见图 4-44，故在其他条件相同的情况下，受水的惯性的影响，拦栅坡度越大，有效工作宽度越小，因而进水量减少也越多。

考虑上述因素，拦栅有效宽度计算公式如下：

$$b_x=b+c-(\mathrm{tg}\alpha-\mathrm{tg}\beta)2h_{kp}\cos^2\beta(\mathrm{m})\qquad(4\text{-}38)$$

式中　h_{kp}——栅前临界水深(m)；

其他符号见图 4-44。

(2) 拦栅设计要点：

1）栅条纵横向都要有足够的强度和刚度。在大滚石地区，可设上下两层拦栅，上层专为承受大滚石等推移质，一般布置成疏格拦栅，多采用工字钢或铁轨，下层为一般较密的拦栅。

2）栅条材料有圆钢、扁钢、铸铁、型钢等多种，可根据当地材料、施工条件采用。断面形式(见图 4-45)一般以梯形较好，不易堵塞、卡石，但需专门加工，而矩形和圆形易卡塞石块不易清除，具体选用何种断面，视当地河流推移质情况及加工条件而定。

3）栅条间隙宽度应根据河流泥砂粒径和数量、廊道排砂能力、取水水质要求和取水比的大小、排砂用水困难与否等因素确定。一些文献建议，栅条间隙宽度应比泥砂总含量中大于60%～70%的相应粒径值为小(以多年平均洪水期河流底部含砂量作为设计含砂量和泥砂粒

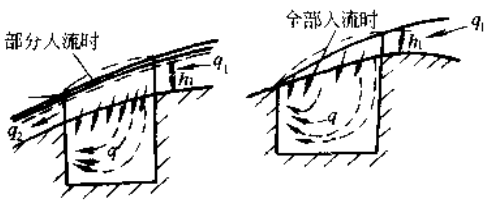


图 4-43　栅顶入流情况

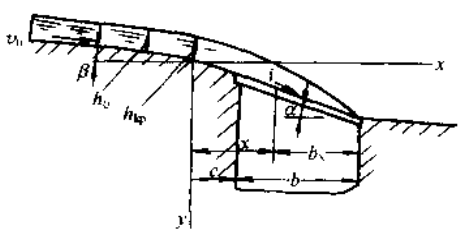


图 4-44　拦栅有效宽度计算图

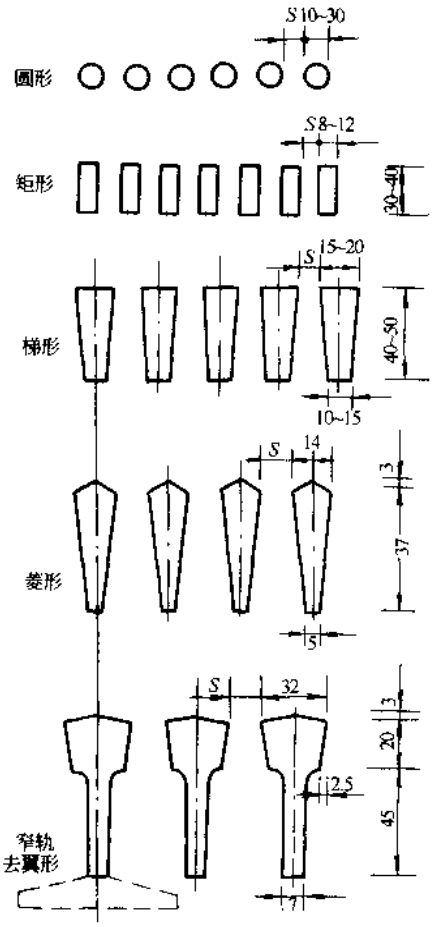


图 4-45　栅条断面形式
S 为栅格间隙

径分配的依据)。设计中一般栅条间隙宽度不大于8～10mm。

4) 为了便于安装检修，栅条应做成活动分块形式，其两端固定方法见图 4-46。

5) 为减轻大块块石对底拦栅表面的冲撞，避免底拦栅坝面上沉积泥砂，底拦栅表面沿上、下游方向的坡度，可根据河流推移质等因素，采用 0.1～0.2。

(3) 堰顶标高：堰顶标高一般应高出河床底 0.50m，如必须抬高水位时，应筑 1.2～2.5m 高的壅水坝。在山溪河道坡降大、推移质多、河坡变缓处的上游拦栅的堰顶标高，一般比河床高出 1.0～1.5m 左右。见图 4-47。

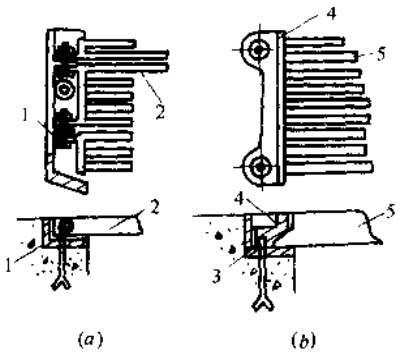


图 4-46 拦栅两端固定方法

(a)活动扇块的拦栅；(b)活动栅条的拦栅

1- 铸铁座；2--活动扇块；3—铸铁压块；4- 栅条填片架；5- 栅条

(4)廊道设计：

1) 廊道横断面形式：有矩形、多边形及圆弧形等几种(见图 4-48)。矩形断面容易施工。圆弧形适用于水中含砂量较大时，水流进入圆弧形断面廊道后，能形成较强的螺旋流运动，大大增加廊道的输砂能力，使廊道不易淤塞；缺点是降低了廊道的过水能力，以及造成廊道中壅水现象。

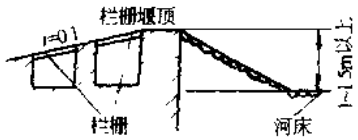


图 4-47 拦栅堰顶高程

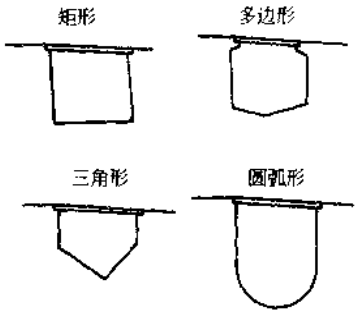


图 4-48 廊道断面形式

2) 廊道设计要点：

① 廊道一般采用无压流。水面超高一般为 0.2～0.3m。

② 在确定廊道长度时，应与稳定河床的宽度相适应。

③ 粗糙系数：混凝土廊道采用 $n=0.025\sim0.0275$；浆砌块石廊道采用 $n=0.035\sim0.040$(除考虑摩擦损失外，还考虑了廊道内水流的旋转冲击等因素所产生的水头损失)。

④ 廊道中的流速，应尽量使进入的泥砂能及时带走。流速的始端 $v\geqslant1.2$m/s；末端 $v=2\sim3$m/s，需根据进入廊道的砂砾情况验算确定。

⑤ 廊道底的纵坡可采用分段改变，从起端至末端由 0.4 逐渐减少至 0.1。当采用一个坡度时，可采用 0.1～0.3。

3) 廊道计算：采用等速流近似计算公式，将廊道分为若干区段进行水力计算。

$$H=\frac{Q}{Bv}\quad(\text{m}) \tag{4-39}$$

$$i=\frac{v^2}{C^2R} \tag{4-40}$$

式中　H——计算断面的水深(m)；

Q——计算断面的流量(m^3/s)；

B——廊道宽度(m)；

v——廊道内的流速(m/s)；

i——水面坡降；

R——水力半径(m)，$R=\frac{\omega}{\rho}$

其中　ω——水流有效断面积(m^2)；

ρ——湿周(m)；

C——流速系数，

$$C=\frac{1}{n}R^y$$

(5) 沉砂池设计：

1) 在含砂量较大，且颗粒粒径 $d\geqslant 0.25mm$ 数量较多的山溪河流。采用底拦栅取水时应设置沉砂池。在地形条件允许时，可采用排砂效果较好的曲线形沉砂池。一般情况下采用直线形沉砂池。当取水量不大时(小于 $100m^3/h$)，也可考虑采用圆锥形旋流除砂器除砂。

2) 直线形沉砂池一般为矩形，采用一格或多格，每格长度为 15～20m，宽度为 1.5～2.5m，始端深度约为 2.0～2.5m，底坡为 0.1～0.2。

3) 当采用一格沉砂池时，需定期清洗，其冲洗流速不宜小于 2.0～2.5m/s。

4) 在缺乏泥砂颗粒分析时，沉砂池可采用下列经验公式计算：

沉砂池工作深度：　$H_p=H-h_s$　(m)　(4-41)

沉砂池每格宽度：　$B=\frac{Q}{H_p v}$　(m)　(4-42)

沉砂池长度：　$L=KH_p\frac{v}{\mu}$　(m)　(4-43)

式中　H——沉砂池平均深度；

h_s——清洗时池内平均积泥厚度，可采用 $h_s=0.25H$(m)；

Q——计算流量(m^3/s)；

v——池内平均流速(m/s)，参见表 4-30；

沉砂池中的流速 v　　表 4-30

颗粒粒径(mm)	平均流速(m/s)	备　注	颗粒粒径(mm)	平均流速(m/s)	备　注
0.25	0.20		0.70	0.45～0.50	相应池深 3～5m
0.40	0.35～0.40	相应池深 3～5m	1.00	0.5～0.55	相应池深 3～5m

K——安全系数，采用 1～1.2；

μ——泥砂的沉降速度(m/s)。

求得的泥砂沉降去除率 P，需大于设计所要求的 P 值。泥砂颗粒等于或大于 0.7mm 时，沉降去除率按图 4-49 确定，当 μ/v 值界于两条曲线之间时，可用内插法。

沉砂池顺利冲洗泥砂的条件：

$$H_k \leqslant Z + \frac{q}{v} \qquad (4\text{-}44)$$

式中 H_k——沉砂池末端深度(m)；

Z——池内水位与排出口水位之差(m)；

q——池内单宽冲洗流量[$m^3/(s \cdot m)$]；

v——池内平均流速(m/s)。

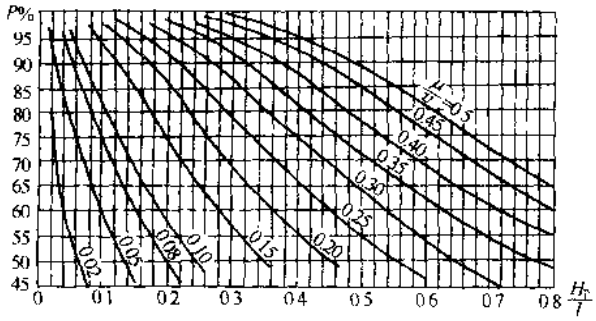


图 4-49 泥砂沉降的保证率曲线

5) 曲线形沉砂池(见图 4-50)：

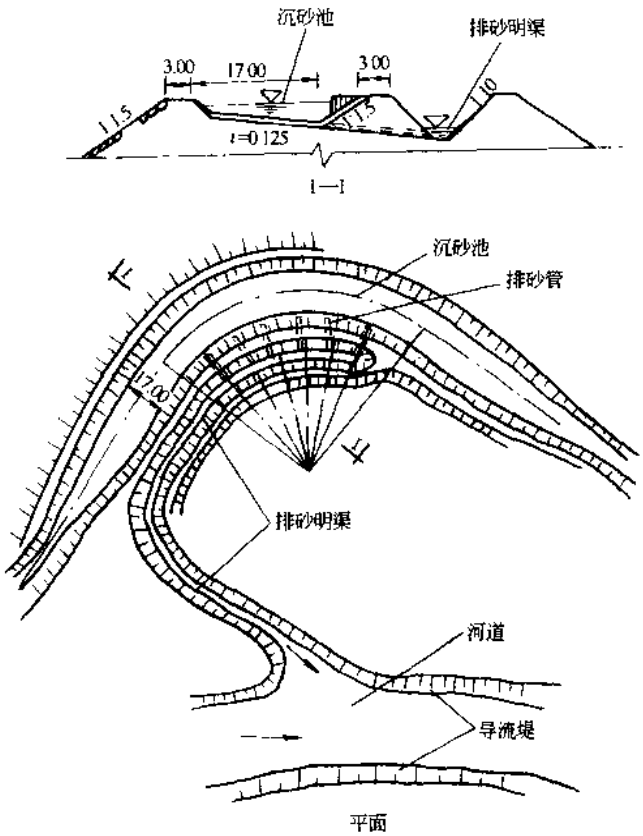


图 4-50 曲线形沉砂池

① 曲线形沉砂池的沉砂与排砂，是利用弯曲河道内水流的横向环流作用，使推移质泥砂连续不断地向凸岸方向集中，而在凸岸底部布置排砂管道排除泥砂。

② 整个曲线形沉砂池可做成一个具有 90°弯曲的渠段，其弯曲半径约为池底宽的 4 倍。池内水深 H 与宽度 B 的比例应保持在 1/15～1/8 之间，以缩小横向环流的上升水流区、防止底砂上翻。

③ 底坡纵向可作成水平的，横向应做成斜坡，坡度为 0.075～0.125。在泥砂颗粒较大时，横向斜坡和水深均应采用较大数值。

④ 排砂管道布置在沉砂池凸岸一侧，管的间距布置在池首处较小，池尾处较大。

⑤ 排砂管道出口设排砂明渠，明渠内水流方向应与沉砂池水流方向相反。

6）排砂口在排入河道处，应考虑河道多年的淤积情况，为了延长沉砂池使用年限，排砂渠尾与河道要有 3～4m 以上的落差。同时排砂段的河道，可利用导流堤等缩窄河床，增大河水流速，以防淤积。

（6）溢洪堰（见图 4-51）：

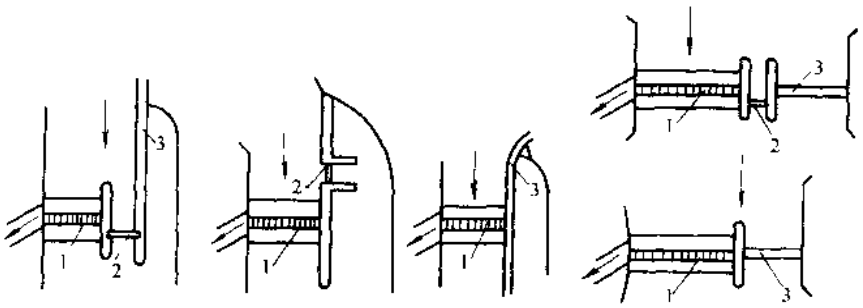


图 4-51　泄洪闸、溢洪堰布置

1－底拦栅；2－泄洪闸；3－溢洪堰

1）拦栅堰顶所需长度，应按进水要求设计，按安全过洪要求校核。如不满足过洪要求时，可适当加长。

2）当枯洪流量悬殊时，可于旁侧另加溢洪堰，其轴线可与拦栅堰相交，或放在底拦栅堰的延长线上。

3）溢洪堰顶一般比拦栅堰约高 0.2～0.5m。

4）为排除推移质，靠底拦栅部分做成旁侧的或正面的泄洪闸，闸底较拦栅堰顶低 1.5～2.0m，以利用洪水冲刷拦栅上游堆积的推移质。

（7）截砂沟：当取水量较大时，为减少进入引水廊道的推移质，可在拦栅前的坝顶上设置截砂沟，截走部分推移质。截砂沟与廊道轴线平行，横断面可采用梯形、矩形等，见图 4-52。

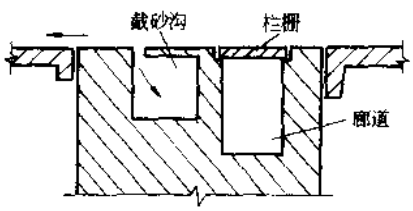


图 4-52　截砂沟示意

（8）其他设计要点及注意事项：

1）在山洪破坏力较大的区域，应设法避开山洪主要冲击地段，并可根据具体情况在拦栅上游一定距离处设置导流堤，使山洪和大量推移质绕过取水构筑物，以确保取水构筑物的安全。

2）当山溪河流河床狭窄时，拦栅可以沿全河宽布置。当仅在靠河岸一段设置拦栅时，为了保证拦栅均匀进水，应使水流与拦栅保持正交（见图 4-53）。

3）当山溪河流洪、枯水期水量相差悬殊时，设计中不仅要充分考虑洪水期的冲刷和栅前的淤积，同时还必须注意避免枯水季节水流分散和表面断流（通过廊道或低坝下部河床底部的渗漏）。

4）在寒冷地区，采用底拦栅式取水时，应采取防冰冻措施：

① 当河床狭窄时，可于底拦栅后做活动挡水板（洪水期可卸下），以抬高水位，使拦栅栅条淹没在冰冻厚度以下约30cm。

② 栅条外包传热系数小的材料，如硬橡皮等。

③可用0.4MPa的蒸汽进行喷冲，或用厂内冷却水回流。

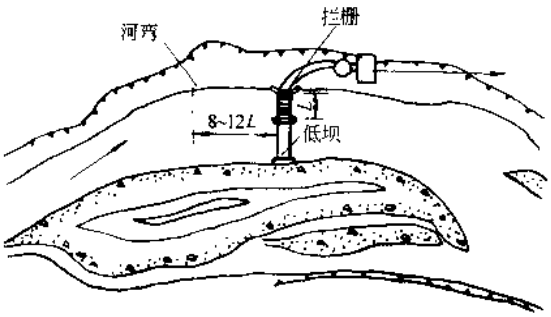


图4-53 廊道位置示意

④ 对于只在夜间发生冰冻的地区，而取水量又不大时，可增大沉砂池容量，用以调节取水负荷。

⑤ 在底拦栅栅条处设置人工清堵平台。

4.5.6 低　　坝

低坝式取水适用于枯水期流量特别小，水浅，不通航，不放筏，且河水中推移质不多的小型山溪河流。

低坝式取水有固定坝和活动坝两种。

4.5.6.1 固定坝

固定坝见图4-54。

（1）设计要点：

1）坝高应能满足设计取水深度的要求。

2）在靠近取水口处需设置冲砂孔或冲砂闸，并根据河道情况，修建导流整治设施，以确保取水构筑物附近不淤积。当闸门开启次数较频繁时。可采用电动及手动两用启闭机操纵闸门。当水质常年清澈时，也可不设置冲砂孔或冲砂闸。

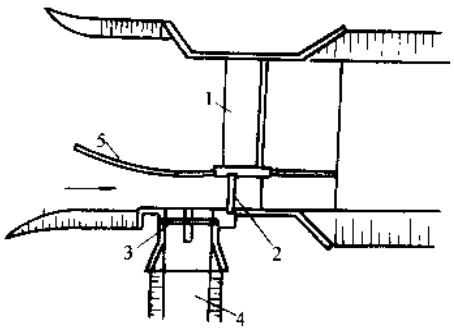


图4-54 固定坝取水平面布置

1—溢洪坝（低坝）；2—冲砂闸；3—坝侧进水闸；4—引水明渠；5—导流堤

3）为确保坝基安全稳定，根据河床地质情况，必要时需考虑在溢流坝、冲砂闸下游设消力墩、护坦、海漫等消能措施。

4）固定低坝式取水可采用进水闸或岸边泵站的取水形式，在寒冷地区还应设有防止冰块、冰凌和漂浮物进入取水口的设施。

（2）计算公式：

1）采用进水闸时，流量可按宽顶堰计算：

$$Q=mb\varepsilon\sqrt{2g}H_0^{3/2} \quad (m^3/s) \tag{4-45}$$

式中 m——流量系数，采用0.35；

b——闸门宽度（m）；

H_0——堰（闸）前水深（m），

$$H_0=H+v_0^2/2g \quad (m)$$

其中　H——堰上水深(m)；

v_0——堰(闸)前流速(m/s)；

ε——侧面收缩系数，

$$\varepsilon=1-0.2[\xi_k+(n-1)\xi_0]H_0/b$$

其中　n——进水闸孔数(个)；

ξ_k、ξ_0——系数，圆形闸墩 $\xi_k=0.7$，$\xi_0=0.45$。

当需考虑下游尾水壅高的影响而为淹没流时，可采用给水排水设计手册第1册《常用资料》的有关水力计算公式。

2）冲砂闸只在高水位时开启，流量可按宽顶堰自由泄流计算：

$$Q=mb\varepsilon\sqrt{2g}H_0^{3/2} \tag{4-46}$$

式中　m——流量系数，采用0.36；

b——冲砂闸净宽(m)；

其余符号同前。

3）导流堤的泄流能力计算：

$$Q=mB\varphi\sqrt{2g}H_0^{3/2}\quad(m^3/s) \tag{4-47}$$

式中　m——流量系数，采用0.45；

B——导流堤溢流前沿宽度(m)；

φ——侧堰系数，采用0.94；

H_0——考虑行近流速的水头(m)；

$$H_0=H+\frac{v_0^2}{2g}\quad(m)$$

其中　v_0——侧堰行近流速(m/s)。

H——堰顶水头(m)。

4.5.6.2　活动坝

固定低坝式取水构筑物，容易造成坝前泥砂淤积，威胁取水安全。活动式低坝取水，则可防止泥砂淤积。活动坝取水，有水力自动翻板闸、橡胶坝等形式。

(1) 翻板式：水力自动翻板闸由活动部分(面板、支腿、固定座(上))、铰座和固定部分(固定座(下)及支墩)组成。

1）水力自动翻板闸门的工作特点：

当水压力对支承铰的力矩大于闸门自重，对支承铰的力矩与支承铰的摩擦阻力力矩之和时，闸门自动开启。当闸门自重对支承铰的力矩大于水压力对支承铰的力矩与支承铰的摩擦阻力力矩之和时，闸门自动关闭。

2）翻板闸门的计算：

① 翻板闸门的高度、宽度可根据经验公式确定：

$$Q=CBH^{1.47} \tag{4-48}$$

式中　Q——设计洪峰流量(m^3/s)；

B——闸门宽度(m)；

H——闸门高度(m)；

C——系数(根据不同的 θ 值确定)，见表4-31。

系 数 C 值 表 4-31

闸门全开时倾角 θ(°)	4	5	6	7	8
C 值	1.88	1.875	1.87	1.865	1.86

计算时先确定合适的闸门高度，然后按公式算出闸门的宽度。若算出的宽度太大，可采用多扇闸门组装而成。

② "末绞"的位置应在闸门重心与闸门高度平分线之间见图 4-55。

③ 当闸门全开后须迅速破坏面板上、下两股水流间形成的真空，防止闸门启闭过于频繁，可以在面板顶端设置间断梳齿或在闸墩上设置通气孔见图 4-56。

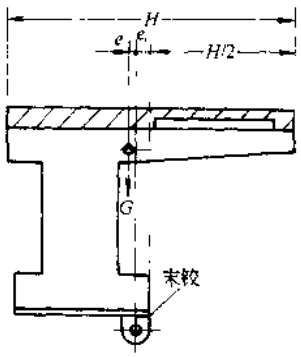


图 4-55 末铰位置

(2) 橡胶坝：

1) 橡胶坝的组成：橡胶坝由柔性薄壁材料做成，可以改变挡水的高度，其组成如下：

① 土建部分：包括闸底板、闸墙、上下游护坡，下游消力池、海漫、上游防渗铺盖等。

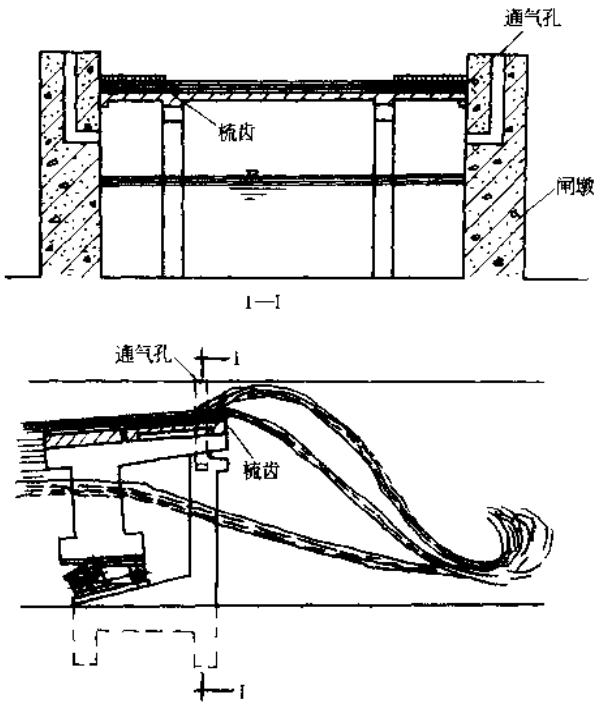


图 4-56 梳齿及通气孔布置

② 挡水部分：袋形橡胶坝或片形橡胶坝。

③ 启闭部分：坝袋的充排水(气)设备，片闸则为卷扬机或手动绞车。

2) 橡胶坝的类型：

① 袋形橡胶坝(见图 4-57)：袋形橡胶坝的挡水部分是由柔性薄膜组成的封闭袋形结

构。封闭的袋内充以一定压力的水或气体，以保持一定形状，承受上游的水压，起挡水作用。

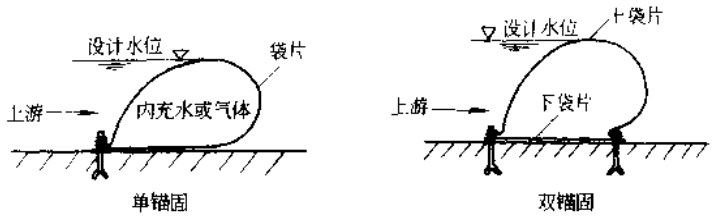


图 4-57　袋形橡胶坝

当需要泄水时放出一部分水或气体。

② 片形橡胶坝（见图 4-58）：片形橡胶坝又称橡胶片闸。其挡水结构由一个柔性薄膜片组成，下端锚固于底板上，上端锚固于活动横梁上。活动横梁由支柱及导向杆支承，也可以由卷扬机或手动绞车通过钢丝绳固定其位置。当活动横梁将柔性薄膜片拉起到最高位置时起挡水作用。活动横梁在其他位置时则可泄水。

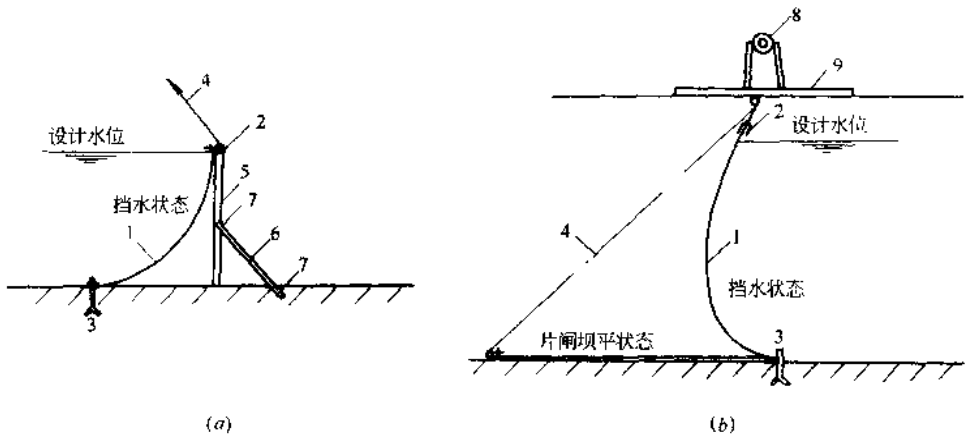


图 4-58　片形橡胶坝

(a)卷扬机操作；(b)手动绞车操作

1—胶布片；2—活动横梁；3—锚固螺丝；4—钢丝绳；5—立柱；6—导向杆；7—轴；8—手动绞车；9—工作平台

3）橡胶坝的应用及优缺点：在给水工程中，橡胶坝已被用作闸门、低水头滚水坝、溢洪堰闸门、防潮堤、防浪堤等。橡胶坝用于山溪河流的取水，具有以下优点：

① 橡胶坝受力骨架多采用纤维织物（如锦纶、维纶或棉丝帆布等），并用合成橡胶（氯丁橡胶）作为隔水层和保护层。可节省大量建筑材料。

② 坝体可在工厂加工预制，重量轻，施工安装简便，可大大缩短工期，节省劳动力。

③ 止水效果好，且操作灵活简便，并可根据需要随时调节坝高。

④ 抗震性能好。

其缺点是橡胶坝的坚固性与耐久性较差。橡胶布易受各种机械损伤，一旦破裂，若不及时修补，容易扩展，致使坝袋不能工作。检修也十分困难。

4.6 移动式取水构筑物

4.6.1 缆车式取水

4.6.1.1 缆车式取水口位置选择

缆车式取水口位置的选择原则及要求，除了基本上与固定式相同外并应注意以下几点：

(1) 宜选在主流近岸、水流平稳、河床稳定的河段，避免设在水深不足、冲淤严重的地方。

(2) 避免在回水区或在岸坡凸出地段的附近布置缆车道，以防淤积。

(3) 岸坡要适宜，缆车坡道面宜与原岸坡接近。

4.6.1.2 设备选择

(1) 泵车数量应根据供水量大小、供水保证率要求及调节水池容量等决定。一般小型供水系统可采用一部泵车，泵车上设不少于两台水泵。取水量较大，且移车次数较多，虽有调节水池，供水安全仍无可靠保证时，则必须采用两部或两部以上泵车。

(2) 选用的水泵要求 $Q\sim H$ 曲线较陡，也可根据水位更换叶轮，以适应水位变化；水泵的气蚀余量(NPSH)值，不宜大于 6m。

水泵的引水方式同一般水泵布置。

(3) 电力设备：

1) 低压和高压开关柜宜安装在岸上，但操作监视设施应设于泵车上。

2) 输电线路一般采用电缆。以往兴建的缆车也有采用架空明线的，架空明线虽具有投资省的优点，但设在水边的电杆有碍民船拉纤航行，且防止直接雷击不易解决，移车不便，安全性差。采用电缆，虽投资较大，但电缆收放一般采用电缆卷筒，运行安全维护方便。

3) 泵车上应设电话通讯设备。

4) 应考虑泵车移车时场地的照明设施。

5) 泵车上电动机等设备应考虑防雷与接地保护。

(4) 牵引设备：卷扬机(绞车)可设于岸边最高水位以上的卷扬机房内；牵引力在 5t 以上时卷扬机宜采用电动操作。卷扬机的牵引力 F(见图 4-59)为

$$F=\beta W(\sin\alpha+\mu\cos\alpha) \quad (\mathrm{N}) \qquad (4\text{-}49)$$

式中 β ——储备系数，目前中南地区采用 1.2～2.0，西南地区采用 3～4；

W——泵车自重(N)；

μ——摩擦系数，采用 0.1～0.15；

α——坡道倾角(°)。

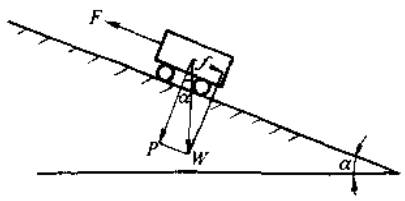


图 4-59 牵引力计算

(5) 安全设备：

1) 电动卷扬机制动装置一般均配有电磁铁刹车(停车时自刹)与手动刹车，使用较安全。

2) 泵车安全设备见表 4-32。

泵车安全设备　　表 4-32

类型图号		构　造	优　缺　点	适用条件
泵车固定时	螺栓夹板见图 4-60	在前面滚轮或前后滚轮处各设一个	简单、轻便、安全可靠	中小型泵车，尤适用于斜桥式
	钢杆安全挂钩见图 4-61	由钢杆（可调长度）与挂钩组成，泵车移动时可设简易起吊装置	安全可靠，使用效果好，但操作不太方便	大、中型泵车广泛采用
泵车移动时	钢丝绳套挂钩见图 4-62	一端与泵车连接，另一端挂在挂钩座上，钢绳套环长度为斜管间距的 2～8 倍	操作方便省力、省事、经济适用	大、中、小型泵车广泛采用
	长挂钩制动器见图 4-63	头部有钢挂钩与微动螺丝	挂钩太笨重，操作不便，造价贵	作辅助安全设备用
	绞盘安全钢丝绳	绞盘装在泵车底盘下面随泵车升降收放钢绳，绞盘利用蜗轮蜗杆变速	可以自锁，不需制动刹车	中、小型泵车，特别是采用绞盘牵引泵车，作备用安全设备
	备用钢丝绳	电动卷扬机滚筒上，设中隔板分为二段，各绕一根钢绳同轴转动，互为保险	当卷扬机结构损坏或刹车失灵失效时，不起安全作用	作辅助安全设备用

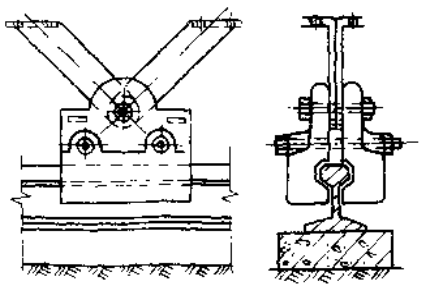


图 4-60　螺栓夹板

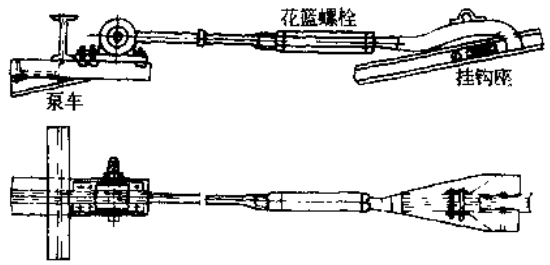


图 4-61　钢杆安全挂钩

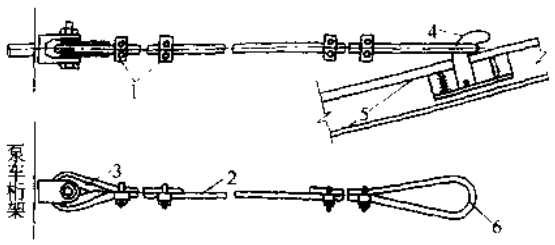


图 4-62　钢丝绳套挂钩
1—钢丝绳卡；2—钢丝绳；3—心形拉圈；4—挂钩座；5—钢轨；6—绳套

3）泵车发生事故时，下滑的瞬时作用力很大。为了减少冲击力，可在泵车连接处设弹簧缓冲器（见图 4-64）。

4）安全防护：

① 防止超过卷扬长度：可采用在轨道上端装设终点开关自动断电器；轨道端部向上弯

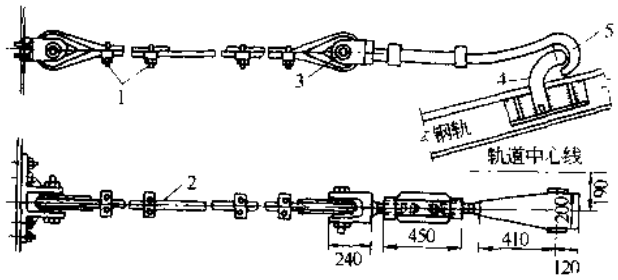


图 4-63 长挂钩

1—钢丝绳卡；2—钢丝绳；3—心形拉圈；4—挂钩座；5—长挂钩

起；在停车位置用粗铅丝立标志；在钢丝绳上作记号以及在卷扬机房设置行程指示器等措施。

② 信号：设置航标灯和信号灯，以警示来往船只。

③ 护拦：在危及安全的车道两侧设护拦设施。

(6) 清淤设备：轨道清除，一般可在岸上设冲洗水泵，或利用泵车水泵的压力进行冲洗。水泵应有足够流量，当压力在 0.3MPa 以上时，效果较好。在取水量较小及积泥不多时，可用人工清除。

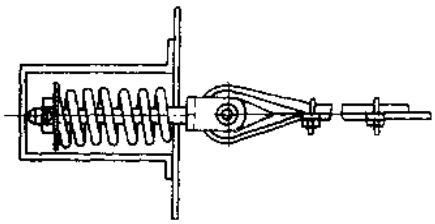


图 4-64 弹簧缓冲器

上述缆车设备的选择，泵车的设计见给水排水设计手册第 9 册《专用机械》。

4.6.1.3 泵车设计

(1) 设备布置要点：

1) 为减少震动，设备尽量对称布置，使机组与泵车重心在轴线上重合。

2) 泵车应考虑小修条件。当设备在 0.5t 以上时，设手动吊车，泵车接头处设手动葫芦。

3) 泵车净高：有起吊设备时可采用 4～4.5m；无起吊设备时采用 3.0～3.5m。

(2) 设备平面布置：泵车设备平面布置可根据水泵类型、泵轴旋转方向及泵车构造布置成各种形式。表 4-33 为常见的泵车设备布置。

布置形式比较 表 4-33

布置形式	优缺点	适用条件
布置Ⅰ(尾车悬臂平设)见图 4-65	1. 交通条件好，便于操作维修 2. 两机组对称布置，桁架受力好 3. 出水管安装麻烦，转弯配件较多	适用于中、小型缆车
布置Ⅱ见图 4-66	1. 布置较紧凑，泵车长宽比接近正方形 2. 泵车竖向易布置成阶梯形	适用于大、中型缆车
布置Ⅲ见图 4-67	1. 管路布置较紧凑，面积省，泵车长宽比接近正方形 2. 泵车竖向阶梯布置 3. 其中一台水泵反转，泵车稳定性较好	适用于中、小型缆车

(3) 首车及尾车：

1) 首车(见图 4-68)：当采用曲臂式活动接头时需设置首车。首车上安装弯曲轨道，以

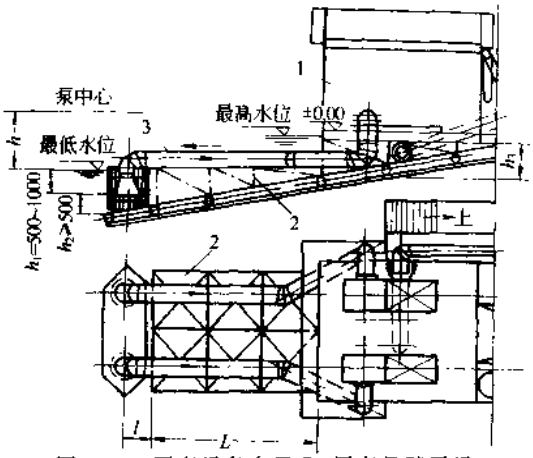


图 4-65　泵车设备布置Ⅰ(尾车悬臂平设)

1—泵车;2—悬臂桁架;3—吸水管

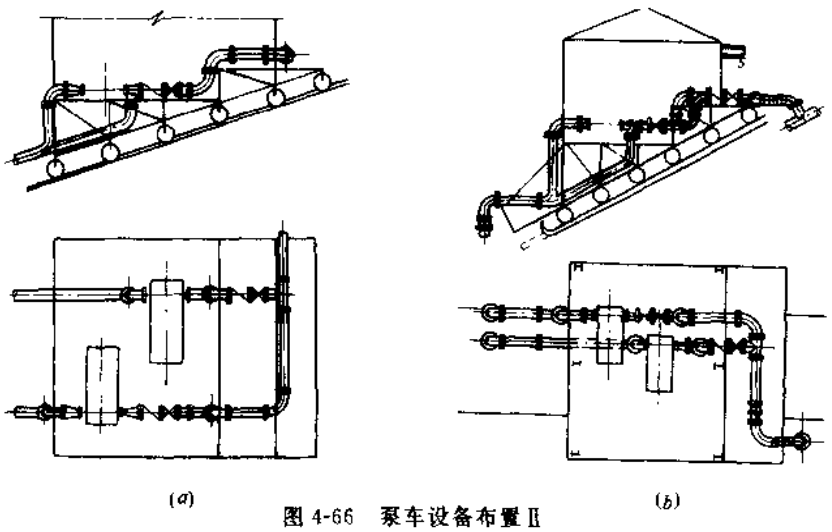


图 4-66　泵车设备布置Ⅱ

(a)水泵平行反向;(b)水泵平行同向

支撑曲臂管,并使首车能沿弯曲轨道滑动。

2) 尾车:当坡道平缓时,为满足一定的吸水深度要求,水泵吸水管可设在泵车后部的尾车上,一般有悬臂平设(见图 4-65)及沿坡道斜设(见图 4-69)两种。悬臂平设尾车结构复杂,但取水水质较好。为了安全,尾车长度不宜超过 15m。

沿坡道斜设尾车结构简单,但当坡道上积泥较多时,吸水水质差。

(4) 管路布置:

1) 斜桥式泵车的吸水管,一般布置在泵车的两侧。斜坡式泵车吸水管,一般设在尾车上(见图 4-67、69)。当斜坡倾角较大时,如吸水管管径较小,可直接放在泵车后侧;管径

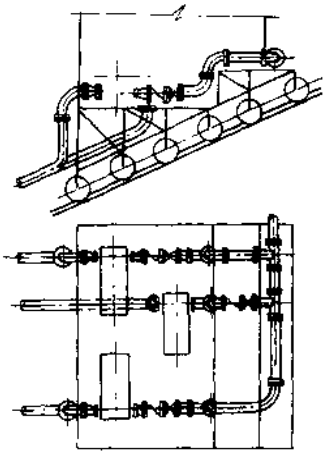


图 4-67　泵车设备布置Ⅲ

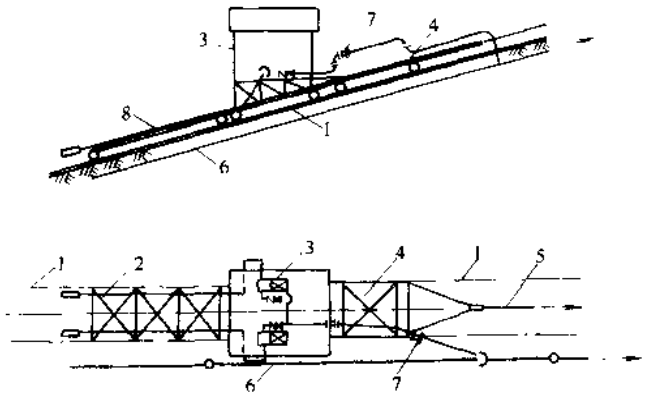


图 4-68 首车布置

1—钢轨;2—尾车;3—泵车;4—首车;5—钢丝绳;6—输水斜管;
7—曲臂式活动接头;8—吸水管

较大时,则放在悬臂梁托架上,见图 4-70。每台水泵宜单独设置吸水管。

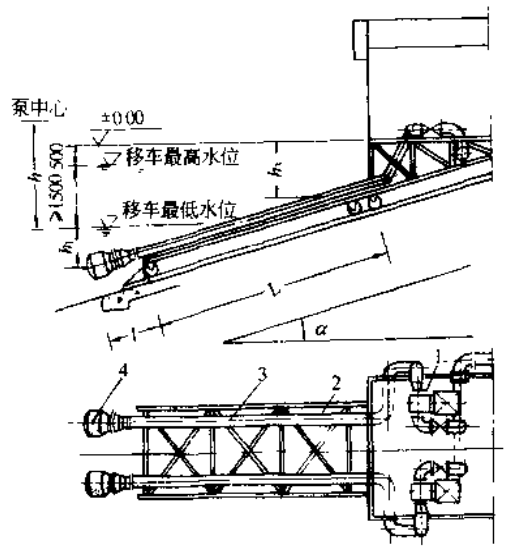


图 4-69 尾车布置(沿坡道斜设)

1 泵车;2 尾车;3—吸水管;4—取水头部

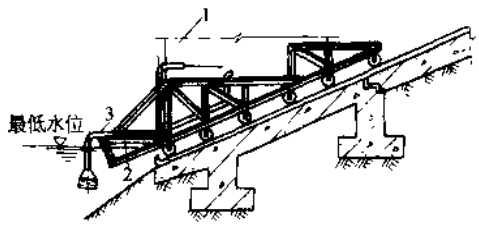


图 4-70 吸水管设于悬臂托架上

1—泵车;2—悬臂托架;3 吸水管

2) 出水管管径小于 300mm 时,可采用架空管出水;出水管为 500mm 以上时,宜采用双管出水。

3) 为便于泵车内布置通道,出水管可以从底板下伸出。

4) 排气阀、止回阀等可设于岸上转换井内。水泵总出水管上设泄水阀。

5) 水位变幅大时,输水斜管上每隔 15～20m 高程差设一个止回阀。

(5) 泵车构造要求:

1) 基本要求:坚固耐用且自重最小;保证车架运行中的纵向及横向稳定性。

2）结构形式：多数采用桁架式结构，个别采用刚架式结构。为适应坡道坡度，桁架为三角形。车架由两榀桁架及桁架间的纵、横水平垂直支撑所组成（见图 4-70）。根据使用要求，一般在桁架下弦设置 3～6 对滚轮。车架结构必须按静、动荷载同时作用下的最不利受力情况进行计算，还需考虑由于施工、安装及其他条件（如坡道发生不均匀沉陷）引起的荷载增加因素，以及设备负荷分布的不均衡性。车架的固有频率与机组干扰频率的相差应在 25%～30%以上，以保证结构不产生共振现象。车架计算必须控制其振动幅度小于人与设备正常工作的允许振动幅度。车架计算还应校核纵横向稳定性。

3）泵车减振措施：泵车在震动荷载下产生的震动，除在设计中使泵车震动幅度小于人及设备正常工作时的最大允许幅度外，还可采取以下减震措施：

① 合理布置机组：如采用平行布置时使机组重心与泵车轴线重合，或将设备直接布置在桁架上；采用阶梯布置时使机组重心放在两榀桁架之间，并将机组设置在桁架之短腹杆处。

② 提高设备安装精度，减少机组对车架的振动。

③ 滚轮不宜太多，设于滚轮上的桁架竖杆断面适当加强，平台梁挑出部分不宜过长，且不宜按自由端处理，以免发生共振。

④ 车轮宜用双凸缘滚轮，以保证工作平衡避免车轮脱轨，单凸缘滚轮易在移车时发生脱轨。滚轮材料可采用铸钢，滚轮之双缘与轨翼应留 2～3mm 空隙，以利滚动。

⑤ 可在机组底座下设置弹簧或橡胶隔振垫，也可在泵车上加设减震器。

4.6.1.4　坡道设计

（1）坡道主要设计参数：

1）坡度：坡道倾角一般为 10°～28°，并尽量与岸坡倾角相近。

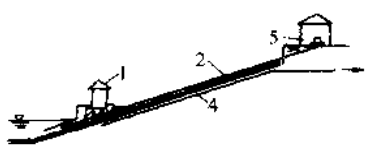
2）轨距：当吸水管直径在 300～500mm 时，轨距一般为 2.8～4.0m；当直径小于 300mm 时，为 1.5～2.5m。

3）坡道面宽：坡道面宽应根据泵车宽度及坡道设施（如输水斜管、阶梯人行道、电缆沟等）布置确定。

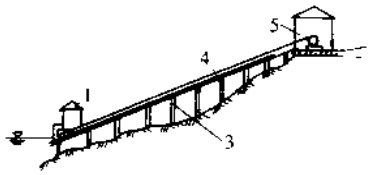
（2）坡道形式：一般分斜坡，斜桥两种形式（见表 4-34）。当岸坡不规则时，经常采用斜桥斜坡相结合的形式，以减少土石方工程量或防止淤积。

设计坡道应尽量减少水下工程量，以节约投资，缩短工期。

坡　道　形　式　　表 4-34

形式	图　示	适用条件	优　缺　点
斜坡式		1. 河岸地质良好，稳固，且倾角适宜处。位于凹岸时，需结合防冲作护岸 2. 坡度应接近原河岸倾角，坡道应高于河岸 0.5m，以免淤积	优点： 1. 充分利用地形，施工工程量较小，水下工程量少 2. 联络管接头拆装较斜桥式方便 缺点： 1. 受地形、地质限制大 2. 轨道上易积泥 3. 倾角小时，吸水管较长，需设尾车

续表

形式	图示	适用条件	优缺点
斜桥式		河岸倾角较陡或地质条件较差处，斜桥由钢筋混凝土框架组成	优点： 1. 坡度的确定，不受地形条件限制 2. 吸水管可直接装在泵车两侧取水 缺点： 1. 结构复杂，施工工程量较大，造价高 2. 联络管接头拆装不便

注：1—泵车；2—坡道；3 斜桥；4 输水斜管；5—卷扬机房。

为减少水下部分坡道长度，可以将泵车吸水管用悬臂桁架尾车支托（见图 4-66(*b*)及图 4-71）以及坡道下端采用悬臂钢筋混凝土梁（见图 4-72）等形式。

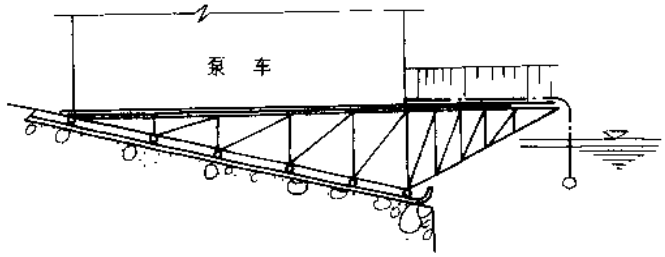


图 4-71 悬臂桁架支托

(3) 坡道纵断面：

1) 缆车道上下端控制标高：

$$H_{上} \geqslant H_{max} + h_B + H + 1.5 \quad (4\text{-}50)$$

式中 $H_{上}$——缆车道上端标高(m)；

H_{max}——最高水位(m)，一般按百年一遇频率确定，小型缆车按供水要求，可适当降低标准；

h_B——浪高(m)；

H——吸水喇叭口至泵车操作层的高度(m)；

1.5——安全高度(m)。

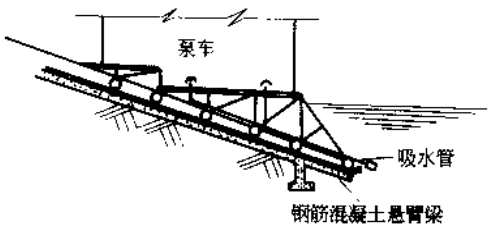


图 4-72 悬臂梁支托

$$H_{下} \leqslant H_{min} - 1.5 \quad (4\text{-}51)$$

式中 $H_{下}$——缆车道下端标高(m)；

H_{min}——设计最低水位(m)；

1.5——保证吸水的安全高度，小型缆车此值可适当减小。

2) 纵坡设计：尽量利用天然岸坡，控制缆车道上下端，选择一个填挖较为平衡的坡度。一般全线选用一个坡度。

(4) 坡道设施（见表 4-35）：

坡　道　设　施　　表 4-35

名　称	构　造	用　途
轨　道	1. 一般用 P_{24}、P_{38}、P_{43} 钢轨 2. 钢轨基础：一般用钢筋混凝土轨枕，混凝土或钢筋混凝土轨道梁及条石轨枕 3. 钢轨接头采用鱼尾板螺栓联结的对接法，并预留 2～3mm 温度伸缩缝 4. 应采用防止钢轨及轨枕下滑措施	供泵车牵引升降用
输水斜管	铸铁管或钢管	输水
电缆沟	斜道上设电缆暗沟	敷设动力、照明电缆
滚　筒	沿斜坡道敷设	避免牵引钢丝绳与坡道摩擦
挂钩座	位置数量与叉管相适应	供泵车安全挂钩用
检修平台	设在岸上绞车房内	供水泵检修用
接管平台	与人行道休息平台结合考虑	供拆换接头用

4.6.1.5　输水斜管及叉管

（1）输水斜管：

1）一般以每部泵车设一根为宜，当一根口径较大，接头连接有困难时，也可将大口径斜管改成两根较小的斜管，但两部泵车不宜共用一根输水斜管。

2）斜管管材一般采用焊接钢管，如管径小于 300mm 时，也可采用铸铁管。

3）斜管布置应便于移车和拆换活动接头：

① 斜坡式：可在沿坡道一侧明设或暗设。当两部泵车配置两根输水斜管时，有两种布置方式：一种是在两部泵车外侧各放一根，另一种是两根输水斜管放在两部泵车中间。

② 斜桥式：可架空敷设，也可将斜管置于斜桥间的联系横梁或悬挑梁上。其平面布置一般放在桥架外侧，但须注意输水斜管与斜桥走道一定要放在同侧，以便移车时就近拆装接头。

（2）叉管：

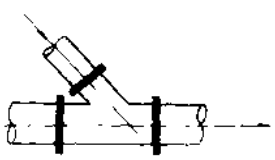
1）高差：在水位涨落速度大的河流上，叉管高差一般不小于 2m；涨落速度较小时，宜采用 0.6～2.0m（小型泵车采用 0.6～1.0m；大型泵车采用 2m）。

2）叉管位置：宜先在每年持续时间最长的低水位上布置一个，然后根据河流不同时期水位涨落的时速，采用不同的距离，向上、向下布置。

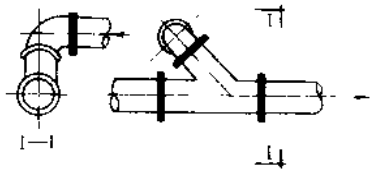
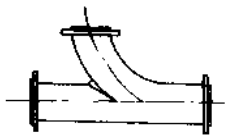
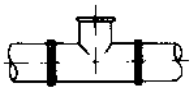
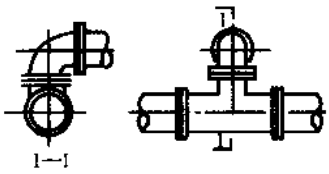
最低及最高的叉管位置，均应高于在最低及最高水位工作时的泵车底板。当采用两部泵车、敷设两根输水管时，其叉管高程应错开。

3）叉管形式和连接方式：叉管形式有正三通和斜三通两种。叉管与水泵出水管连接形式，见表 4-36。

叉管与出水管连接形式　　表 4-36

连接方式	图　示	优　缺　点	适用条件
纵向水平连接：叉管与水泵出水管纵向水平连接		配件少，水流条件好，可采用松套法兰，接管时，螺栓孔易对准	连接管采用橡胶软管的中小型泵车

续表

连接方式	图示	优缺点	适用条件
横向水平连接：叉管上加一个弯头，与水泵出水管横向水平连接		操作方便，水流条件较好	大型泵车
流线形叉管：流线型叉管与水泵出水管连接		水流条件好，操作方便，但叉管需特制	用橡胶管连接的小型泵车（受叉管限制）
正二通竖装叉管：叉管垂直于输水斜管轴线与水泵出水管连接		管件制作简单，接头拆换方便，但水流条件较差	用橡胶管连接的中、小型泵车，可在橡胶管上加装一个90°弯管
正三通横向连接：		在伸缩接头前加设弯头，改变接管方向时，灵活性较大，连接方便	用伸缩接头或短橡胶管连接的中型泵车

4）叉管构造的改进：

① 减少法兰盘螺栓数目，采用长方形螺丝头螺栓。

② 将法兰盘孔做成椭圆形的或采用活动压板（见图4-73）。

③ 在两个法兰盘间加85mm厚的钢垫圈，在孔稍有偏斜时，螺栓也可稍倾斜地插入。

④ 快速拆装法兰盘（见图4-74）。将法兰及垫圈孔眼作成缺口，每次拆装接头，只需松动螺帽、螺栓及垫圈。螺栓下部焊在钢管上，只能转动，不能取下，螺帽不必拆卸。

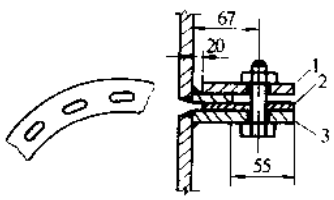


图4-73 活动法兰盘

1—活动法兰盘；2—橡皮垫圈；3—叉管法兰管

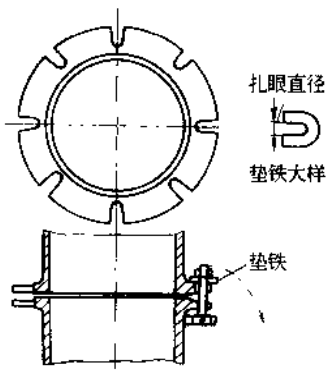
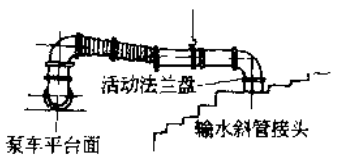
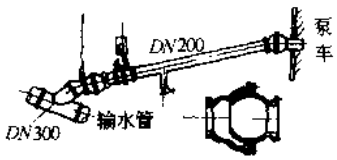
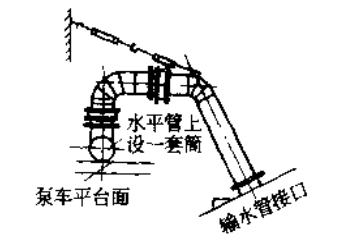
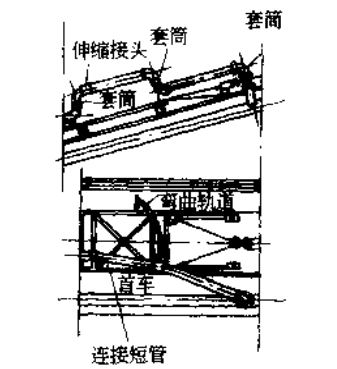


图4-74 快速拆装法兰盘

5）输水管叉管的直径，一般宜不大于600mm。

（3）活动接头：活动接头种类见表4-37。

活动接头种类　　表4-37

接头种类	图　示	构　造	优缺点	适用条件
加橡皮软管柔性接头		$d\leqslant400$mm，软管长度一般采用6～10m，限于产品，仅能用短的连接。$d\leqslant300$mm，使用金属法兰；$d>300$mm，使用橡胶法兰	灵活性大，可弥补制造安装误差，泵车振动对接头影响小，接头处不易漏水	变形小，泵车出水管至叉管距离较大，管径一般小于300mm
球形万向接头		一般用铸钢或铸铁做成，每个接头的转角一般采用11°～22°	直径大于350mm时，制造困难	管径一般不大于600mm
套筒活动接头		由一、二、三个活动旋转的套筒组成，使之在一、二、三个方向旋转，以满足拆换接头，对准螺栓孔眼的需要	灵活性大，拆装接头较方便，使用时间长，各种管径均可制造，套筒制作精度不高时，易漏水	各种管径均能适用
曲臂式活动接头		由三个竖向套筒及二根联络短管组成，水位变化时，联络短管中间点可沿已定的弯曲轨道移动	可在较大幅度内移车，以减少接头拆装的次数，但需较大的回转面积，增加了泵车的重量与面积	坡道坡度较小，拆装频繁的泵车

4.6.2　浮　船　取　水

4.6.2.1　适应条件及特点

（1）适用条件：

1）河流水位变化幅度在10～35m，水位变化速度不大于2m/h，枯水期水深大于1.5m，或不小于两倍的囤船深度，河道水流平稳，风浪较小，停泊条件良好。

2）河床较稳定，岸边有较适宜倾角。当联络管采用阶梯式接头时，岸坡角度以 20°～30°为宜；当联络管采用摇臂式接头或钢桁桥形式时，岸坡角度越陡越有利，一般宜大于 45°。

3）取水河段的漂浮物少，不易受冰凌、船只和漂木等撞击。

4）浮船设置或移位时，不影响河道的航运。

（2）特点：

1）工程用材少，投资省，无复杂水下工程，施工较简便，上马快。

2）船体构造简单，便于移动。

3）在河流水文和河床等资料不全或已知条件发生变化的情况下，有较高的适应性。

4）除钢桁架式及摇臂式接头外，水位涨落较大需要换接头故管理较麻烦，而且在移位时要停水。

5）船体怕碰撞，对风浪适应性差，且需经常养护修理，安全性较差。

4.6.2.2 位置选择

浮船位置选择，除需考虑地表水取水的一般要求外，还应考虑下列因素：

（1）浮船应选择在河面宽阔，水流较平稳的河段，不宜选在洪水期有漫坡或枯水位出现浅滩和水脊的地段。

（2）一般应选在缓冲刷岸，河岸需有相应护坡措施，应避开顶冲、大急流、大回流和大风浪区。

（3）避开分岔流道的汇合口。

（4）在通航及放筏的河流中，船位与航道或水流中心应保持一定的距离。

（5）为便于浮船定期检修，附近应考虑有可利用作检修场地的平坦河岸。

4.6.2.3 设备选择

（1）取水设备：

1）当设有调节水池时，可以采用一只囤船。

2）当采用两只以上的囤船时，运转水泵的备用取水能力，应能满足一只囤船移位时所需的供水量。

3）宜选择 Q-H 曲线较陡的水泵，其最高效率区应选在取水水体历时最长的取水水位，并对最低水位时的需水量和扬程进行复核。对于大多数水体，低水位发生在冬季，此时供水量也将略有减少。在水位涨落幅度大的地区，一般可使用两种叶轮，以提高运行效率。

（2）通风降温设施：

1）中小型取水囤船，一般采用自然通风，在炎热地区，可做成活动墙壁，分上下两截，上部与屋檐用绞链联结，支撑出去可遮阳及防雨。下部也可做成装卸式，使通风顺畅。另外，夏季在屋顶装水管喷洒冷却，也是常用的降温方法。

2）大型取水囤船的电机常采用机械排风。排风管设在船舱底部，机械排风口设在上部建筑外侧的甲板上。风机可考虑轴流风机或离心风机，但排风口要布置在夏季主导风向的背侧。

3）大型取水囤船的上部建筑，考虑到通风及隔热要求，一般墙壁分为两层，外层一般为木板覆白铁皮并刷漆。内层为纤维板刷漆或塑料装饰板。两层中间留有空气隔热层。上层建筑的净高应不小于 3.8m，如有起吊设备，则以起吊高度复核。有条件时屋顶也可设置轻型空气隔热层。

(3) 拦污设施：一般在喇叭口上装一个圆形拦污格栅罩。也可设置双重格栅，即在囤船取水一侧桁架上再安放大块方形格栅。小型取水囤船一般可在喇叭口上设置鱼鳞罩，在其背水流方向的锥面及圆柱体下部三分之二处开圆形小孔，鱼鳞罩开孔面积应较大(流速不宜大于 0.1m/s)并需考虑定时冲洗 。

(4) 起吊设备：大中型取水囤船内，一般都安装起吊设备，以利于水泵及管件的安装和维修，常采用电动或手动单梁悬挂式起重机。

(5) 交通设施：

1) 当采用阶梯形联络管时，浮船始终紧靠岸边，河岸可做成梯级固定踏步，河岸与浮船交通采用架设活动的轻型钢便桥，一般中间设浮墩，以免桥跨过长。便桥两端都应留有 0.4～0.6m 长的调节距离，以适应小的水位变动。

2) 在使用固定式摇臂联络管时，摇臂管支墩与堤岸之间的走道是固定的，走道高程一般高出最高洪水位 0.5～1m。中小型取水囤船，由于联络管管径小，抗弯力矩不够，一般不能在管上架设人行便道。

3) 目前在 3 万 m^3/d 以上的中型囤船设计中，常采用带滚轮支座的绞接式可上下旋转的钢桁架，输水联络钢管可固定在桁架上部或两侧，见图 4-11。桁架上设有可调整角度的活动人行踏步，桁架上的联络管，与船上及岸上管道的连接，采用法兰铠装橡胶短管，胶管长度可通过弯曲度计算而定，弯曲度一般不大于 30°。桁架支墩常设于略高于中常水位附近的位置，固定桁架与联络管钢桁架之间，设一短桥搭接。这种布置优点是管理方便，接头处不漏水，缺点是用钢量多，自重大，平面旋转角度小，如在水位涨落幅度大，河滩坡度平缓地段，将使桁架长度增长。

4) 在大型取水囤船中，可直接在管上焊接轻便走道。摇臂接头及弯管等处均采取局部加强措施。摇臂管旋转套筒部位均设铜套和轴承座支撑，使止水填料函不受力。这种做法可以解决交通问题，且耗钢材不多，但摇臂管旋转部位加工精度要求较高，见图 4-75。

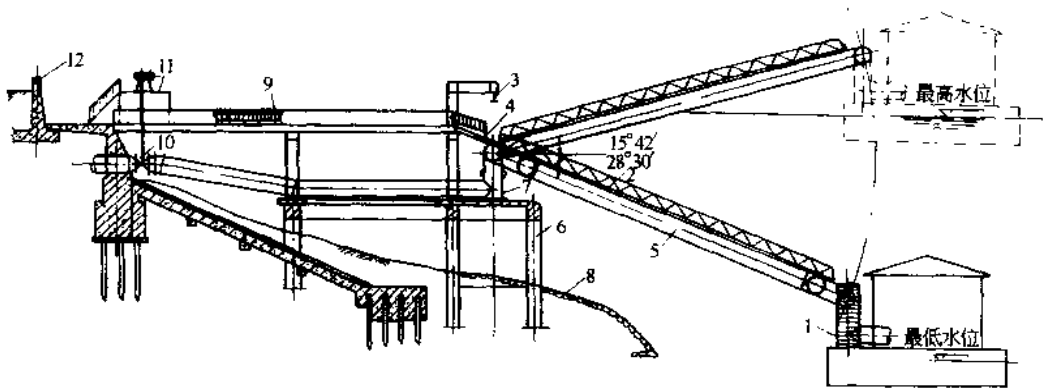


图 4-75　大口径摇臂管交通设施

1—踏步；2—轻便走道；3—单轨吊车；4—短桥；5—*DN*1200 联络管；6—支墩；7—摇臂管座；8—块石护坡；9—走道拦杆；10—电动阀门；11—阀门操作地坪；12—防水墙

(6) 供配电设施：

1) 根据供水设施的重要性，一般采用两个独立电源，用双回路供电。

2）变配电室及供电安全设备，一般设在岸边，采用船用电缆供电，电缆沿着摇臂联络管侧挂钩敷设。

3）囤船上的电动机、电动闸门、真空泵等均用配电柜或控制箱集中在船上操作。配电柜上应装有反映水泵电动机正常运行和闸门开启度的各种显示参数、信号和必要的报警装置，以便监控运行。

4）管理室应靠近配电装置，由于船上位置小，噪音相对较大，故隔音措施要求较高。

4.6.2.4 囤船布置

（1）一般要求：

1）为保证生产运转的正常和操作人员的安全，囤船取水设备的布置，需保证船体的平衡与稳定。在设计时，应注意水泵、电动机、进出水管和配电设备等的布置，力求囤船在不增加附加荷重（平衡水管、压载物等）的情况下达到平衡。

2）设备布置力求紧凑，便于操作管理。为了保证安全运转，在风压作用下及移位时，囤船横倾角应小于7°，风压产生的最大横倾力矩必须小于浮船的复原力矩。

3）囤船船体的长宽比一般在3∶1左右，吃水深度宜在0.6～1.0m之间。船体深以1.2～1.5m为宜。为了防止波浪冲击，干舷应采用0.6～1.2m，并要考虑最大横倾角时尚有0.4～0.5m的干舷。船宽应根据设备布置确定，一般以8m左右为宜。

（2）布置形式：

1）竖向布置：

① 上承式：水泵机组安装在甲板上（见图4-76）。其优点是通风条件好，维修管理方便，对船体结构要求较低。适用于各种结构材料的船体，缺点为交通不便，重心高，稳定性差，振动较大，一般都采用铸铁整浇或型钢焊成的整体式的水泵电动机底座，以减少振动。

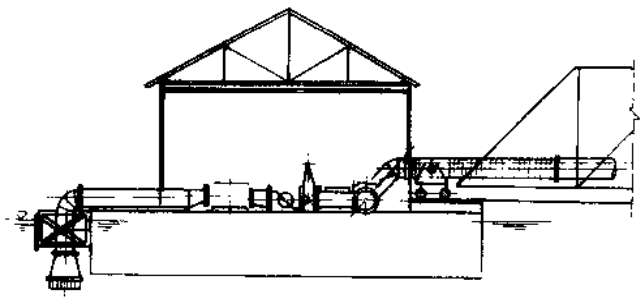


图4-76 上承式泵船布置

② 下承式：水泵机组安装在船底骨架上，一般采用立式泵或立卧两用水泵，电动机层在甲板上。其优点是交通方便，重心低，稳定性好，振动小。缺点是对船体结构材料要求高，船体结构复杂，仅适用于钢结构的船体。目前使用还不普遍（见图4-77）。

2）平面布置：

① 机组纵向布置（见图4-78）：管理简单，操作方便，面积较宽敞，水力条件较好，是一种常用的布置形式。缺点是船体较长。

② 机组横向布置（见图4-79）：布置较紧凑，船体宽大，稳定性较好，缺点是管路复杂，操作不便，水力条件不如纵向布置。

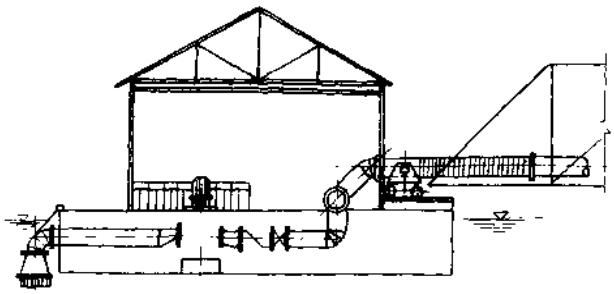


图 4-77　下承式泵船布置

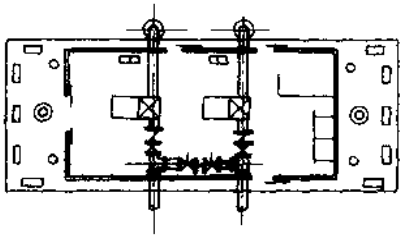


图 4-78　纵向布置泵房

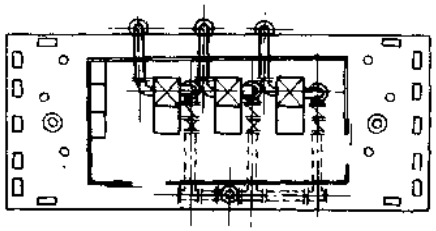


图 4-79　横向布置泵房

浮船首尾甲板上，应根据浮船的锚固和移位的方式和操作管理的要求，选择和布置各种锚固系缆设备。这些锚缆设备一般由船厂配套装设。浮船首尾的甲板长度，一般不小于2～3m。

4.6.2.5　联络管及输水斜管

联络管为囤船总出水管与岸坡的固定输水管相连接的管段。在设计和材料选用上，应能保证使用安全和操作运行方便。

(1) 设计要点：

1) 联络管应适应竖向移位、水平移位、水平摆动及颠簸等情况。要求各向转动灵活；在囤船受外力作用时，联络管不受任何压力、拉力和扭力作用。

2) 阶梯式联络管应采取一定的附加设施，如电动牵引小车、起重设施等，以保证囤船移位时，拆卸安装和起吊的操作方便和安全可靠。

3) 摇臂式联络管应有使囤船在不同水位时作水平移动的措施，两侧顶端应设排气阀。

4) 采用阶梯式联络管时，如使用两只或两只以上囤船，各船的各个接口高度应互相错开，以免移位时同时停止工作。

5) 旋转式套筒活络接头的设计及组合要求受力合理。在大口径摇臂管中，受力部位一般加上滚动轴承，使填料函不受力，这样不易发生漏水。

(2) 联络管：

1) 联络管形式比较见表 4-38；活动连接联络管形式及活动部件见表 4-39。

2) 联络管的长度与允许挠度：

① 联络管的长度与水位变化幅度，河岸坡角，活动接头的有效转角及输水管的联络方式等有关。为缩短联络管的长度，取水位置要尽可能选在堤岸稳定，岸坡较陡的河段。

联络管形式比较 表 4-38

形式名称	优缺点	适用条件	特点
阶梯式活动连接	1. 结构简单，施工方便，造价低 2. 船体始终在岸边，安全性好 3. 需停水换接头，管理麻烦，供水安全性差 4. 船岸间交通联系不易解决	1. 仅适用于小型囤船或施工场地的临时取水设施 2. 不适用于水位瞬时变化较大的河流 3. 柔性连接适用于岸坡平缓(不大于 1∶3)、水面宽度小、不允许建固定摇臂管的河段 4. 刚性连接可适用于较陡岸坡和较大水位变化	1. 柔性连接采用铠装橡胶软管，管长根据需要确定，一般为 5～8m，与固定输水管的连接一般用松套法兰 2. 刚性连接采用两个球形万向接头，中间为刚性管道
摇臂式活动连接	1. 不需要停水更换接头，供水安全性高 2. 船体可作上下、左右移动，洪水位可近岸运行 3. 大型联络管可圆满解决交通问题，但活动部件加工精度高 4. 中小型泵船的船岸间联系解决较困难 5. 洪水时，接头淹没水中，检修不便	1. 适用于在水位涨落幅度大的河流 2. 在江面较窄的河段，可水平位移，以避开主航道 3. 河岸较陡的河段中，可缩短摇臂管长度更有利于运行管理 4. 适用于岸坡较陡，风浪较平稳的河段	1. 摇臂管的活动部件，一般由 5～7 个旋转套筒组成，能适应上下和水平移位 2. 在岸边高于中常水位处设置摇臂管支墩或框架，以支承连接输水干管与摇臂管的活动接头；囤船即以该点为轴心随水位变化作上下或水平移动 3. 随着泵船向大型化的发展，已有各种能承受径向推力的活动部件，大型联络管抗弯度高，可在管道上直接焊接轻便活动走道
钢桁架式铠装法兰橡胶管连接	1. 操作管理方便，船、岸间交通联系解决较好 2. 橡胶管接头不漏水，不需停水更换接头，供水安全性高 3. 水平位移困难，洪水时船体伸出河岸较远 4. 活动支承部件结构较复杂	1. 适用于江面宽阔，水位涨落幅度大的河流 2. 随着大口径铠装法兰橡胶管的生产，管道耐压力的提高，已作为永久性取水的一种型式 3. 考虑到橡胶管的使用寿命，应保证其允许弯曲度，采取防过早老化的措施	1. 刚性联络管两端一般有两根铠装法兰橡胶管连接；钢桁架一端固定在中高水位的支墩或框架上，另一端位于囤船侧的带滚轮绞接支座上，两端的滚轮支座都有轨道与一定的调节距离，能适应浮船位移和颠簸 2. 目前已使用的大口径橡胶管为 *DN*700、*DN*1000、*DN*1200 的铠装橡胶管耐压 0.5～0.6MPa，管径越大，允许的弯曲度越小

活动连接联络管形式及活动部件 表 4-39

形式名称		示图、图号	联络管组成			活动连接部件及特点
			船端	岸端	管道	
阶梯式	柔性联络管阶梯式活动连接	见图 4-80	法兰管接口	斜三通法兰管接口	橡胶管	橡胶联络管本身
阶梯式	刚性联络管阶梯式活动连接	见图 4-81	法兰管接球形接头	斜三通接球形接头	钢管	船、岸两端的球形接头
摇臂式	旋转套筒 单摇臂联络管套筒式活动连接	见图 4-82	3 只旋转套筒	2 只旋转套筒岸边支墩	钢管	1. 5 只旋转套筒 2. 偏心荷载大，套筒阻力大 3. 一般套筒仅能承受轴向力

续表

形式名称			示图、图号	联络管组成			活动连接部件及特点
				船端	岸端	管道	
摇臂式	旋转套筒	双摇臂联络管套筒式活动连接	见图 4-83	4 只旋转套筒（其中 2 只径向套筒）	3 只旋转套筒（其中 1 只径向套筒）岸边支墩	钢管	1. 7 只旋转套筒 2. 筒套对称布置，受力均匀 3. 采用径向受力套筒转动灵活
	旋转支座	摇臂联络管支座式活动连接	见图 4-84	旋转支座和一只旋转套筒	旋转支座岸边支墩	钢管	1. 旋转支座本身由旋转套筒、轴承支架和滚轮支座组成 2. 支座本身具有转动和支承作用，但结构复杂、易漏水
钢桁架摇臂式	钢桁架摇臂联络管胶管式活动连接（滚轮支座式）		见图 4-85(a)	带法兰橡胶管滚轮支座	带法兰橡胶管滚轮支座	钢桁架钢管	1. 橡胶连接管 2. 滚轮支座
	钢桁架摇臂联络管胶管式活动连接（悬挂支架式）①		见图 4-85(b)	带法兰橡胶管球型支座	带法兰橡胶管岸边悬挂支架	钢桁架钢管	1. 橡胶连接管 2. 球形支座

① 悬挂支架节点Ⅰ、Ⅱ见图 4-86(a)(b)。

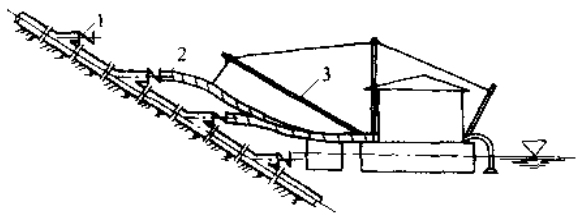


图 4-80　柔性联络管阶梯式活动连接

1—止回阀；2—橡胶联络管；3—吊杆

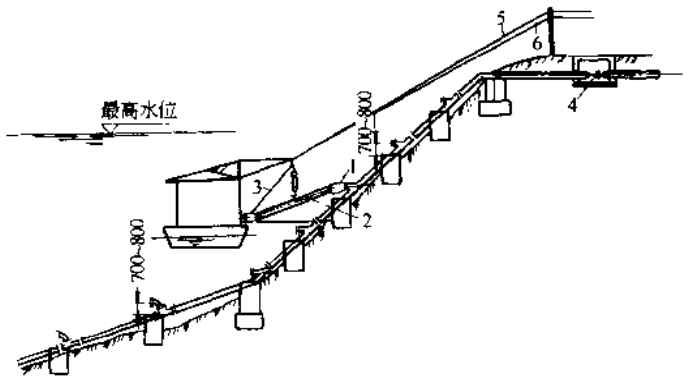


图 4-81　刚性联络管阶梯式活动连接

1—球形接头；2—钢联络管；3—吊杆；4—止回阀；5　动力线；6—电话线

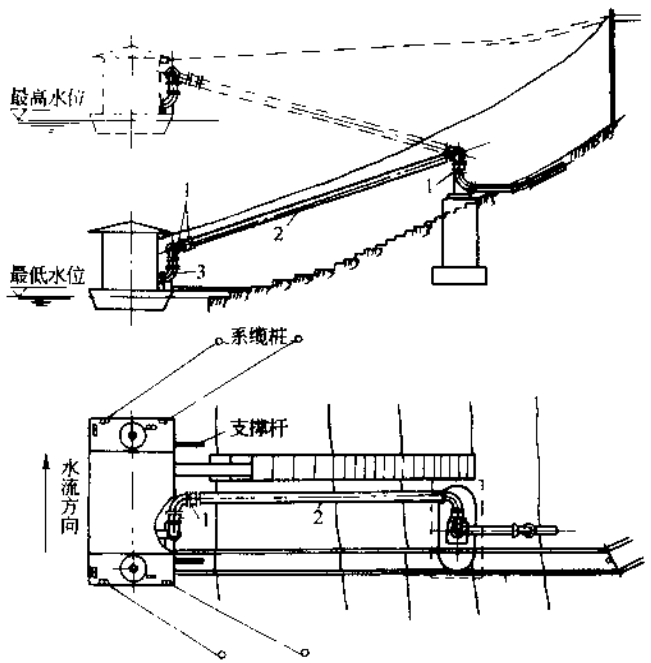


图 4-82　单摇臂联络套筒式活动连接

1—旋转套筒；2· 联络管；3—弯管及支座

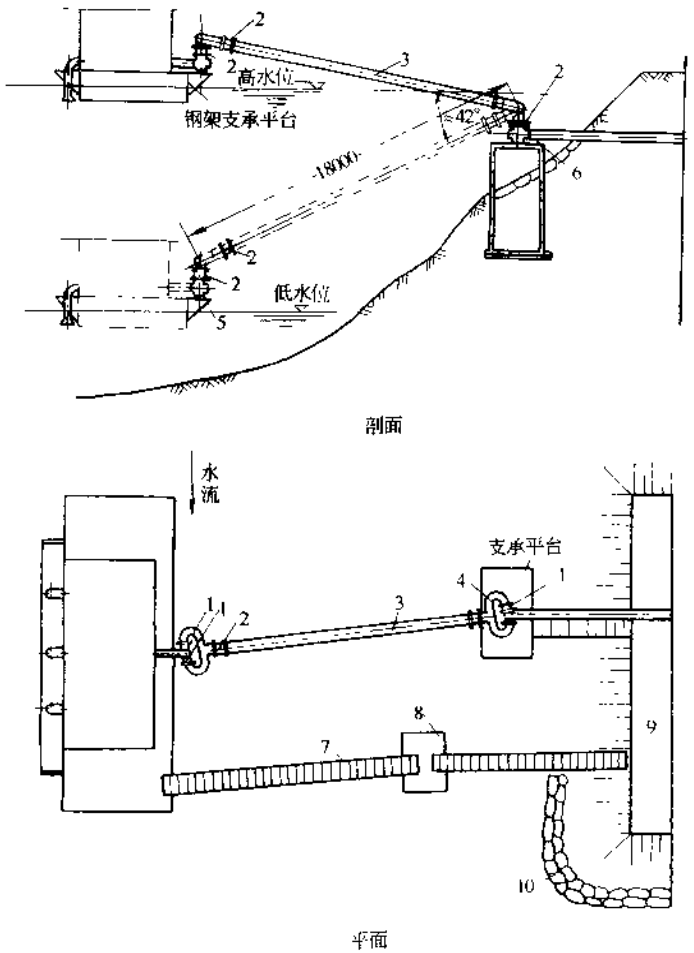


图 4-83　双摇臂联络管套筒式活动连接

1—旋转套筒；2　径向推力活络接头；3　联络管；4—钳形管；5 ·· 船端支座；6 · 岸端支座；7—轻型桁架走道；8　钢制浮驳；9· 引堤端；10　浆砌块石护面

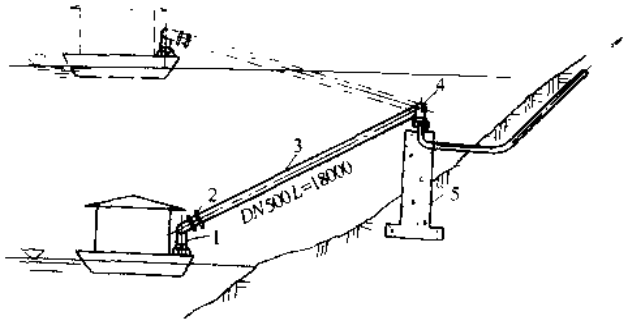
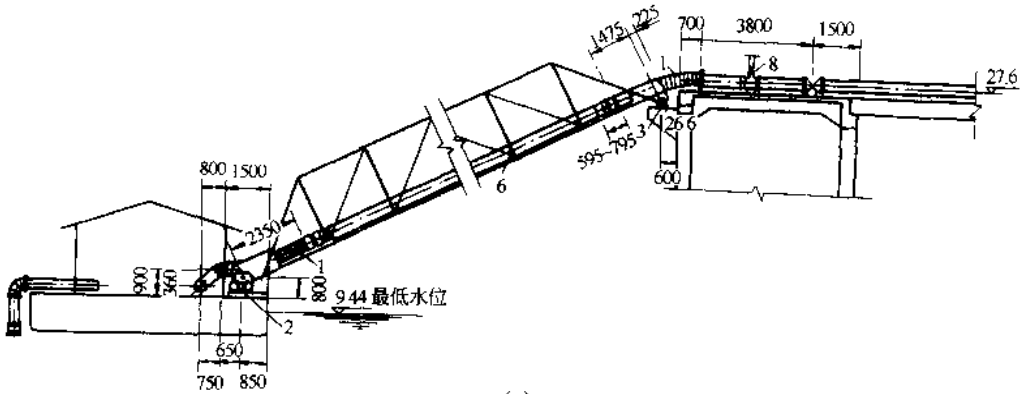
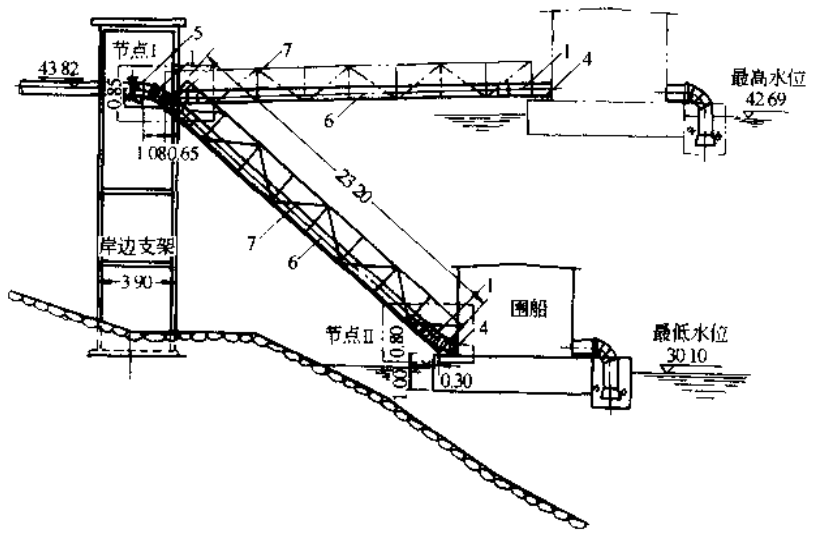


图 4-84　摇臂联络管支座式活动连接

1—船端活动支座；2—套筒接头；3—摇臂管；4—岸端活动支座；5　支墩



(a)



(b)

图 4-85　钢桁架摇臂联络管胶管式活动连接

(a)滚轮支座式；(b)悬挂支架式

1　铠装法兰橡胶管；2—船端滚轮绞接支座；3—岸端滚轮支座；4—船端球形支座；5　岸端悬挂支架；6—联络管；7—钢桁桥；8—双口排气阀

② 囤船可能产生的最大倾角、吸水头伸入水中深度及管道的最大允许挠度也影响到联络管的长度。阶梯式连接的联络管长度一般为6～12m，对摇臂式和钢桁架式联络管，应慎重考虑岸边支墩的位置和高程。既要使联络管不致过长，又要考虑支墩施工条件及联络管在支墩部分结构的维修方便和橡胶管的允许弯曲度。

③ 联络管的最大挠度

$$f=\frac{5qL}{384EJ}\leqslant[f]\quad(\mathrm{m}) \tag{4-52}$$

式中 q——联络管单位长度的重量(kg/m)；

L——联络管的长度(m)；

E——弹性模量，一般钢及钢铸件为 $2.1\times10^6\mathrm{kg/cm^2}$；

J——惯性力矩，对圆形截面 $J=0.049D^4(\mathrm{m^4})$，对钢管 $J=0.049(D^4-D_1^4)(\mathrm{m^4})$；

$[f]$——允许挠度，一般不大于 $\frac{L}{300}$(m)。

④ 联络管经强度与刚度计算，如不能满足要求时需进行加固，可采用钢桁架、槽钢、钢筋网等进行加固。

(3) 活动支座：

1) 滚轮绞接支座：图4-85(*a*)为钢桁架船端及岸端支座为滚动绞接支座。

2) 球形支座：图4-85(*b*)为钢桁架船端为球形支座，岸端为悬挂支座节点Ⅰ、Ⅱ见图4-86。

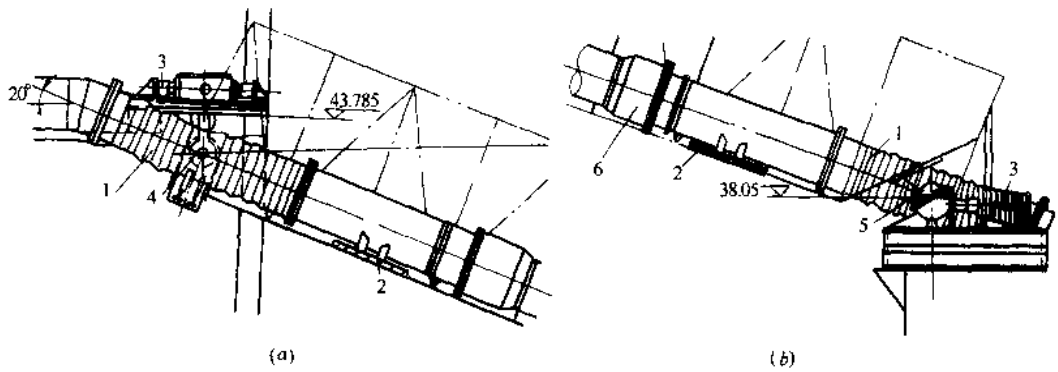


图4-86 活动支座

(*a*)岸端悬挂支架，节点Ⅰ；(*b*)船端球形支座，节点Ⅱ

1- 橡胶管；2- 活动支架；3—弹簧设备；4—悬挂支架；5—球形支座；6—伸缩管

(4) 活动接头：接头形式见表4-40。

接头形式 表4-40

形式名称	图示	构造特点	优缺点	适用条件
胶管接头		带法兰盘的为橡胶软管	1. 构造简单、加工简便、拆装方便 2. 承受压力较低，使用年限较短	1. 主要用于直径较小的柔性联络管阶梯式连接 2. 大口径胶管已开始用于钢桁架摇臂管的连接

续表

形式名称		图　示	构造特点	优　缺　点	适用条件
球形万向接头		见图 4-87	由球座、球心；压圈组成 材料：小直径用铸铁，大直径用铸钢，承受高压时用钢制 填料：油麻或橡胶绳	1. 组合方便，转动灵活，最大转角约为 11°～22° 2. 加工精度高、制造复杂 3. 联络管及接头笨重，拆装接头较为麻烦	1. 使用接头直径一般小于 350mm，最大直径可达 800mm 2. 一般用于刚性联络管阶梯式连接，也可用于摇臂式活动连接
套筒式	一般旋转套筒接头	见图 4-88	由带挡圈套管、套管构成的填料室及压紧填料管 材料：钢 填料：浸油石棉绳、橡胶圈或二者混合使用	1. 构造简单、加工制造较方便 2. 转动摩擦力大，不灵活，易漏水 3. 一般旋转套筒接头仅能承受轴向力作用	1. 各种管径都能使用 2. 一般采用 5～7 个套筒接头组成摇臂联络管
	径向推力旋转接头	见图 4-89	由管座、单法兰带肩短管及滚珠轴承组成 材料：钢 填料：橡皮碗或橡皮条	1. 传递到套筒上的弯矩由滚珠轴承承受，密封部分只起止水作用，填料不易磨损，使用耐久 2. 径向推力接头尚能承受径向推力作用	
带滚轮支座旋转套筒接头		见图 4-90	由旋转弯管、带底座弯管、管支座、轴承、转动底盘、滚轮轨道等组成 材料：钢 填料：油浸石棉填料	1. 构造简单，转动灵活，能耐转动摩擦 2. 填料函不受力，减少了漏水现象 3. 能承受径向推力	适用于大型给水管道，现有最大管径为 DN1200

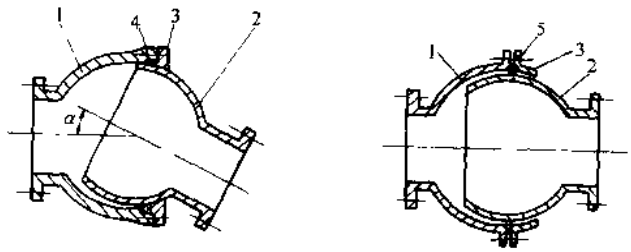


图 4-87　球形万向接头

1—外壳；2—球心；3—压盖；4—填料（油麻）；5—橡胶止水圈

（5）输水斜管的敷设：

1）阶梯式连接的输水斜管，一般沿岸坡敷设，取水点应为微冲不淤河段，岸坡应平整并做上护面，为了操作方便，可在管道两侧做成踏步并设台阶。如岸坡为不太规则的风化岩或基岩时，可沿线隔一定距离设置支墩，以固定管道。

2）摇臂式和钢桁架式联络管，也应选择微冲不淤河段，一般都需对河段岸坡进行整治，输水管可做在支墩上。

3）在输水斜管上端，都应设排气阀。阶梯式联络管的输水斜管。在合适部位，可设止回阀。摇臂式和钢桁架式联络管的逆止阀，当水泵扬程小于 25m 时，一般可不设置。

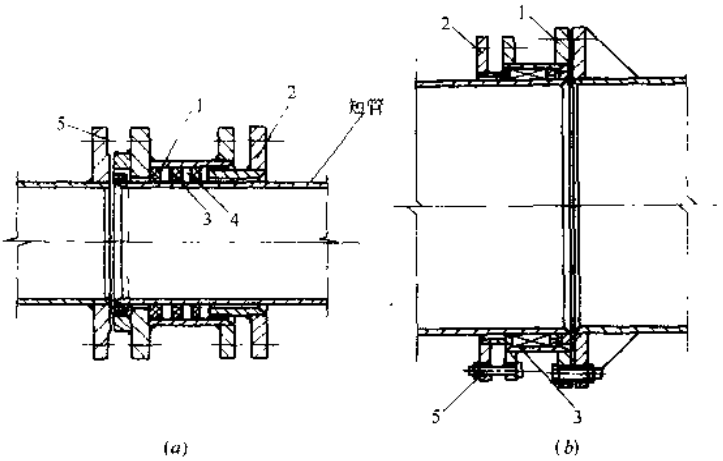


图 4-88 一般旋转套筒接头
(a)套管外挡圈型;(b)套管内挡圈型
1—套管;2—压紧填料管;3—填料;4 方形橡胶圈;5—螺栓

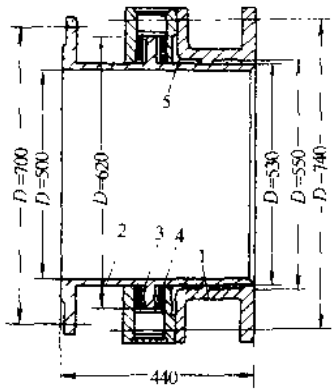
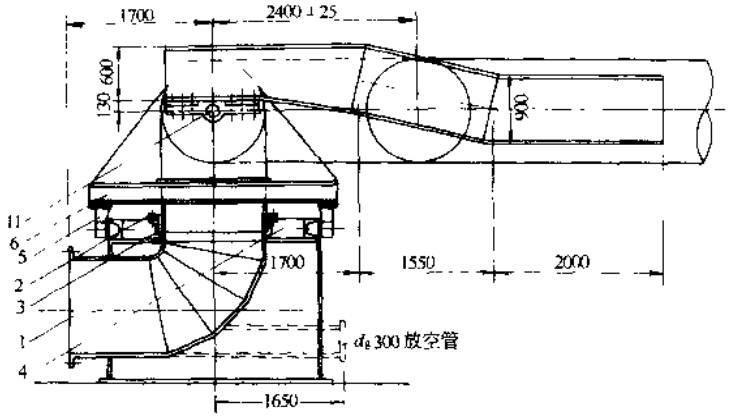


图 4-89 径向推力活络接头
1—管座;2 带挡圈的单法兰短管;
3—滚球架;4—滚球;5—密封圈



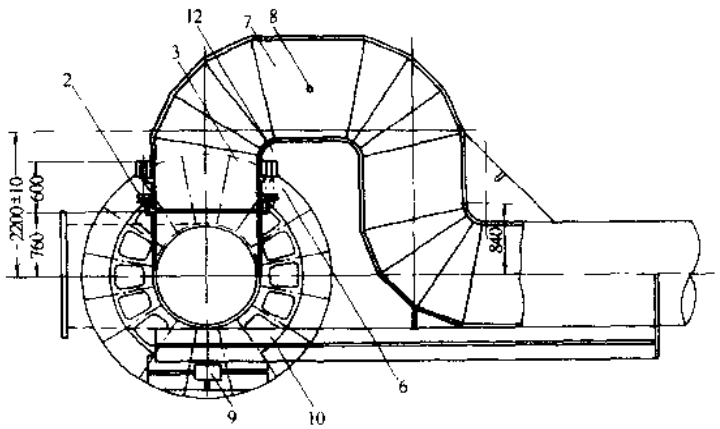


图 4-90 带滚轮支座旋转套筒
1—带底座弯管;2—填料压盖;3—填料;4 滚轮轨道;5—滚轮支架;6—转动底盘;
7 特别弯管;8—排气阀;9—轴承;10—附加臂;11—附加臂轴;12—拉杆

5 泵　房

5.1 给 水 泵 房

5.1.1 给水泵房分类

给水泵房按其在给水系统中的作用、采用的水泵类型以及泵房的布置形式可作如下分类，见表 5-1 。

给水泵房分类　　表 5-1

分类方式	名称	特点
1. 按泵房在给水系统中的作用	1. 水源井泵房	1. 为地下水的水源泵房 2. 包括管(深)井泵房、大口井泵房、集水井泵房(当井群采取虹吸集水时)、潜水泵(井)室泵房
	2. 取水泵房：又称进水泵房、一级泵房、水源泵房	1. 为地面水的水源泵房 2. 可与进水间、出水闸门井合建或分建，见第 4 章地表水取水
	3. 供水泵房：又称出水泵房、二级泵房、清水泵房等	一般是指净水厂或配水厂内直接将水送入管网的泵房
	4. 加压泵房：又称增压泵房、中途泵房	1. 是指设于输水管线或配水管网上直接从管道抽水进行加压的泵房 2. 包括输水管线较长时、中途进行增压的泵房以及从管网抽水向边远或高区供水的加压泵房
	5. 调节泵房：又称水库泵房、哨站泵房等	1. 是指建有调节水池的泵房，可增加管网高峰用水时的供水量 2. 调节泵房内可仅设一套调节水泵、亦可设有二套水泵。一套从管网抽水增压的加压水泵、另一套从调节水池抽水的调节水泵 3. 调节泵房通常根据外管压力，或中心调度室指令运行
2. 按水泵类型	1. 卧式泵泵房 2. 立式泵泵房 3. 深井泵房	

续表

分 类 方 式	名 称	特 点
3. 按泵房外形	1. 矩形泵房 2. 圆形泵房 3. 半圆形泵房	
4. 按水泵层设置位置	1. 地面式 2. 半地下式 3. 地下式 4. 水下式	

给水泵房设计除应符合《室外给水设计规范》(1997 年版)(GBJ 13--86)外，尚应符合《泵站设计规范》(GB/T 50265－97)，还应符合其他有关规范与标准。

《泵站设计规范》(GB/T 50265－97)将灌溉、排水泵站按装机流量和装机功率分成五等，见表 5-2 。划分成不同等级，是为了根据泵站规模及重要性确定防洪标准、安全超高和各种安全系数等，指导泵站设计。

灌溉、排水泵站分等指标　　表 5-2

泵站等别	泵站规模	分等指标	
		装机流量(m^3/s)	装机功率(10^4kW)
Ⅰ	大(1)型	≥200	≥3
Ⅱ	大(2)型	200～50	3～1
Ⅲ	中　型	50～10	1～0.1
Ⅳ	小(1)型	10～2	0.1～0.01
Ⅴ	小(2)型	<2	<0.01

注：1. 装机流量、装机功率系指单站指标，且包括备用机组在内。

2. 由多级或多座泵站联合组成的泵站工程的等别，可按其整个系统的分等指标确定。

3. 当泵站按分等指标分属两个不同等别时，应以其中的高等别为准。

对工业、城镇供水泵站的分等指标，应根据供水对象、供水规模和供水重要性确定。特别重要、且供水规模比较大，如城市或工矿供水泵站，可定为Ⅰ等泵站；重要的乡镇供水泵站，一般可定为Ⅲ等泵站。

5.1.2 泵房布置示例

5.1.2.1 地面水取水泵房

(1) 双行排列的卧式离心泵取水泵房：

1) 图 5-1 为泵房与进水间合建、阀门井分建、矩形布置的泵房。

2) 图 5-2 为泵房与进水间、出水竖井合建的圆形布置泵房。

(2) 安装立式离心泵的取水泵房：图 5-3 为一般卧式离心泵(SLA 型泵)立装的泵房。

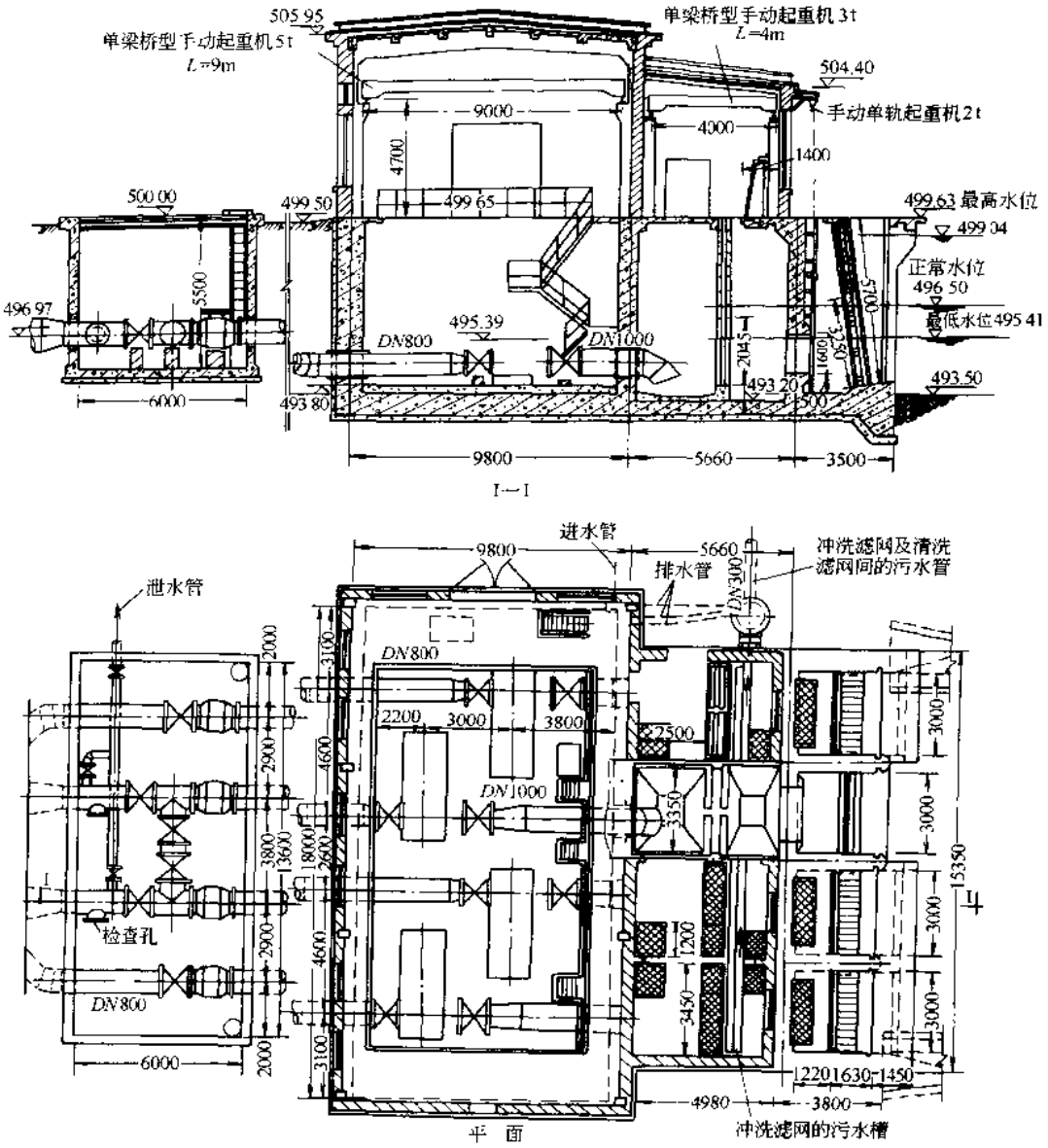


图 5-1　安装卧式离心泵的矩形取水泵房

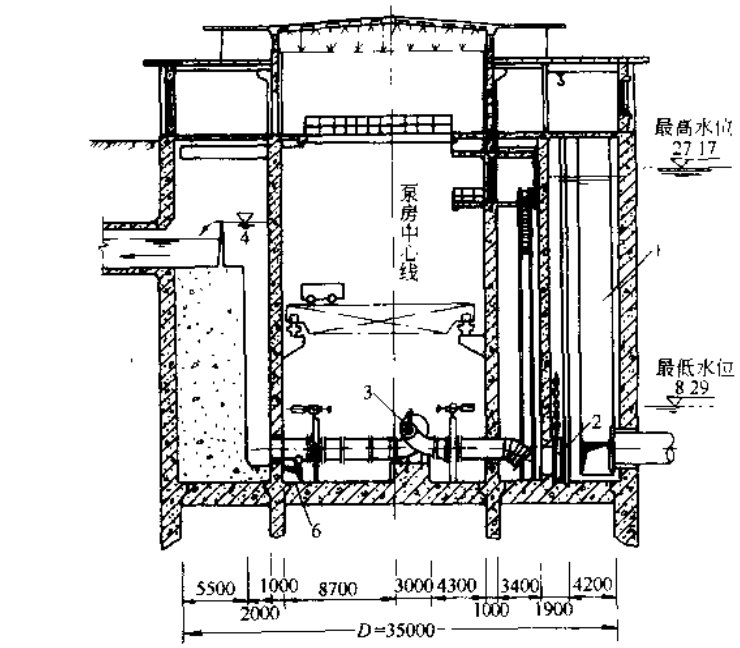
(3) 安装立式轴流泵或混流泵的取水泵房：

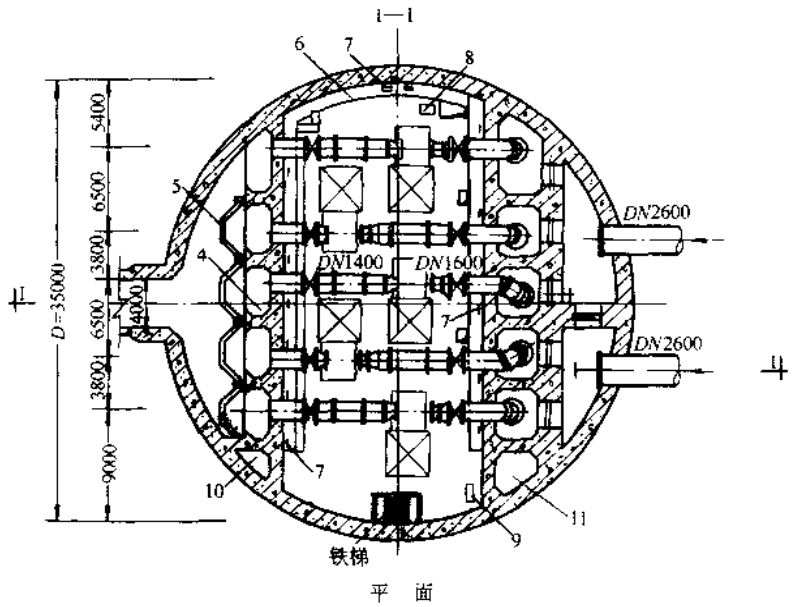
1) 图 5-4 为安装轴流泵的取水泵房布置。

2) 图 5-5 为安装混流泵的圆形泵房布置。

3) 图 5-6 为安装混流泵的矩形泵房布置。

(4) 安装大型潜水泵的取水水泵房：见图 5-7 为安装潜水泵的矩形泵房布置。





平 面

图 5-2 安装卧式离心泵的圆形取水泵房

1—进水间；2—闸门；3—湘江 56—28 卧式离心泵；4—出水竖井；5—溢流堰；6 风道；7—风管；8—排水泵；9—排水管；10 电缆通道；11—电梯间

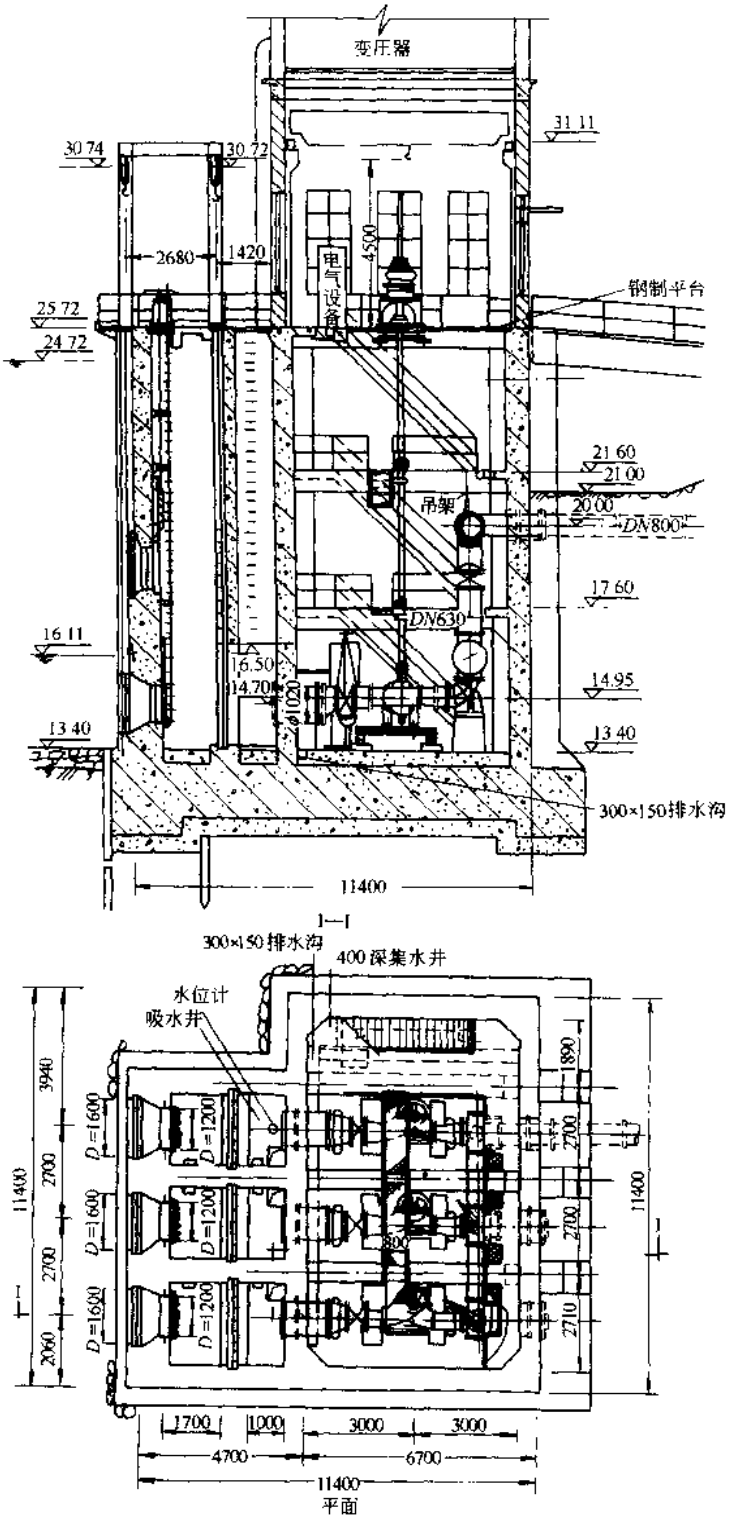


图 5-3　安装立式离心泵的取水泵房

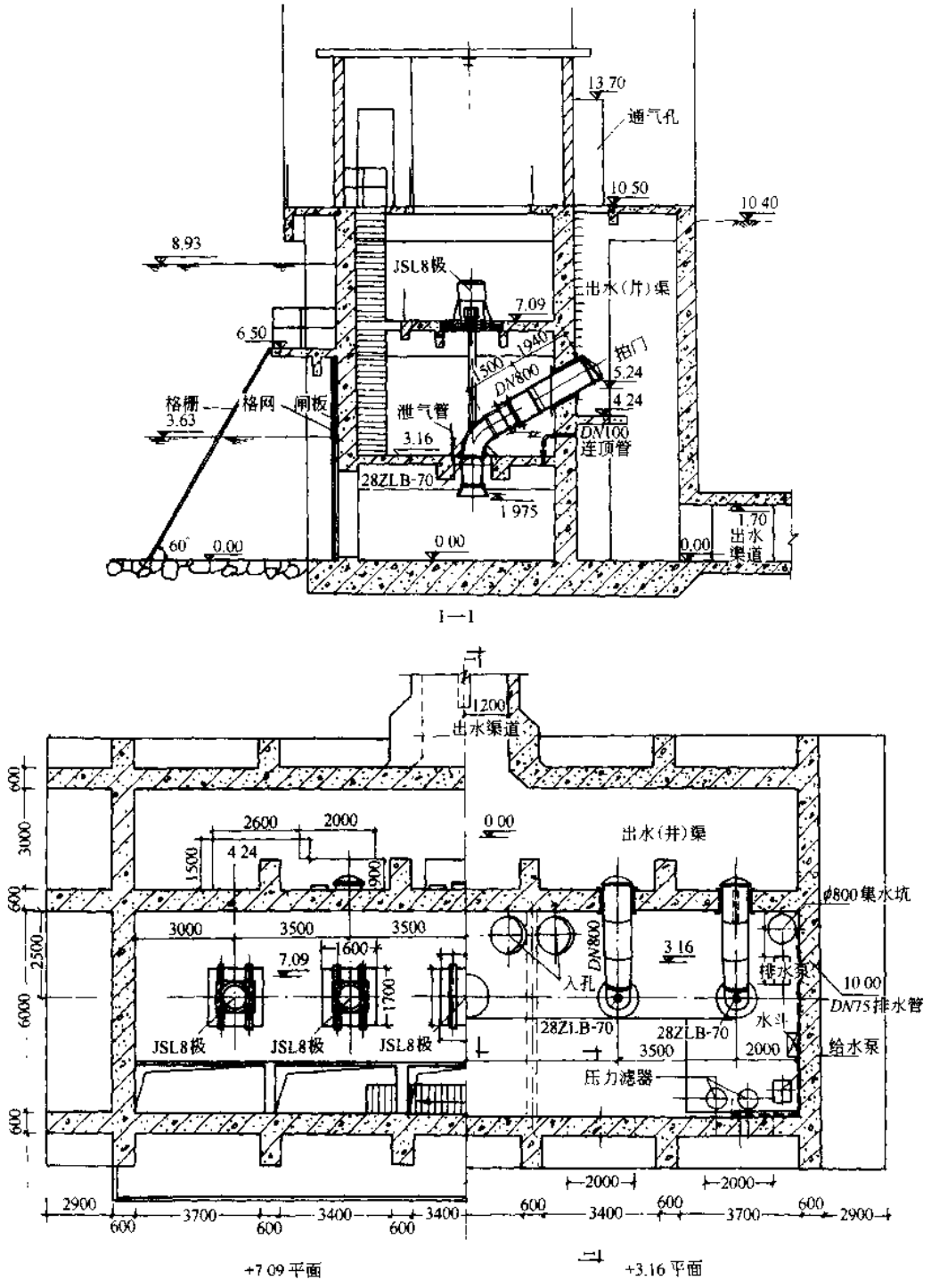
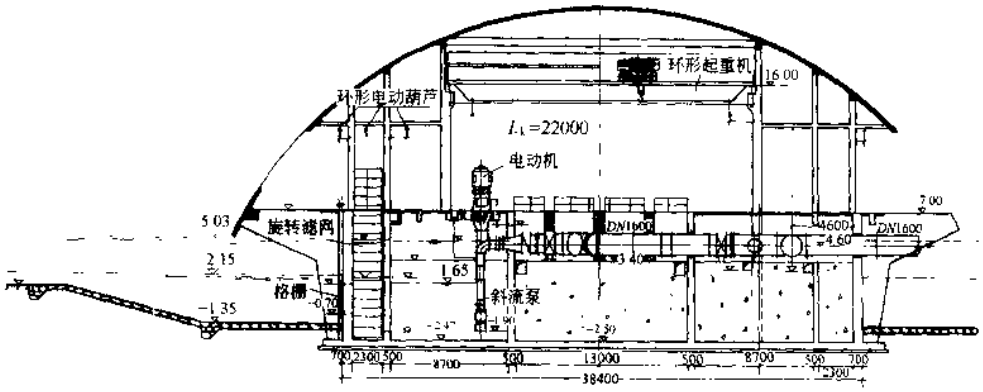


图 5-4 安装轴流泵的取水泵房



1－1

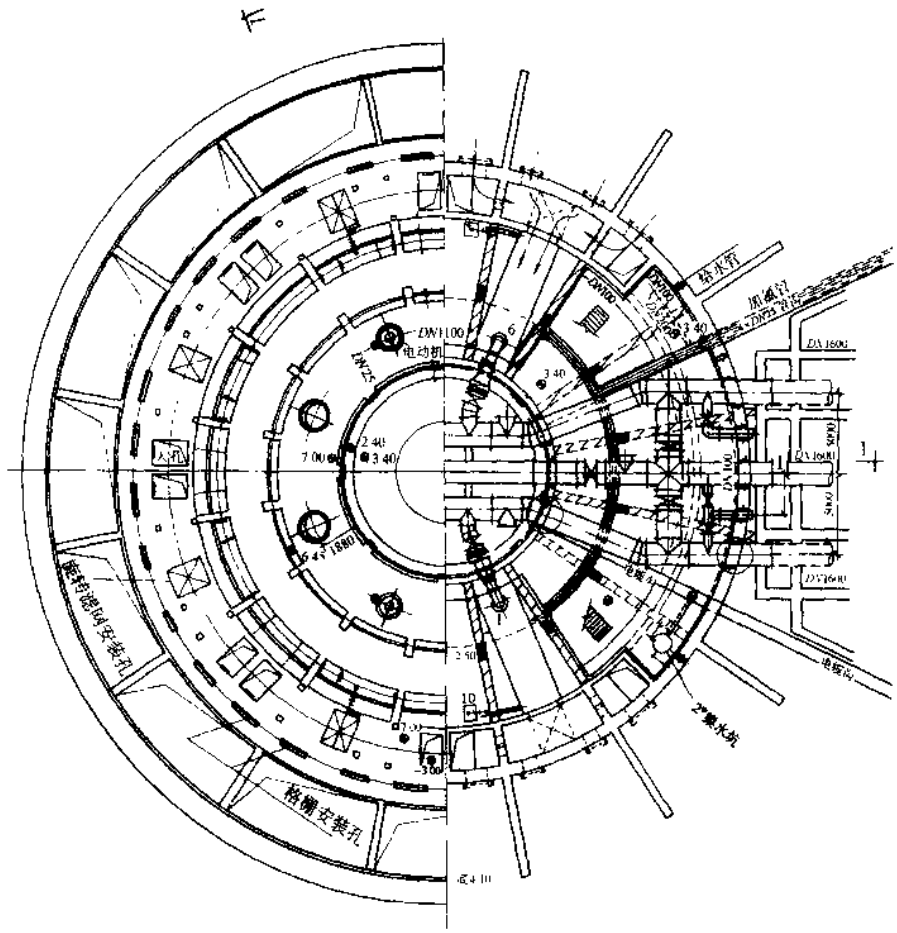


图 5-5　安装混(斜)流泵的圆形泵房布置

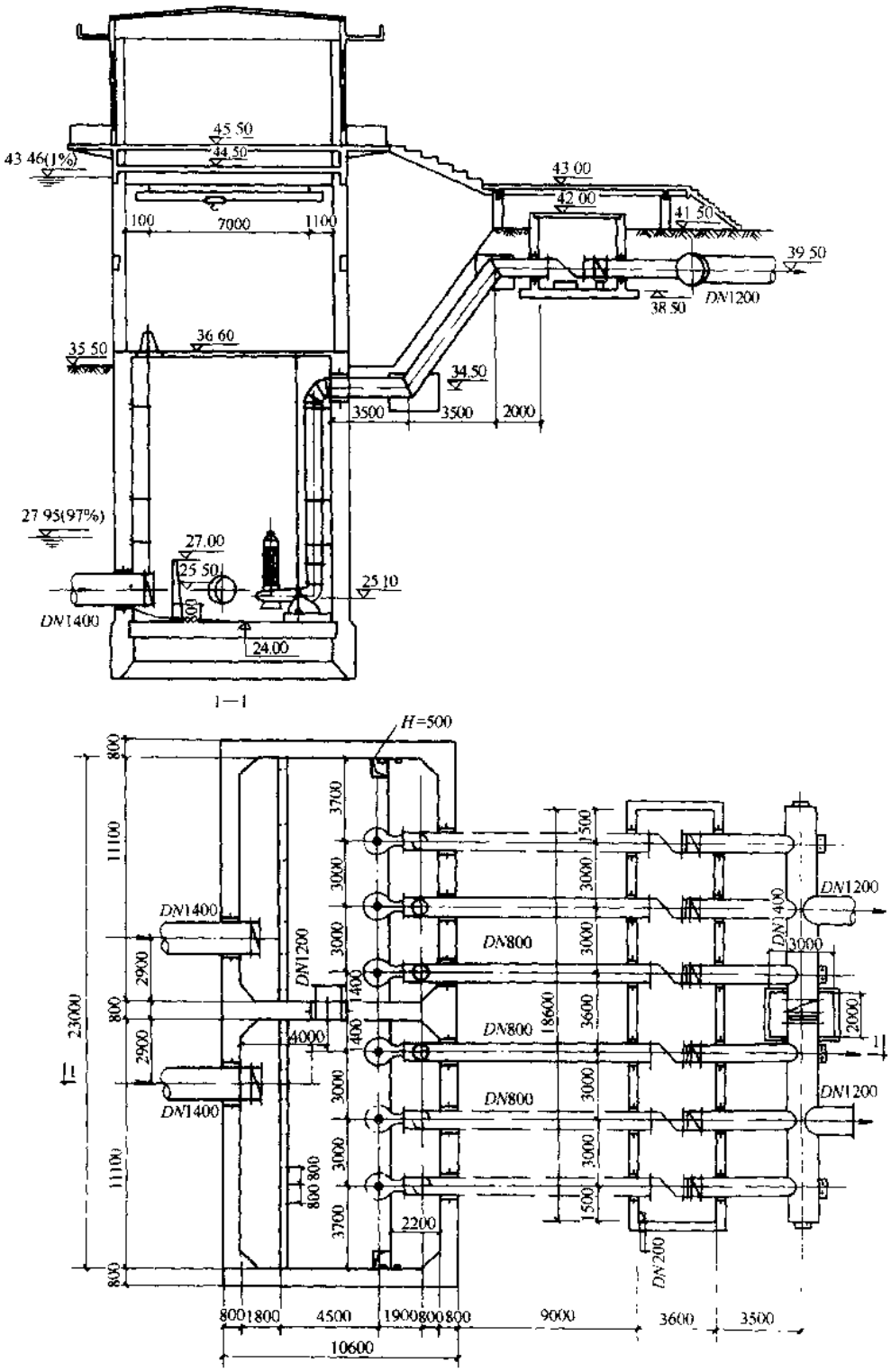


图 5-7 安装大型潜水泵的取水泵房

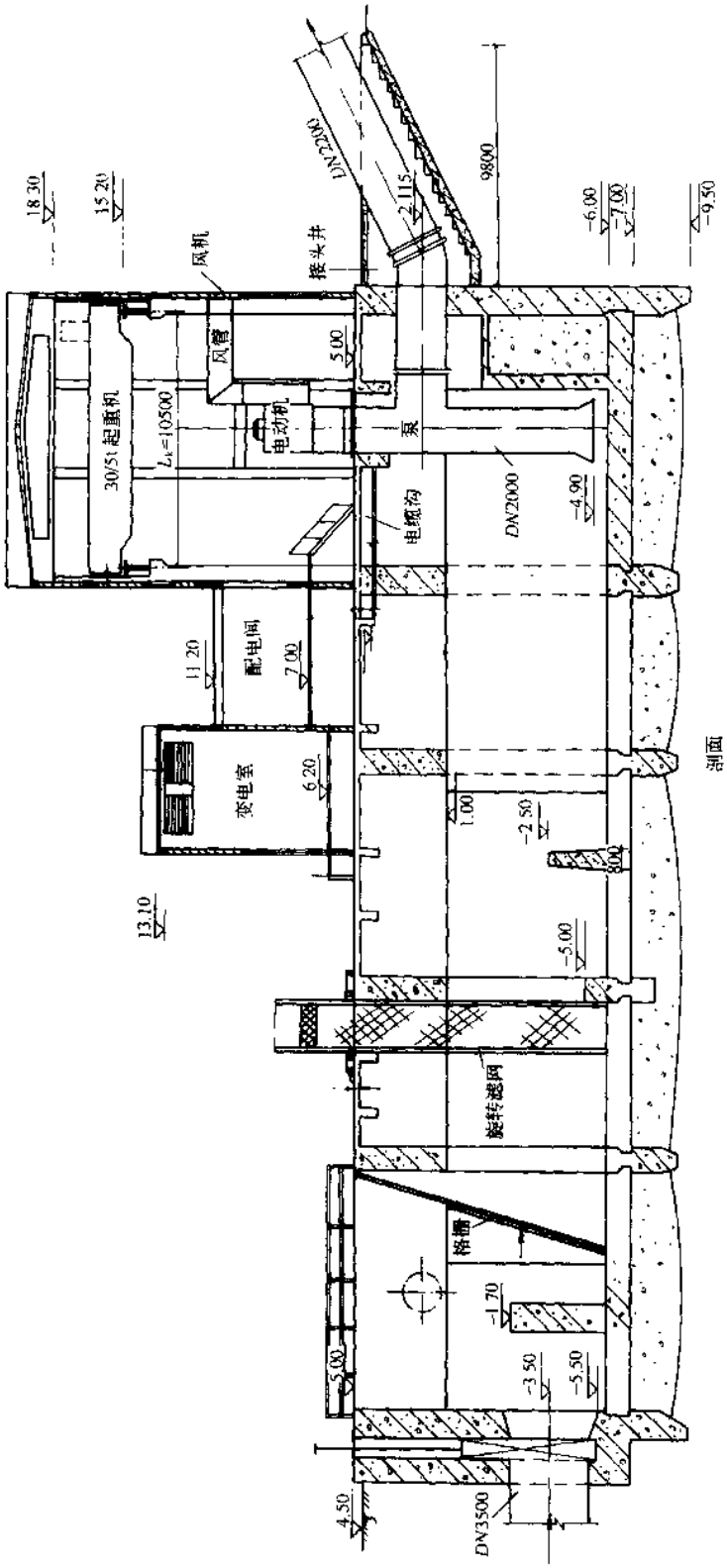
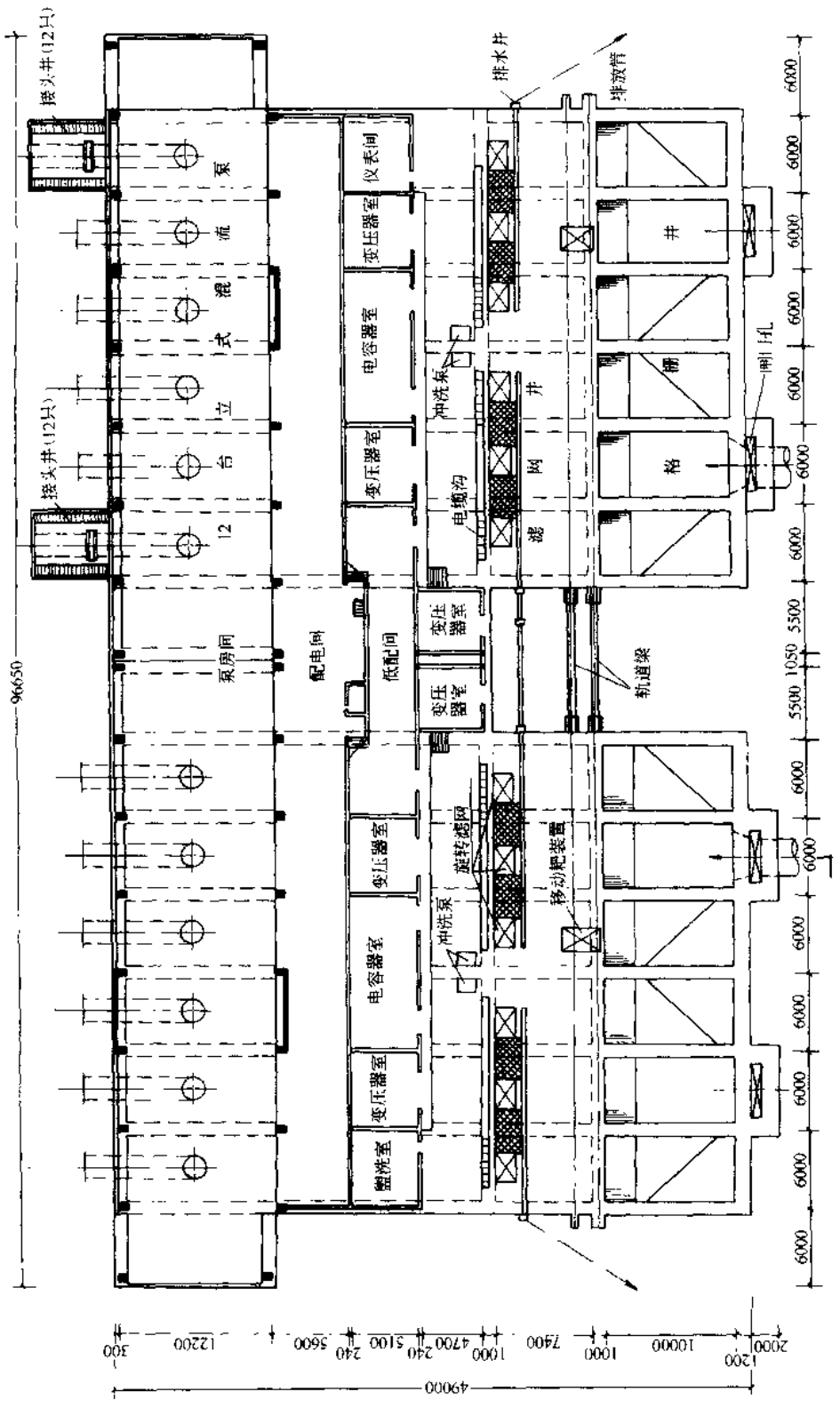
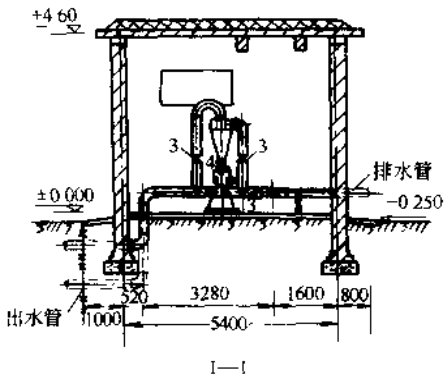


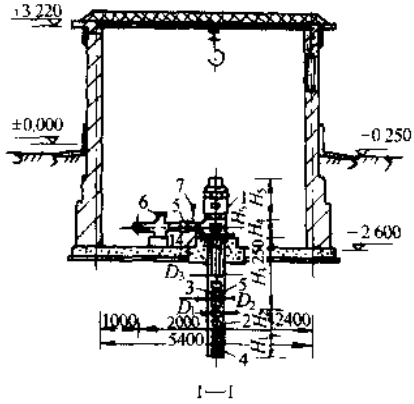
图 5-6　安装混流泵的矩形泵房(一)

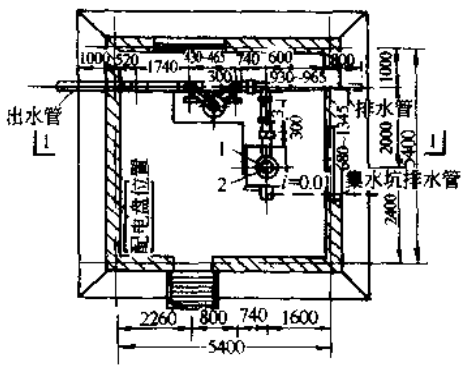

接头井(12只)
接头井(12只)
泵房间
配电间
低配间
变压器室
电容器室
变压器室
仪表间
变压器室
电容器室
变压器室
蝶阀室
冲洗泵
旋转滤网
冲洗泵
电缆沟
滤网井
移动耙装置
轨道梁
排水井
排放管
井
栅
格
闸门机
96650
6000
5500
1050
5500
6000
6000
6000

5.1.2.2　深井泵房

深井泵房编有标准设计图集《给排水标准图集》94S651(一)～(六)，其地面式与半地下式深井泵房布置见图 5-8、9。







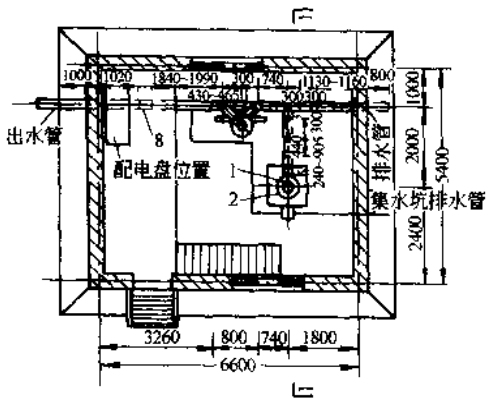


图 5-8　地面式深井泵房
1—电动机；2—水泵；
3—对夹式电动蝶阀；4—旋流立式除砂器

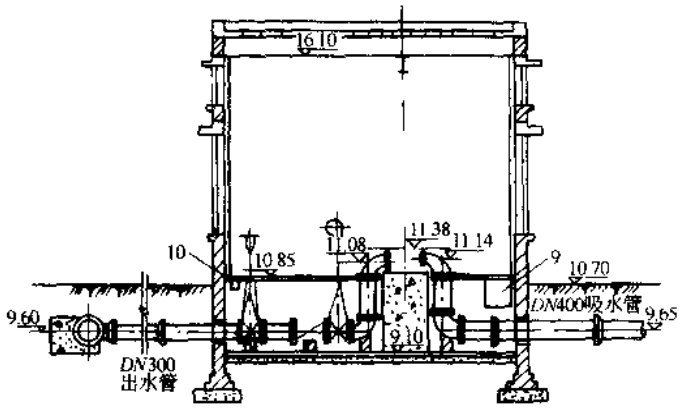
图 5-9　半地下式深井泵房
1—电动机；2—水泵；3—扬水管；4—滤管；5—测水位管；6—微阻缓闭止回阀；7—压力计；8—水平螺翼式水表

5.1.2.3　供水泵房

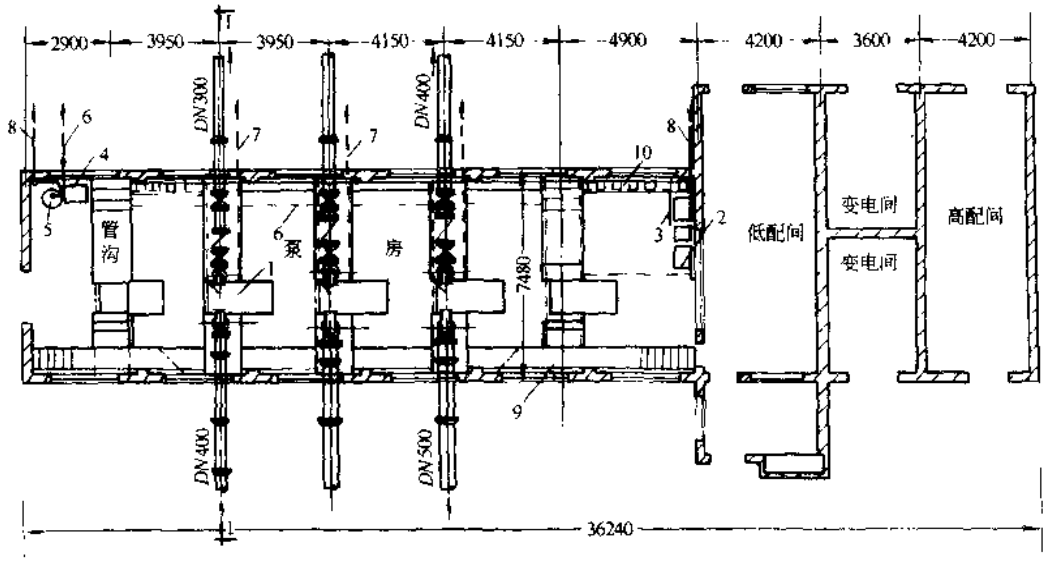
中小型水厂的供水泵房，通常选用具有较大允许吸上真空高度(H_s)的水泵，尽量使泵房布置成地面式，以节约投资和方便运行管理，见图 5-10。如水泵吸水水位较低或水泵允许吸上真空高度(H_s)较小，以及需采用自灌式启动的水泵时，泵房常布置成半地下式。图 5-10为不设管沟的半地下式泵房；图 5-11 为设有管道层的半地下式泵房。

5.1.2.4　净水厂排水泵房

许多净水厂内均设有排水泵房，用于厂区排水、滤池冲洗废水收集回用或污泥脱水等系统，常采用轴流泵和潜水泵。图 5-12 为轴流泵及圆形集水池泵房；图 5-13 为矩形集水池潜水泵布置。



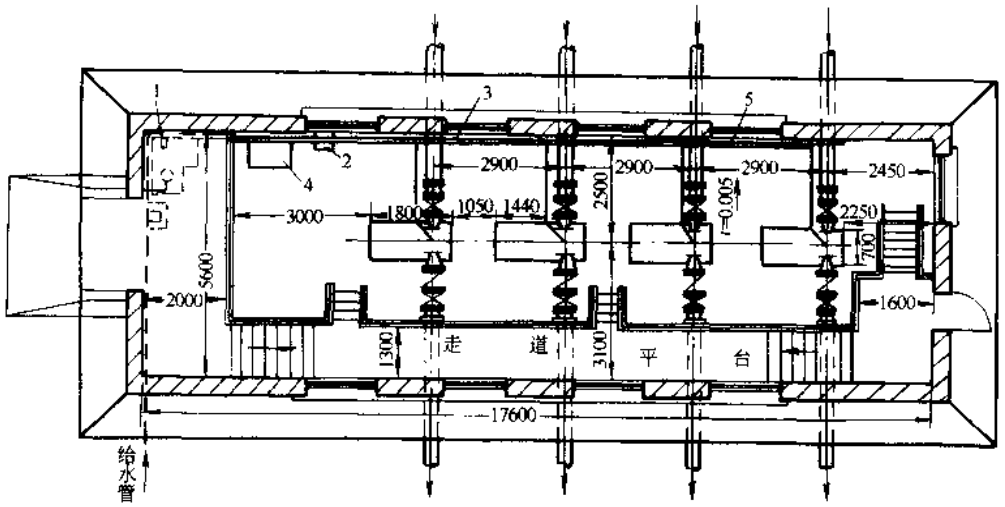
I—I



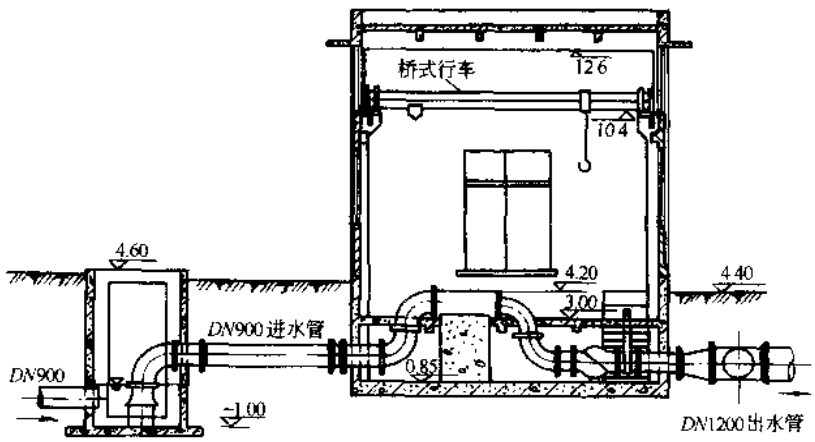
平面

图 5-10 地面式泵房

1—卧式离心泵及电动机；2—真空泵；3—真空管；4—排水泵；5—集水坑；6—*DN*80 排水管；7—*DN*25 排水管；8—给水管；9—动力电缆沟；10—控制电缆沟



(a)



(b)

图 5-11　半地下式泵房

(a)无管沟;(b)有管道层

1—真空泵;2—集水坑;3—排水沟;4—排水泵;5—真空管线

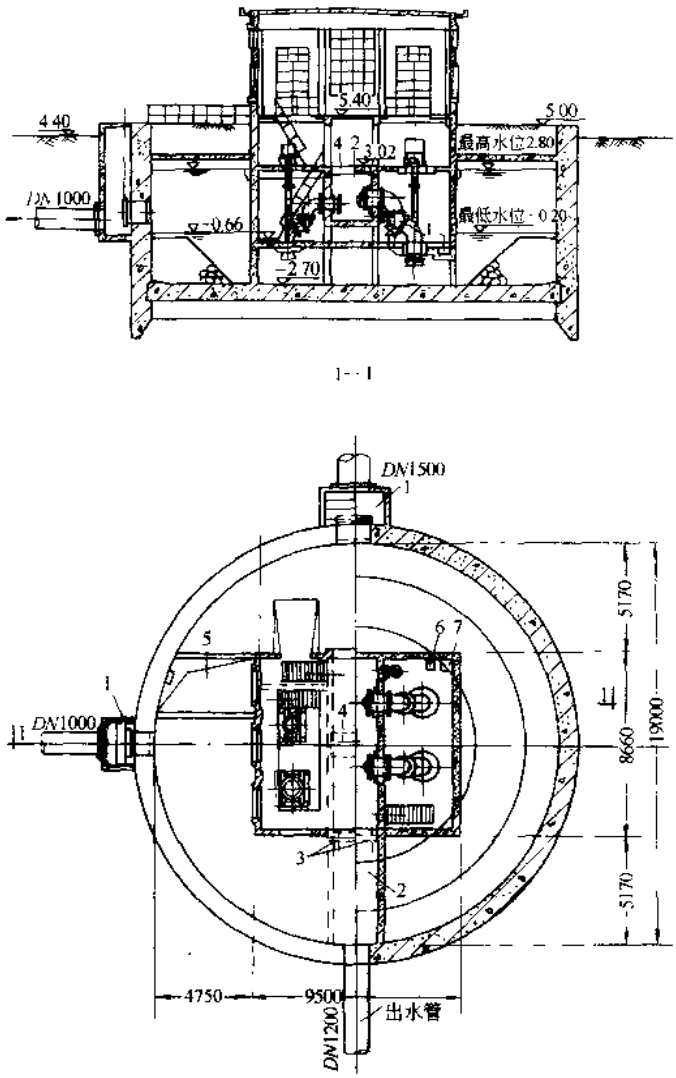


图 5-12 轴流泵及圆形集水池泵房

1—进水闸门井；2—出水压力渠道；3—透气管；4—人孔；5—检修孔；6--排水泵；7 集水坑

5.1.2.5 加压泵房及调节泵房

加压泵房及调节泵房的布置，一般与供水泵房的布置无大的差别。由于加压泵房可利用进水管的压力，故一般都布置成地面式；调节泵房则需根据调节水池的埋深，确定泵房为地面式或半地下式。

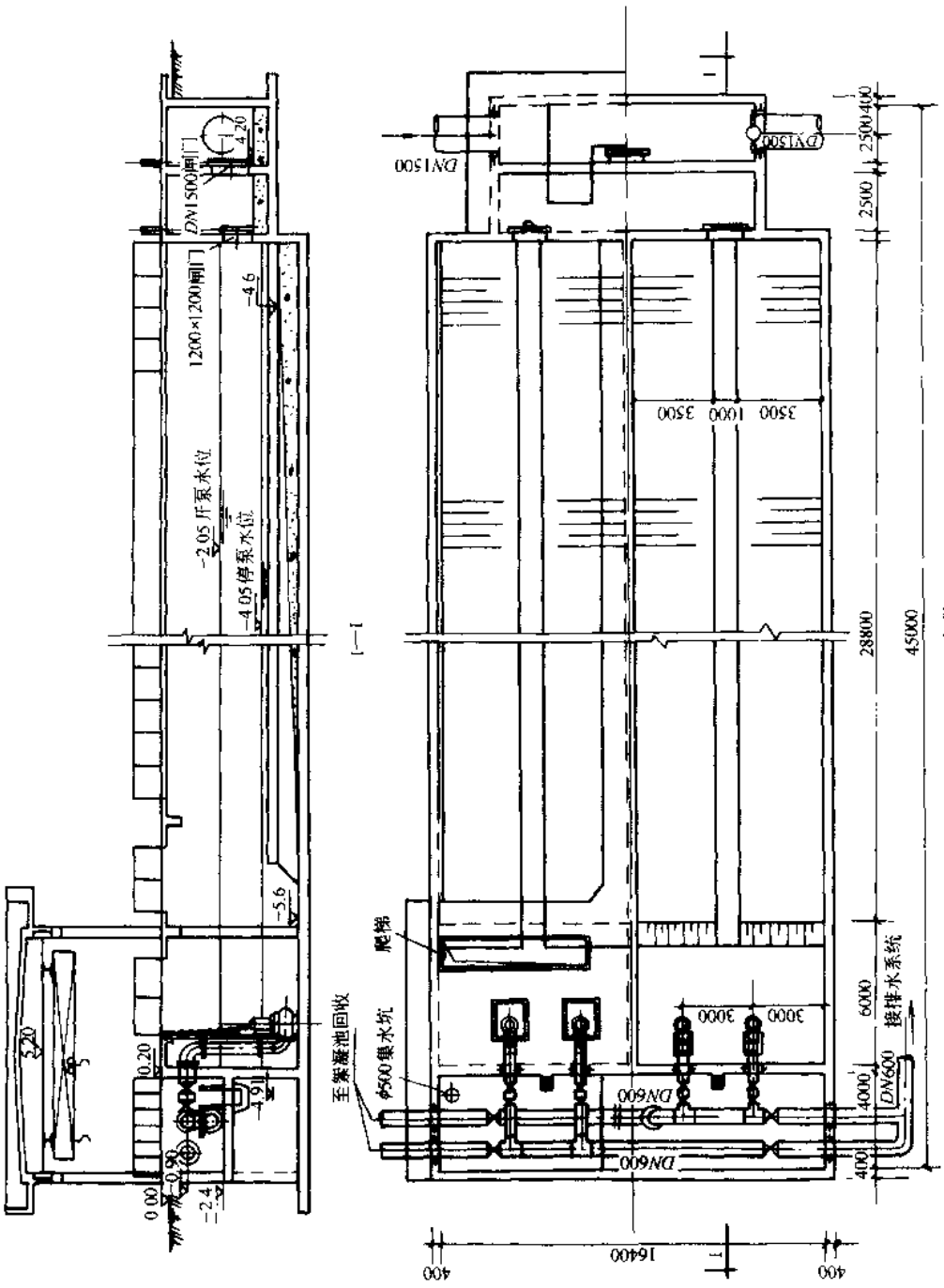


图 5-13　矩形集水池潜水泵布置

5.2 水 泵 选 择

5.2.1 常用给水水泵

5.2.1.1 水泵基本类型

泵的种类繁多，性能范围广泛。给水泵站的主泵常采用叶片式水泵。叶片式水泵有3种基本泵型，即离心泵、轴流泵和混流泵，其分类如下。

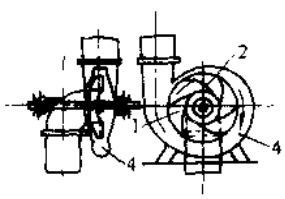
- 水泵分类
  - 离心泵
    - 卧式离心泵
      - 单吸式离心泵（单级离心泵 / 多级离心泵）
      - 双吸式离心泵
    - 立式离心泵
      - 单吸式离心泵
      - 双吸式离心泵
  - 轴流泵
    - 立式轴流泵
    - 卧式轴流泵
      - 轴伸式轴流泵
      - 贯流式轴流泵
      - 猫背式轴流泵
      - 电机泵
    - 斜式轴流泵
  - 混流泵
    - 卧式混流泵
    - 立式混流泵
      - 导叶式混流泵
      - 蜗壳式混流泵
  - 潜水泵
    - 离心式潜水泵
    - 轴流式潜水泵
    - 混流式潜水泵

有关各类水泵的规格、型号、特性曲线和安装尺寸详见给水排水设计手册第11册《常用设备》和《给水排水设计手册·材料设备》（续册）第2册，以及相关的更新产品样本。

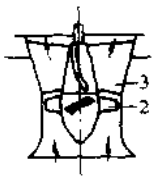
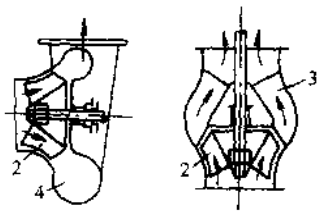
5.2.1.2 水泵结构特点与安装

各类水泵的基本构造与特性见表5-3。

水泵结构特点及安装条件　　表5-3

泵类	叶轮内流态及图示	特　点	安装条件
离心泵	离心泵是一种通过叶轮高速转动，产生离心力而使液体的压能、位能和动能得到增加的机具。水在蜗形泵壳中，被甩成与泵轴成切向流动，使叶轮中心形成真空，在大气压作用下，水被吸入泵内。除部分大型立式水泵外，一般水泵具有允许吸上真空高度  	1. 是给水工程中广泛采用的一种水泵 2. 流量、扬程的适用范围广 3. 结构简单，体型轻便，效率较高，但流量很小时，效率较低 4. 离心泵主要有卧式及立式，单吸及双吸、单级及多级等 5. 除离心式杂质泵外，一般离心泵仅适宜于输送清水 6. 起动前必须预先充水	可利用离心泵的允许吸上真空高度，提高水泵安装标高，减小泵房埋深，节约土建造价。但启动时要求叶轮灌水或真空引水

续表

泵类	叶轮内流态及图示	特　点	安装条件
轴流泵	轴流泵叶轮转速较低，叶轮中液体围绕泵轴螺旋上升，在导叶作用下将水流转为轴向流动  	1. 轴流泵适用于低扬程，大流量，常用于取水泵房、排水泵房 2. 一般为立式，泵构造简单、紧凑、安装占地面积小 3. 一般与立式电动机配套，电动机安装在泵房上部电机层内，操作条件好；也可配用卧式电动机，采用水平安装或倾斜安装 4. 适用于抽吸清水或物理化学性能与之相类似的其他液体	叶轮必须具有一定的淹没水深，泵房埋深较大
混流泵	混流泵亦为低转速泵 叶轮的出水缘相对水泵轴呈倾斜，水流介于径向和轴向流动，立式导叶形泵偏向轴向，卧式蜗壳形偏向径向  (a)　(b)	1. 混流泵适用于中、低扬程、大水量的给水工程，扬程较轴流泵高，性能较好；近年来应用发展较快 2. 流量大于同尺寸的离心泵，小于轴流泵；扬程高于同尺寸的轴流泵，低于离心泵 3. 有类似于轴流泵的立式导叶式混流泵采用立式电动机；有类似于离心泵的卧式蜗壳式混流泵，可采用立式电动机亦可采用卧式电动机 4. 抗气蚀性能和效率较轴流泵高	长轴立式混流泵安装条件相似于轴流泵；卧式蜗壳形相似于离心泵

注：表内图中1—叶轮；2—叶片；3—导叶；4—泵壳
(a)卧式蜗壳轮；(b)立式导叶轮

5.2.1.3　水泵的比转数及特性曲线

不同类型水泵的比转数及特性曲线特点见表5-4。

5.2.1.4　水泵主要参数

水泵的参数主要有：流量、扬程、允许吸上真空高度或必需汽蚀余量、转速、效率、轴功率、比转数等。

(1) 轴功率及动力机功率：

1) 水泵轴功率计算公式为

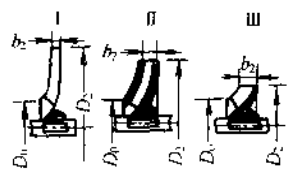
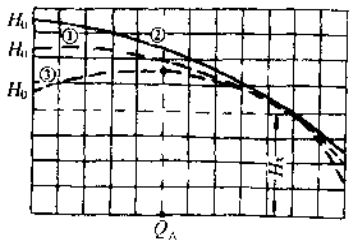
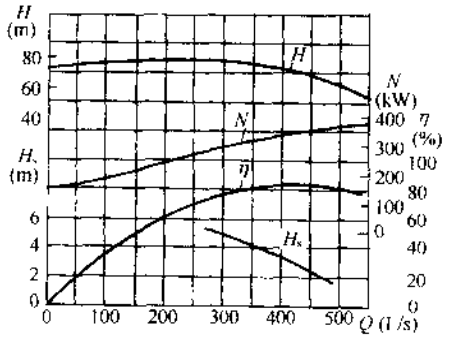
$$N=\frac{\gamma QH}{102\eta}\quad(\mathrm{kW}) \tag{5-1}$$

2) 所需动力机之额定功率为

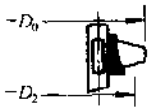
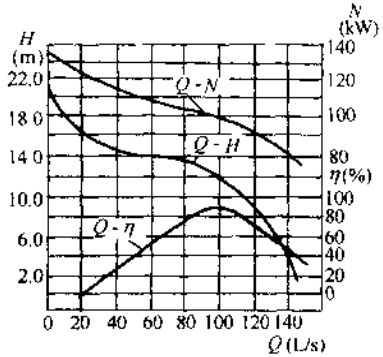
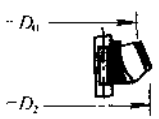
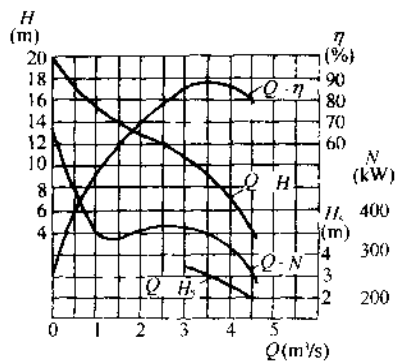
$$N'=KN\quad(\mathrm{kW}) \tag{5-2}$$

式中　γ——水的容重($\mathrm{kg/m^3}$)；

水泵的比转数及特性曲线 表 5-4

泵类	比转数与叶轮(片)	特性曲线示意	特　点	启动及调节
离心泵	1. 低比转数($35<n_s<80$)，为小流量高扬程： $\frac{D_2}{D_0}=2.5\sim3.0$ 2. 正常比转数($80<n_s<150$)为一般流量和扬程： $\frac{D_2}{D_0}\simeq2.3$ 3. 高比转数($150<n_s<300$)，为较大流量较低扬程： $\frac{D_2}{D_0}=1.8\sim1.4$ 	 	1. Q-H 特性曲线一般较平缓，但亦可分三种类型： ① 为较平坦曲线：流量 Q 变动较大时 H 变化不大，适用于供水泵房等 ② 为下降型曲线：H 变动较大而 Q 变动范围不大，适用于水位涨落较大的水源取水泵房 ③ 为有隆起的曲线：起始端工况不稳定，宜控制在 Q 大于隆起点后的工况运行 2. 流量与功率的 Q-N 曲线为连续上升：离心泵在关阀启动时的关死扬程 H_0 为设计工况的 1.1～1.3 倍，轴功率 N_0 仅为设计轴功率的 30%左右	1. 因关阀启动时的轴功率小，故离心泵一般采用关阀启动，但关阀启动的时间不宜过久，否则泵机迅速发热导致泵壳的热力变形 2. 改变特性曲线的方式可采用：改变水泵转速，改变叶轮直径等 3. ①、②两种连续下降特性曲线的水泵，工况较稳定

续表

泵类	比转数与叶轮(片)	特性曲线示意	特　点	启动及调节
轴流泵	高比转数($500<n_s<1200$)，为大流量低扬程： $\frac{D_2}{D_0}\approx 1.0$  	 	1. Q-H、Q-N 两特性曲线均呈陡降(尤其在小流量段)；并有转折拐点 关死扬程 H_0 为设计工况的 2 倍左右 2. Q-η 曲线有隆起点，上升和下降较陡，高效率的工况范围不大，且偏离高效点后，η 迅速下降 3. 在折拐点以左小流量运行时，将出现振动和噪声现象	1. 由于 Q-N 曲线陡降故轴流泵应在闸阀全启情况下启泵，以降低启动功率 2. 因高效区窄，故不能用闸阀调节 Q，需采用改变叶片装置角度来调节。轴流泵叶片有半调式和全调式两种 3. 在选型和操作中应避免泵在折拐点以左的小流量范围内工作，否则效率低，工况不稳定
混(斜)流泵	高比转数($300<n_s<500$)，为大流量低扬程与较低扬程。其扬程可较轴流泵高，近似高比转数的离心泵： $\frac{D_2}{D_0}=1.2\sim1.1$  	 	1. Q-H 特性曲线连续下降、但较轴流泵平缓；介于离心泵和轴流泵之间，工况较稳定 当 $Q_0=0$，关死扬程 H_0 为设计工况的 1.5～1.8 倍 2. Q-N 曲线较为平缓，接近离心泵时 Q-N 曲线缓步下升；接近轴流泵时 Q-N 曲线亦为下降形，但较轴流泵平缓 3. Q-η 接近离心泵，高效率工况段较轴流泵宽	1. 当 Q-N 曲线为下降形时，宜开阀或部分开阀启动；当 Q-N 曲线平缓或平缓上升型，也可关阀(小型泵)或部分开阀(大、中型泵)启动 2. 类似离心泵的蜗壳式混流泵宜按离心泵方式调节；类似轴流泵的立轴导叶式混流泵，可按轴流泵方式调节

Q 水泵的流量(m^3/s)；

H 水泵的总扬程(m)；

η——水泵的效率，即有效功率与轴功率之比值(%)；

K——动力机的超负荷安全系数，可参照表 5-5，一般取 1.1～1.05。

由水泵轴功率而定的 K 值 表 5-5

水泵轴功率(kW)	1～2	2～5	5～10	10～25	25～60	60～100 以上
K	1.7～1.5	1.5～1.3	1.3～1.25	1.25～1.15	1.15～1.1	1.1～1.05

(2) 允许吸上真空高度及必需汽蚀余量：

1) 允许吸上真空高度 H_s：

①允许吸上真空高度 H_s 是指水泵吸入口处允许低于标准大气压的数值(又称为真空计示吸水高度)，即水泵在标准状况(水温为 20℃，水表面为标准大气压)运行时，所允许的水泵最大吸上真空高度，单位为(m)。

② 按实际装置所需的真空吸上高度为$[H_s]$，若$[H_s]>H_s$ 将发生汽蚀。

2) 汽蚀余量 NPSH：

①汽蚀余量区分为泵必需汽蚀余量 NPSHR 或$(NPSH)_r$(又称需要的净正吸入水头)，和泵装置可用汽蚀余量 NPSHA 或$(NPSH)_a$(又称可利用净正吸入水头)：

ⅰ. NPSHR 指水泵进口处为避免泵内发生汽蚀，单位重量液体所应具有的超过饱和蒸汽压力的富裕能量，单位为(m)，它由泵制造厂确定，并在泵样本中给出。

ⅱ. NPSHA 是指泵装置本身所具有的汽蚀余量，它是由泵站水源条件和泵站设计所确定。

ⅲ. 若 NPSHA<NPSHR，泵将发生汽蚀。

② 原先泵样本、资料中的汽蚀余量"Δh"已不再使用，统一改用$(NPSH)_r$、NPSHR 表示。

3) 允许吸上真空高度(m)与必需汽蚀余量(m)的关系：

H_s 与 NPSHR 间可按式(5-3)换算：

$$NPSHR=H_g-H_z+\frac{v_1^2}{2g}-H_s \tag{5-3}$$

式中 H_g —— 水泵安装地点的大气压力(mH_2O)，其值与海拔高程有关见表 5-6；

H_z——液体相应温度下的饱和蒸汽压力水头(m)，其值与水温有关见表 5-7；

v_1——水泵吸入口流速(m/s)；

H_s——水泵样本中给出的最大允许吸上真空高度(m)。

不同海拔高程的大气压力 表 5-6

海拔高程(m)	-600	0	100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000	1500	2000	3000	4000	5000
大气压力 H_g (mH_2O)	11.3	10.3	10.2	10.1	10.0	9.8	9.7	9.6	9.5	9.4	9.3	9.2	8.6	8.4	7.3	6.3	5.5

不同水温时的饱和蒸汽压力 表 5-7

水温(℃)	0	5	10	15	20	30	40	50	60	70	80	90	100
饱和蒸汽压力 H_z (mH_2O)	0.06	0.09	0.12	0.17	0.24	0.43	0.75	1.25	2.02	3.17	1.82	7.14	10.33

(3) 比转数：

1) 比转数 n_s 是叶片泵叶片的相似特征值见表 5-4。

2) 水泵叶轮的主要尺寸比例、叶轮的允许车削值和水泵的允许吸上高度等，都与比转数有关。

3) 比转数相当于某一(标准)叶轮的转数，此标准叶轮与选用叶轮呈几何相似，且当流量为 0.075m³/s 和扬程为 1m 时的功率为 0.746kW。

4) 计算比转数的公式为

$$n_s=3.65n\frac{\sqrt{Q}}{H^{3/4}} \tag{5-4}$$

式中　Q—— 水泵流量(m³/s)，当水泵为双侧进水时，以 $\frac{Q}{2}$ 计；

H—— 水泵扬程(m)，对于多级泵，以 $\frac{H}{i}$ 代入，i 为级数；

n——水泵转速(r/min)，当水泵转速 n 一定时，同样流量的水泵，n_s 越大，扬程越低；同样扬程的水泵，则 n_s 越大，流量越大。

(4) 流量、扬程、功率和转速间的变速计算关系：

1) 水泵转速变化时，其流量、扬程和轴功率按以下比例律改变：

$$\frac{Q}{Q_1}=\frac{n}{n_1} \tag{5-5}$$

$$\frac{H}{H_1}=\left(\frac{n}{n_1}\right)^2 \tag{5-6}$$

$$\frac{N}{N_1}=\left(\frac{n}{n_1}\right)^3 \tag{5-7}$$

式中　Q、H、N——叶轮转速为 n 时，水泵的流量、扬程和功率；

Q_1、H_1、N_1——叶轮转速为 n_1 时，水泵的流量、扬程和功率。

2) 经调速的离心泵特性曲线变化见图 5-14。水泵经调速后，可使流量变化时仍处于较高效率范围内运行。

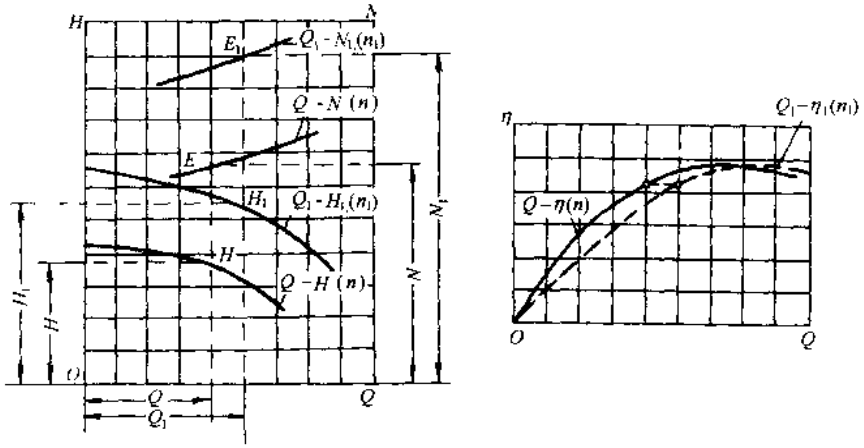


图 5-14　不同转速时的离心水泵特性

(5) 流量、扬程、功率和泵叶轮变径间的计算关系：

1) 为扩大水泵的应用范围，适应各种选泵要求，可采用切削叶轮来改变其工况。例如图 5-15 为 12Sh-9 型水泵采用不同叶轮直径时的特性曲线。

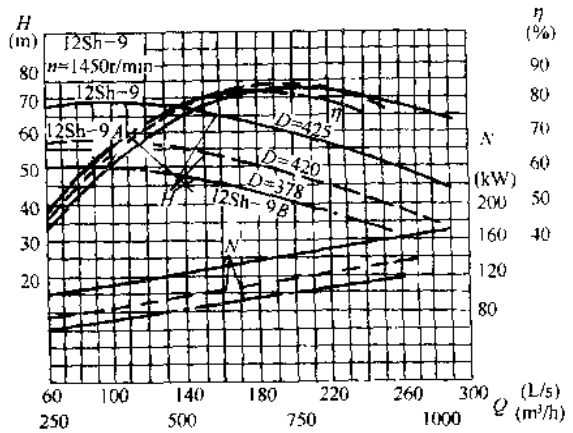


图 5-15 不同叶轮直径时的水泵特性曲线

2) 叶轮切削的水泵流量、扬程和功率可按以下比例律式计算：

$$\frac{Q}{Q_1}=\frac{D}{D_1} \tag{5-8}$$

$$\frac{H}{H_1}=\left(\frac{D}{D_1}\right)^2 \tag{5-9}$$

$$\frac{N}{N_1}=\left(\frac{D}{D_1}\right)^3 \tag{5-10}$$

式中 Q、H、N——叶轮未切削时水泵的流量、扬程和轴功率；

Q_1、H_1、N_1——叶轮切削后水泵的流量、扬程和轴功率。

3) 叶轮直径切削后，须使水泵仍处在高效率范围内工作，不同类型水泵各有一定的切削极限，其切削量与水泵比转数有关。其切削极限见表 5-8。

叶轮切削极限 表 5-8

水泵比转数	叶轮许可切削范围(%)	每切削 10%时，水泵效率的概略减少值(%)
40～120	20～15	1.0～1.5
120～200	15～11	1.5～2.0
200～300	11～9	2.0～2.5
300～350	9～7	
350 以上	0	

注：叶轮切削的最大值不应超过 20%。

5.2.2 运行工况和水泵选择

5.2.2.1 运行工况

(1) 设计流量和设计扬程：水泵的流量和扬程以及运行中流量和扬程的变化范围，都需

按照供水系统的要求而定。

1）设计流量：取水泵房以及送水泵房的最大设计流量按第2章的要求确定。泵房的设计，除了需满足最大流量时的扬程外，尚需考虑其他工况时的需要，特别要考虑经常供水流量时的水泵效率。

2）设计扬程：

① 取水泵房输水至净水厂时的水泵扬程 H（见图5-16）为

$$H=H_1+H_2-h_1+h_2 \quad (\mathrm{m}) \quad (5\text{-}11)$$

式中 H_1——水源最低水位与水泵基准面的几何高度(m)；

H_2——水泵基准面与净水构筑物水面的几何高度(m)；

h_1——吸水管路总水头损失(m)；

h_2——输水管路总水头损失(m)。

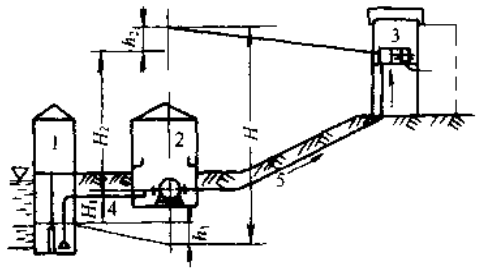


图5-16　输水至净水厂时的水泵扬程简图
1—集水井；2—取水泵房；3　净水构筑物；4—吸水管路；5—输水管路

计算时一般尚需考虑一定的富裕水头，但不宜过大，一般为1～2m。

② 送水至管网时的水泵扬程：

$$H=H'_1+H'_2+h_1+h_2+H_3 \quad (\mathrm{m}) \quad (5\text{-}12)$$

式中 H'_1——最低吸水水位与水泵基准面的几何高差(m)；

H'_2——水泵基准面与管网压力控制点的几何高差(m)；

H_3——管网控制点要求的自由水头(m)；

h_1、h_2同公式(5-11)。

计算时一般也需考虑一定的富裕水头。

③ 深井泵的扬程计算：深井泵的总扬程 H 按公式(5-13)计算，见图5-17。

$$H=H''_1+H''_2+h+\Sigma h \quad (5\text{-}13)$$

式中 H''_1——最低动水位至泵出口的高差(m)；

H''_2——泵出口到控制点（如水塔水面等）的高度(m)（几何输水高度）；

h——扬水管管路损失，根据深井泵样本选用（一般取每米扬水管0.03～0.05m）；

Σh——水泵出水口至控制点的总水头损失(m)。

选择深井泵时，宜再加上富裕水头一般可按10%考虑。

扬水管长度应根据滤水管及深井泵的安装要求确定。

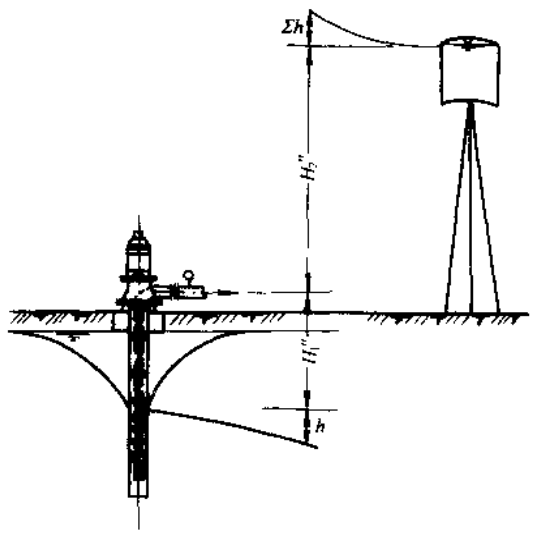


图5-17　深井泵扬程计算

(2) 管路特性曲线：

1) 管路特性曲线 Q-Σh 综合反映了水泵供水对象要求水泵提供的不同流量时的扬程关系，与水泵装置的进、出水管路的管径、长度、管壁粗糙度，管道布置联结方式，局部和沿程水头损失等因素有关。

2) 管路特性曲线以泵房的供水流量为横坐标，以要求的扬程为纵坐标。要求的扬程由几何高差和管路损失两部分组成，对不同作用的泵房，两部分的比例也不相同。设于水厂临近的取水泵房，要求扬程的变化主要由几何高差变化(取水水源水位的变化)引起。送水泵房的扬程(除地形高差较大的山区外)主要随管路损失的变化而变化。管路特性曲线的类型见图 5-18 。

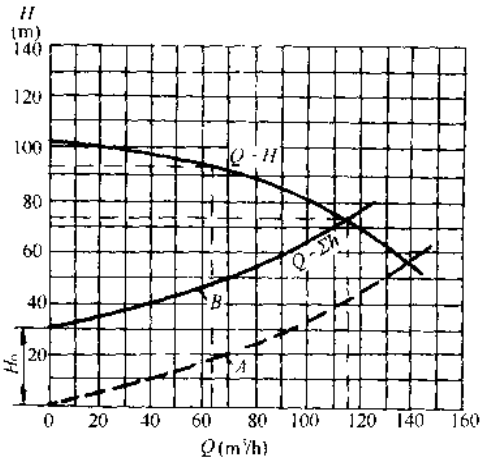


图 5-18 管路特性曲线

A 为管路摩阻损失；B 为有静扬程及管路摩阻损失

$$H' = H_0 + \Sigma h = H_0 + SQ^2 \tag{5-14}$$

式中 H'——要求的水泵总扬程(m)；

H_0——水泵吸水处水位与出水控制点水位的几何高差(m)；

Σh——水泵吸水管以及送水到控制点的沿线和局部阻力损失的总和(m)；

S——水泵工作扬程中总阻力损失的比阻(s^2/m^5)；

Q——泵房输水量(m^3/s)。

(3) 水泵特性曲线与运行工况：水泵实际工作的运行状况，既要满足管路特性曲线的需要，又要符合水泵的特性曲线。对于管路特性曲线与水泵特性曲线的交点，表示管道要求的扬程正好与水泵的工作扬程相一致。此交点即水泵的工况点。

1) 水泵并联运行的工作曲线：用几台相同或不同型号的水泵并联工作，可提高水泵运转的灵活性，降低电耗和提高供水的可靠性。

并联时水泵合成特性曲线绘制如下：

① 型号相同水泵的并联工作：二台水泵并联的合成特性曲线可按同一扬程(纵坐标)的单台水泵输水量(横坐标)加倍再把所得各点连接起来而组成的曲线。三台(或更多)水泵并联工作状况的确定方法和二台水泵并联工作状况的确定方法相同见图 5-19。

② 不同型号水泵的并联工作：图 5-19 为二台不同型号水泵的并联工作时合成特性曲线。当工作扬程大于 A 点时，性能曲线同第Ⅰ台水泵，只有当扬程小于 A 点时，第Ⅱ台水泵才能协同第Ⅰ台水泵并联工作。合成特性曲线应从点 A 开始，仍可按上述方法绘制，即把两条特性曲线上相当于同一扬程之点的横坐标加起来，并联成曲线。

③ 当供水量在一定流量范围变化时，水泵的实际工作曲线应如图 5-19 中 a—b—c—d—e—f 曲线所示，当供水量小于 b 点(Q_1)时，可开一台水泵；当供水量为 c—d($Q_1 \sim Q_{1-2}$)范围时，应开二台水泵；当供水量大于 e(Q_{1-2})时应开启三台水泵。因此，实际水泵的运行工况将形成一定形式的曲线。

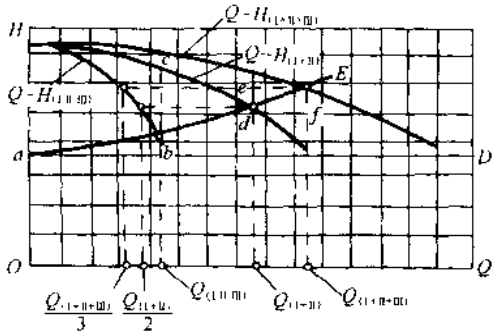


图 5-19　二台同型号水泵的并联工作

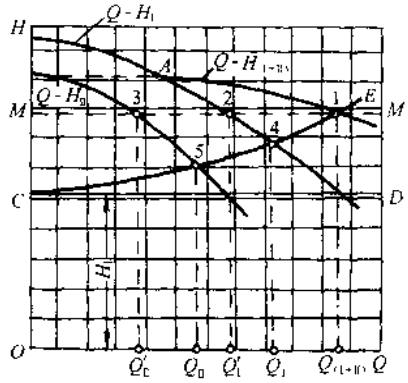


图 5-20　二台不同型号水泵的并联工作

2）水泵串联运行的工作曲线：

① 在绘制两台相同水泵串联工作的合成特性曲线时，要把单台水泵 Q　H 特性曲线按同一输水量（横坐标）的扬程（纵坐标）加倍进行绘制见图5-21。

H_0 相当于压水管路阀门关闭时两台水泵的串联工作。

点 A 是在给定管道特性曲线 C　E 时，一台水泵所能提供的最大流量，点 A_1 是同一管路特性曲线时，两台水泵串联所能提供的最大流量。当管路特性曲线为 C_1 - E_1 时，只有运行两台水泵才能满足供水要求。

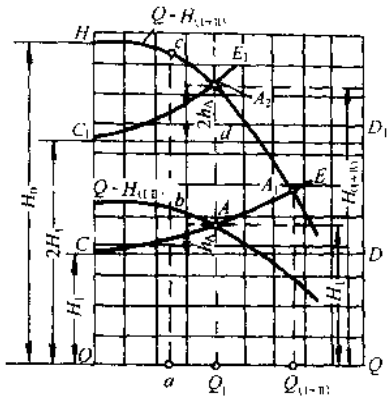


图 5-21　水泵串联时的合成特性曲线

② 两台不同水泵串联工作时，情况和上述类似。但是应注意：

ⅰ．两台水泵的流量应该相近，否则容量较小的一台会产生严重的超负荷。

ⅱ．串联在后面的水泵，构造必须坚固，否则易遭到损坏。

③ 水泵的串联工作决定于泵壳的设计强度，因此各种水泵串联工作的级数，须取得制造厂的同意。

两台串联的水泵按下述方法起动（见图 5-22），关闭阀门 1 和 2。起动水泵Ⅰ，当其扬程达到关死扬程后，开启阀门 1，在阀门 2 关闭的情况下启动第二台水泵。

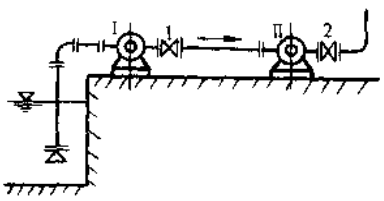


图 5-22　水泵串联工作简图

（4）水泵工况调节：在工程设计中，取水泵房的水泵需按最枯水位考虑；供水泵房的水泵需满足最高日最高时的流量和扬程需要，然而实际运行时，水源的水位变幅可能很大，并最高时水量的供水时间在全年仅占很少时间，因此需要考虑水泵的调节措施，以达到运行的经济。

采用多台水泵并联工作，可适应不同流量的变化，但机泵设置台数较多，启、停泵频繁，操作复杂，且水泵的效率常较低。

为使水泵供水符合要求的流量和扬程，也即使水泵的工作曲线与管路特性曲线一致，常

用的方法有：

1）阀门节流：用出水阀门节流是以往实际生产运行中采用较广泛的形式，即增加出水管路的阻力损失，改变 Q-Σh 管路特性曲线以符合相应出水量时的水泵扬程。该方法较为简便，但大量能量损耗于阀门损失，不经济，并导致阀门震动磨损，尤其是蝶阀（因一般要求蝶阀在全启情况下工作）。轴流泵根据其特性亦不宜用节流来调节。

2）更换叶轮或切削叶轮：水泵叶轮切削后，其特性曲线 Q-H 相应改变，因此在不同季节或时间，采用不同直径的叶轮，可使水泵特性曲线与管路特性曲线交点改变位置，即改变水泵运行工况。但经常更换叶轮对生产运行带来不便，通常是季节性的更换。

3）改变水泵转数：采用调速装置改变水泵的转数，可使水泵工作曲线符合管路特性曲线详见第 5.3.1 节。

水泵采用调速不仅可减少能量损失和提高水泵效率，而且有利于水泵启动和改善水泵的汽蚀现象，因此在给水泵站设计中得到较多的应用，特别适用于水位变幅大的取水泵房和总扬程中静扬程所占比例较小的送水泵房。

但是，水泵调速装置的费用较高，因此设计时必须进行详细的分析和经济比较。

4）改变叶片安装角度：采用改变叶片安装角度以改变水泵特性曲线（仅适用于叶片可调的轴流泵和混流泵）：

① 全调节的 ZLQ 型轴流泵和半调节的 ZLB 型轴流泵，其叶片可调范围最大为 $+8°\sim-4°$ 和 $+2°\sim-10°$，一般为 $+4°\sim-6°$，详见给水排水设计手册第 11 册《常用设备》和《给水排水设计手册·材料设备》（续册）第 2 册。

半调式叶片是借螺纹和定位销子将叶片固定在轮毂上，需停机后松开螺母，才能改变叶片角度。虽叶片可调角度有限，但结构比较简单，大多数轴流泵都做成半调式。

② 类似轴流泵的立轴导叶式 HL 型混流泵也有全调节和半调节型；类似离心泵的蜗壳式混流泵宜按离心泵改变转速的方法改变水泵性能。

5.2.2.2 水泵选择

（1）选泵原则：

1）选泵首先要满足最高时供水工况的流量和扬程要求；在平均流量时，水泵应在高效区运行；在最高与最低流量时，水泵应能安全、稳定运行。

所选水泵特性曲线的高效率范围应尽量平缓，以适应各种工况的流量和扬程要求。

对于特殊的工况，必要时可另设专用水泵来满足其要求（例如不设专用消防管道的高压消防制系统，为满足消防时的压力一般可另设消防专用泵）。

2）水泵选择必须考虑节约能源，除了选用高效率泵外，还可考虑运行工况的调节，详见第 5.2.2.1(3)、(4)节与第 5.3.2 节。

3）应考虑近远期结合，一般可考虑远期增加水泵台数或换装大泵。对于埋深较大的水源泵房，远期可采用更换水泵的方式，减少泵房面积。

4）水泵的台数及流量配比根据供水系统的运行调度要求、泵房的性质及规模、近远期结合方式等作综合考虑，并结合调速装置的应用进行多方案比较后确定。

（2）泵型与水泵特性：

1）对水源水位变幅大的取水泵房，或长距离引水、输水的泵房宜选用 Q-H 特性曲线陡峭型的水泵；流量变幅大的出水泵房，宜选用 Q-H 特性曲线平缓的泵型。

2）应优先选用国家推荐的系列产品和经过鉴定的产品。当现有产品不能满足泵站设计要求时，可设计新水泵。新设计的水泵必须进行模型试验或装置模型试验，经鉴定合格后方可采用。采用国外先进产品时，应有充分论证。

3）具有多种泵型可供选择时，应综合分析水力性能、机组造价、工程投资和运行检修等因素择优确定。条件相同时宜选用卧式离心泵。

4）多泥砂水源主泵选型，除符合以上规定外，还应满足下列要求，一般高浊度水源的取水泵房应选用低转速、耐磨的水泵：

① 应优先选用汽蚀性能好的水泵。尽可能选用允许吸上真空高度值大或必需汽蚀余量值小的泵，以提高水泵安装高度，减少泵房埋深，降低造价。

② 机组转速宜较低。

③ 过流部件应具有抗磨蚀措施。有条件时尚可在水泵内壳流道，叶轮表面涂敷耐磨涂料。

④ 水泵导轴承宜用清水润滑或油润滑。

（3）水泵台数：

1）工作泵台数：

① 一般宜尽量减少水泵台数，选用效率较高的大泵；但必须考虑运行调度方便，适当配置小泵，或采用调速运行水泵。当采用调速水泵时台数可相应减少。

② 工作泵台数宜为3～9台。流量变化幅度大的泵站，台数宜多；流量比较稳定的泵站，台数宜少。

通常取水泵房至少需设置工作水泵2台，送水泵房至少2～3台。

③ 并联运行的水泵，其设计扬程应接近，并联运行台数不宜超过4台。串联运行的水泵，其设计流量应接近，串联运行台数不宜超过2台，并应对第二级泵壳进行强度校核。

④ 尽可能选用同型号水泵；或扬程相近、流量大小搭配的泵。

2）备用机组：

① 备用机组数的确定应根据供水的重要性及年利用小时数，并应满足机组正常检修要求。

对于重要的城市供水泵站，工作机组3台及3台以下时，应增设1台备用机组；多于3台时，宜增设2台备用机组。

对于一般的城市供水泵房内可设一台备用泵，型号与泵房内最大一台水泵相同。

② 高含砂水源的取水泵房，由于叶轮磨损严重，维修频繁，故一般备用率较高，常按供水量的30%～50%设置备用泵。

③ 大型工矿企业应根据供水重要性及安全要求确定。

④ 对于多水源城市的供水，或建有足够调蓄水量高位水池时，亦可不设置备用泵。

5.2.3　水泵安装高度计算

5.2.3.1　离心泵

安装离心水泵的泵房，其水泵及吸水管的充水，有自灌式与非自灌式两种。

（1）对于大型水泵以及启动要求迅速的水泵和供水安全要求高的泵房，宜采用自灌式充水。采取自灌式充水，水泵轴心安装高度应满足水泵外壳顶点低于吸水井内的最低水位。

（2）离心水泵可利用允许吸上真空高度的特性，采用非自灌式充水，提高水泵的安装高度，节省泵房土建造价。采取非自灌式充水时，水泵轴线安装高度应满足公式（5-15）和式

(5-16)的要求，其布置见图 5-23。

$$Z_s=[H_s]-\left(\frac{v_1^2}{2g}+\Sigma h_s\right) \quad (\mathrm{m}) \tag{5-15}$$

$$Z_s=[H_s]-\frac{v_1^2}{2g}-\left[il+\Sigma\xi\frac{v^2}{2g}\right] \quad (\mathrm{m}) \tag{5-16}$$

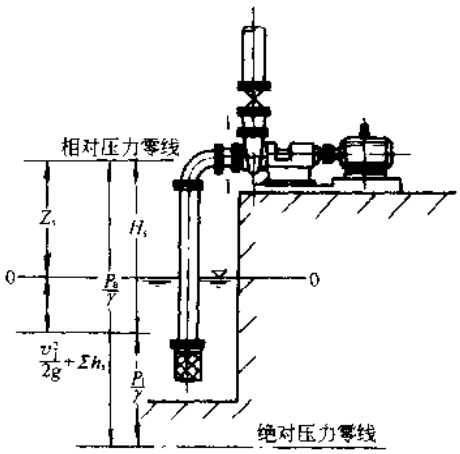


图 5-23 安装高度计算

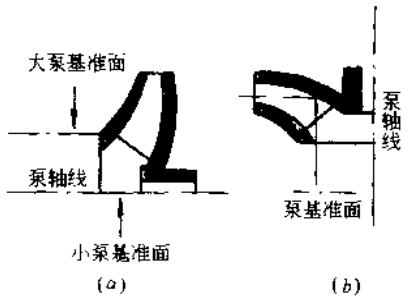


图 5-24 大型泵安装高度 Z_s
(a)卧式泵；(b)立式泵

式中 Z_s——吸水高度或淹没深度(泵轴中心或基准面与吸水处水面高差)(m)，大型水泵的安装高度 Z_s 值，应以吸水井水面至叶轮入口边最高点的距离来计算见图 5-24；

$[H_s]$——按实际装置所需的真空吸上高度(m)，若$[H_s]>H_s$ 将发生汽蚀，实际设计中为考虑安全一般采用，

$$[H_s]\leqslant(90\sim95)\%H_s$$

Σh_s——吸水管沿程及局部水头损失之和(m)；

i——管路沿程损失水力坡降(‰)；

l——管路长度(m)；

ξ——局部阻力系数；

v——吸水管中流速(m/s)；

v_1——水泵吸入口的流速(m/s)；

H_s——标准状况下，水泵样本中给出的最大允许吸上真空高度(m)；

1) 如水泵实际工况与标准状况不一致时，H_s 需按公式(5-17)修正为 H'_s，即

$$H'_s=H_s-(10.3-H_g)-(H_v-0.24)=H_s-10.06+H_g-H_v \tag{5-17}$$

式中 H'_s——修正后的允许吸上真空高度(m)；

H_g、H_v——同公式(5-3)，见表 5-6、7；

2) 如用真空表测定吸上真空高度时，应考虑到真空表设置位置，将其读数 H_v 折算到基准面值"H_s"见图 5-25。

"H_s"= $H_s \pm Y_s$

式中　Y_s — 真空表安装高度，真空表在基准面以上时 Y_s 取负值，反之为正值；

3）水泵允许吸上真空高度 H_s 值与水泵出水量有关，随水量增大而下降。因此设计水泵安装高度时应考虑水泵最大流量时的 H_s 值。

（3）轴流泵、混流泵、热水泵及大型立式离心泵等，叶轮安装高度要求处在一定的淹没水深下，此时，宜用汽蚀余量 NPSHR 来反映水泵的吸水性能。水泵的安装高度应满足式(5-18)：

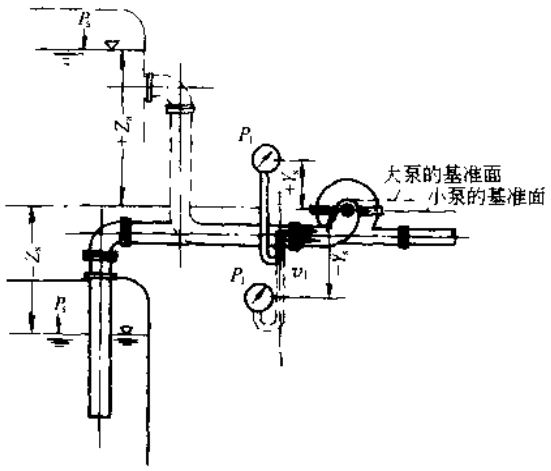


图 5-25　离心泵真空吸水性能与真空表安装位置示意

$$\text{NPSHA} = H_g - H_s - h_s \pm |Z_s| > \text{NPSHR} \tag{5-18}$$

式中　NPSHR — 水泵样本中给出的水泵汽蚀余量(m)；

NPSHA — 按水泵实际安装能提供的汽蚀余量(m)，若 NPSHA＜SHSHR 将发生汽蚀，在实际工程设计中为安全起见一般采用：

$$\text{NPSHR} \leqslant (0.4 \sim 0.6) + \text{NPSHA} \quad (\text{m})$$

Z_s — 当吸水处水位低于泵轴线时，Z_s 取[－]号；当吸水处水位高于泵轴线时，Z_s 取[＋]号；

H_g、H_s、h_s — 同式(5-15)、式(5-16)和式(5-17)。

如果提升的不是清水，而是高浊度水或其他液体时，汽蚀余量 NPSHR 需按公式(5-19)修正，

$$\text{NPSHR}' = \frac{\gamma}{\gamma'}\text{NPSHR} \tag{5-19}$$

式中　γ — 清水的密度(kg/L)；

γ' — 提升液体的密度(kg/L)；

NPSHR — 样本给出的汽蚀余量(m)；

NPSHR′ — 修正的汽蚀余量(m)。

5.2.3.2　轴流泵

轴流泵的产品样本均提供必需的气蚀余量 NPSHR 值，并规定叶轮淹没深度及吸入水槽等布置要求。

轴流泵必须在正水头下工作。其安装通常不进行计算，直接按产品样本规定设计。

5.2.3.3　混(斜)流泵

混(斜)流泵产品样本中提供的水泵吸水特性参数，有的采用允许吸上真空高度 H_s，有的采用必需气蚀余量 NPSHR，设计泵的安装高度时应予注意，一般情况为：

(1) 蜗壳式卧式混流泵类似离心泵具有允许吸上真空高度。

(2) 带导叶的立式混流泵类似轴流泵，叶轮应淹没水下，要求具有一定的淹没水深。

5.2.3.4 深井泵、井用潜水泵

(1) 深井泵：深井泵房标准设计按JC、JC/K及RJC深井泵进行编制见图5-26。采用此类深井泵时，必须注意井泵在水下的安装深度，使井泵叶轮处于动水位以下，一般为：深井泵的第一级叶轮在动水位下淹没水深不得小于1m，以2～3m为好；或将2～3个叶轮浸入动水位以下。

(2) 井用潜水泵：

图5-27为61～68系列井用潜水泵的安装示意。潜水泵出口(与扬水管连接处)应处于动水位以下一定水深。对不同型号水泵的淹没水深H要求差异较大，设计时应根据产品样本资料确定。

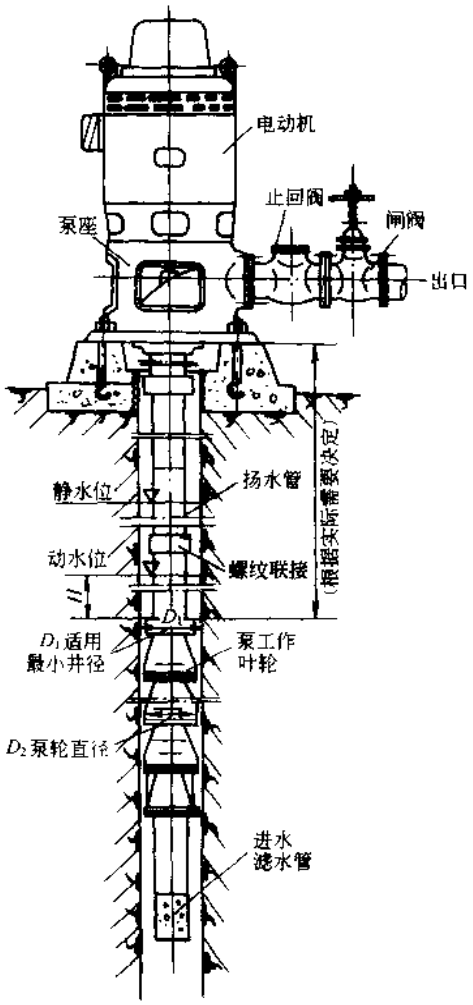


图5-26 JC型深井泵外形和安装

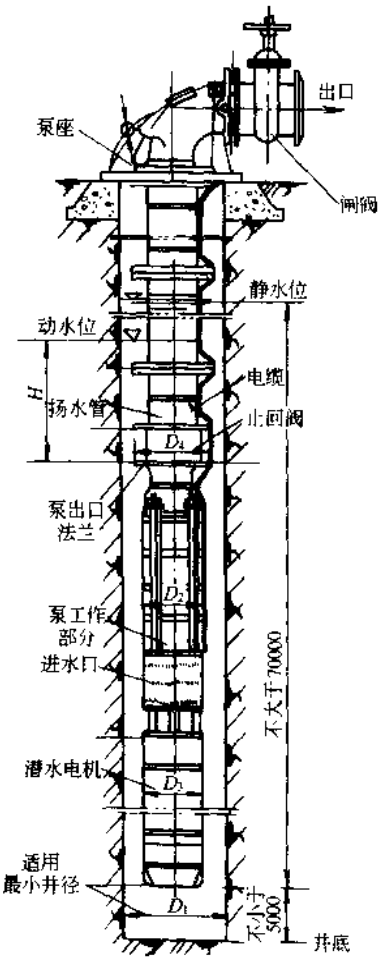


图5-27 66型深井潜水(电)泵外形和安装

5.2.3.5 潜水泵

在给水工程中，潜水泵主要用在水源泵站、净水厂内提升或排水泵房。潜水泵安装方式较为灵活，其安装高度随安装方式不同而有所区别。

一般，潜水泵要求安装该泵的进水池(坑)中最低水位，不但要使进水管浸没水中，同时应高出潜水泵蜗壳的顶部。潜水泵安装方式较多，在给水工程中常用的形式有：

(1) 安装在泵室或泵坑中：可采用固定湿式、移动式、固定干式等，见图 5-28。

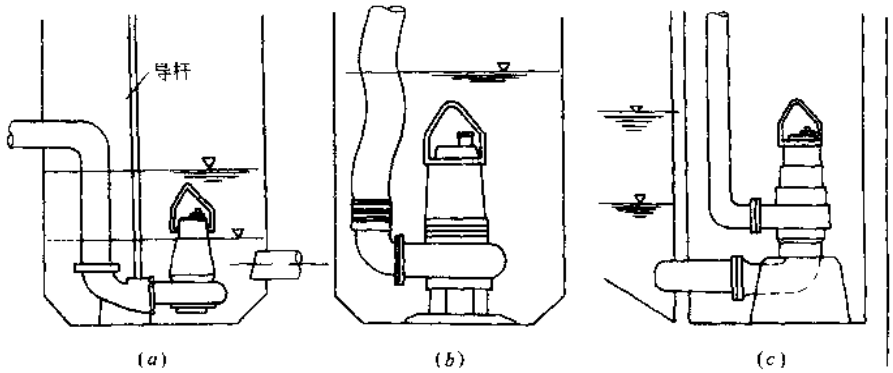


图 5-28　潜水泵安装在泵室(坑)中
(a)固定湿式；(b)移动式；(c)固定干式

1) 固定湿式 P：出水连接座固定于泵坑底部。当泵沿导杆放下时，能使它自动地与出水连接座接合；而提升泵时可自动与连接座松脱。

2) 移动式 S：这类形式潜水泵具有底架支承，以出水软管连接至泵的蜗壳体。使泵体容易转移安装地点。

3) 固定干式 T：这是一种干式安装。泵设置在泵坑的旁侧，它与进水管一起安装在支座上，泵不再是潜水式的，但仍须使泵的蜗壳顶部低于最低水位。此安装方式可防止任何不希望发生或意外的水淹及泛滥，即使发生亦无关系，因泵本身是潜水式的。

(2) 安装在渠道或集水池中，均为固定湿式安装。通常将潜水泵安装在竖井式的泵室(泵坑)中，其结构可采用钢筋混凝土或钢管，亦可二者相结合，大多为预制构造。按出水是渠道或管道的不同，有以下两种安装方式：

1) 出水口为明渠或集水池见图 5-29，大流量、低扬程的潜水泵常采用此种方式：

① 直接出水，出水口可以是圆形或矩形见图 5-29(a)。

② 出水口设置单向(平衡)瓣阀见图 5-29(b)。

③ 采用虹吸出水管出水见图 5-29(c)。

2) 出水口为管道见图 5-30：

① 水泵安装在隔板上见图 5-30(a)。

② 水泵安装在钢制套管内，用于进水位较低或深挖进水坑较困难的泵房内见图 5-30(b)。

③ 水泵安装在预制的钢管泵井内，用于河岸边的安装，或改(重)建原取水泵房见图 5-30(c)。

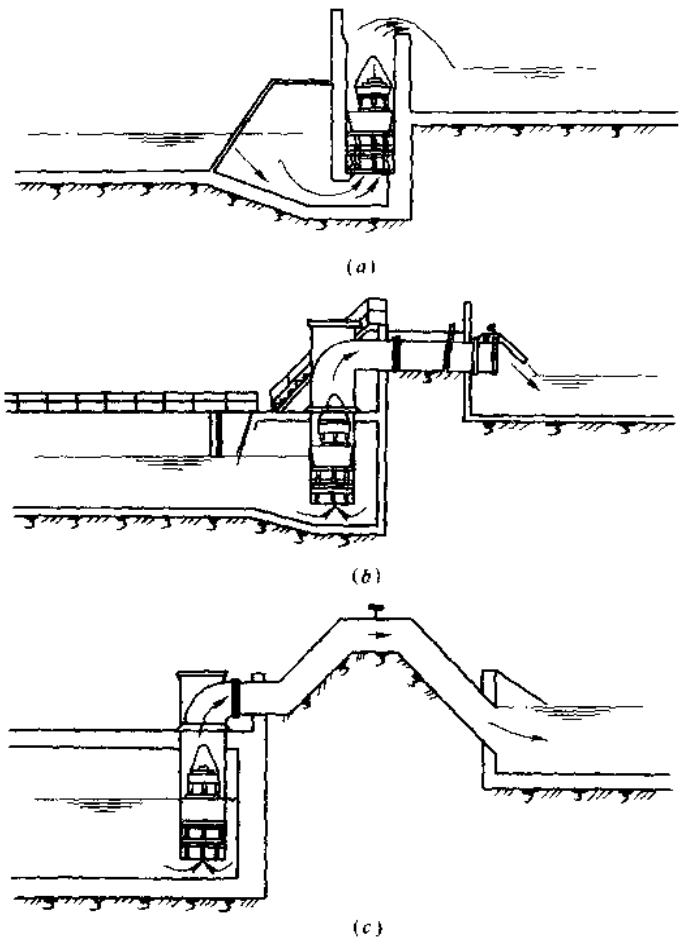


图 5-29 明渠出水的潜水泵安装

(a)直接出水进入明渠;(b)出口设置单向瓣阀;(c)虹吸管出水

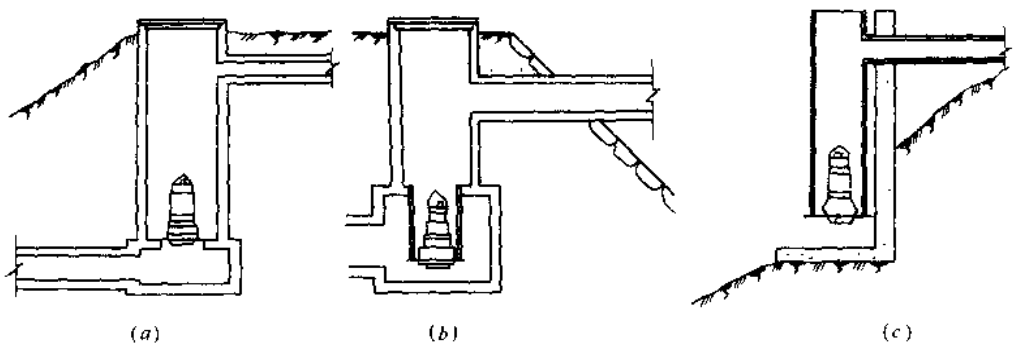


图 5-30 管道出水的潜水泵安装

(a)安装在隔板上;(b)安装在套管内;(c)预制泵井内

5.3 动力设备及附属设备

5.3.1 动 力 设 备

给水用水泵动力设备一般均采用电动机。电动机的选择可根据水泵样本选用配套电动机，亦可自行选择配套电动机。

5.3.1.1 电动机类型

电机按电流类型可分为直流电机和交流电机，给水工程中常用交流电机。交流电机又可分为同步电动机和异步电动机。

(1) 同步电动机：广泛用于驱动不要求调速和功率较大的，或者用于驱动功率不大，但转速较低的各种水泵。

同步电动机的功率因素高，能节约电耗，适用于大型给水泵站，用以改善功率因数；缺点是控制、起动系统较为复杂，必须接入直流的励磁设备。

较大型的卧式同步电动机一般由底部进线，设计基础时应予以注意见图 5-82。

同步电动机虽价格较贵，但从长期运行的节约电能考虑，仍具有一定的经济意义。

(2) 异步电动机：在给水工程中应用最广，其主要特点和类别如下。

1) 异步电动机特点：

① 异步电动机有较高的运行效率和较好的工作特性，从空载到满载范围内接近恒速运行。异步电机还便于派生成各种防护型式，以适应不同环境条件的需要。

② 异步电动机运行时，必须从电网吸取无功励磁功率，使电网功率因数降低。因此需采取补偿措施。

③ 交流异步电动机的调速比直流电动机困难，但目前随着大功率电子器件及交流调速系统的发展，已能适用于交流异步电机的调速。

2) 异步电动机类别：异步电动机的系列、品种、规格繁多。它可按电源相数、电机结构型式、功率大小、转子结构型式和系列产品用途等分类：

① 异步电机常用的工作制，有连续工作制、短时工作制、断续周期工作制。

② 常用的防护型式有封闭式、防护式、气候防护式和开启式。

③ 电动机的安装结构型式有用底脚安装、底脚附带凸缘和凸缘安装等三种。根据这三种基本安装结构，电动机安装型式有卧式安装，立式安装轴伸向下和立式安装轴伸向上。

④ 异步电动机常用周围空气循环冷却，也有用水冷却。常用冷却方式有自冷式、自扇冷式、他扇冷式、管道通风式和外装冷却器等。

⑤ 按电源相数分有单相、三相电机。

⑥ 按电动机尺寸或功率分类，轴中心高为 630mm 以上的为大型电动机；轴中心高在 80～630mm 范围内的为中小型电动机；折算至 1500r/min 时的最大连续定额不超过 1.1kW 的称为小功率电动机。

⑦ 按转子结构型式的分类见表 5-9。

按转子结构型式的电动机分类 表 5-9

类 型	特 点	适用范围	优缺点及启动
笼型异步电机	由置于转子槽中的导条及两端的端环组成闭合回路，整个转子形成一坚实的整体。结构简单牢固、分一般单笼、深槽单笼和双笼	广泛用于一般用途及派生、专用电机	1. 构造简单，工作可靠，并可简化控制线路 2. 缺点是起动力矩不大，而直接起动电流较大（可达到额定值的5~7倍） 3. 离心泵是低负荷起动，需要的起动转矩较小，在供电的电力网容量足够时，可不装降压启动器，直接启动
绕线转子异步电机	由置于转子槽中的插入式绕组或散嵌绕组、集电环和电刷组成回路，回路中可接入外加电阻	用于要求起动转矩高、起动电流小，或小范围调速的场合	1. 其控制系统比较复杂，起动时必须接入起动变阻器，以减小起动电流和起动电压降 2. 电机构造较复杂，维护工作量大

3）异步电动机构造：一般用途三相异步电动机的典型结构见图 5-31。

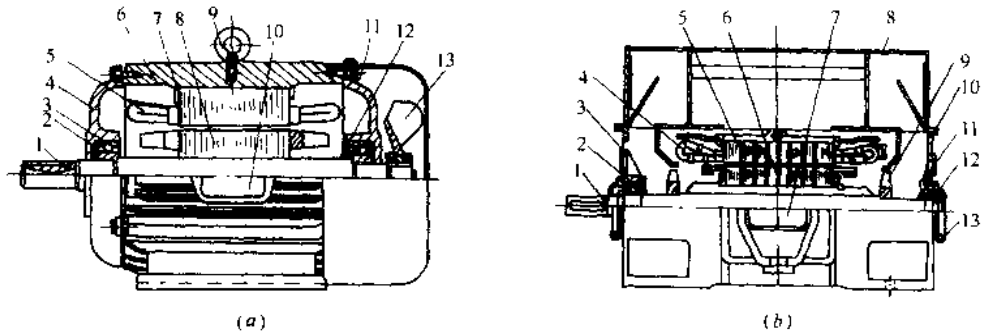


图 5-31 笼形异步电动机典型构造

(a) 小型笼型异步电动机(IMB3、IP44、IC0141)：

1—轴；2—弹簧片；3—轴承；4—端盖；5—定子绕组；6—机座；

7—定子铁心；8—转子铁心；9—吊攀；10—接线盒；11—风罩；12—轴承内盖；13—风扇

(b) 大中型笼型异步电动机(IMB3、IP23、IC01)

1—轴；2—轴承；3—端盖；4—定子绕组；5—定子铁心；6—转子铁心；

7—接线盒；8—顶罩；9—风扇；10—机座；11—轴承内盖；12—轴承外盖；13—排油器

(3) 给水水泵常用电动机：

电动机的类型、系列众多，并不断开发派生出许多新型、节能产品，详见有关电机产品样本和给水排水设计手册第 11 册《常用设备》。表 5-10 为给水水泵常用的部分配套电动机。

5.3.1.2 电动机选择

电动机应按水泵要求的轴功率、转速、供电电压、电动机起动方式，以及水泵、电动机工作环境、运行方式等选择。应尽量选用功率因数及效率较高，起动方式简单的电动机。

(1) 电动机的额定功率要大于水泵的最大设计轴功率。一般 $N_{机}=1.05\sim1.5N_{泵}$ 见表 5-5；电动机的起动静阻转矩应大于水泵的起动转矩，水泵起动转矩与启泵程序、闸阀开启情况有关。不同类型水泵要求的启动方式详见第 5.2 节。

常用于水泵、风机、压缩机的电动机与性能　　表 5-10

名称(电压 kV)		型　号	容量范围(kW)	转速范围(r/min)	结构、性能
小型低压(0.38)	三相交流异步电动机	Y(IP23,H160～280)	5.5～132	723～2950	1. IP23 型外壳防护结构为防护式 2. 能防止水滴或其他杂物从垂直线成 60°角的范围落入电机内 3. 适用于周围环境较干净,防护要求较低场合 4. 为一般用途三相鼠笼型异步电动机,可用于对起动性能、调速性能及转差率无特殊要求时
		Y、YR(IP44,H80～280)	0.75～90	590～2980	1. IP44 型外壳防护结构为封闭式 2. 能防止灰尘、水滴大量地进入电动机内部 3. 与 Y(IP23)用途相同,还能用于灰尘多、水土飞溅的场合
中型低压(0.38)		Y、YR (IP23,H315～355)	55～355	589～2970	与 Y(IP23,H160～280)同
中型(6.0)		Y、YR(IP23,H355～630)	220～2800	492～2980	1. 为 IP23 防护等级 2. 电机采用箱式结构、机座由钢板焊成、重量轻,刚度好。定子采用滑入式外压装结构。定子绕组采用 F 级绝缘,并以真空压力浸渍无溶剂漆工艺(VPI)处理 3. 是 80 年代新产品,替代 JS、JSQ、JR、JRQ 等老系列产品
中型(10.0)		Y、YR(IP23,H500～630)	220～2250	490～2980	1. 与 Y、YR(IP23,H355～630)相同 2. 能直接用于 10kV 电网,简化配电系统,降低投资与能耗

续表

名称(电压 kV)		型　号	容量范围(kW)	转速范围(r/min)	结构、性能
中型(6.0)	内反馈交流调速三相异步电动机	YQT(IP23,H400～630)	200～1800	740～1490	1. 为内反馈交流调速原理的特种调速电动机,由斩波式调速装置与此电动机构成内反馈调速系统 2. 取消逆变变压器,提高了电动机的运行功率因数,有效抑制谐波对电网的污染,比普通串级调速先进可靠,结构紧凑合理 3. 适用于各种水泵、风机等调速拖动。中型(10kV)电机能直接用于 10kV 电网,简化配电系统、降低投资与能耗
中型(10.0)		YQT(IP23,H450～630)	220～2000	740～1486	
	电磁调速三相异步电动机(0.38)	YCT(IP44,H112～355)	0.55～90	125～1320	1. 由异步电动机、电磁离合器及测速发电机组成,并与 JD 型或 CTK 型控制器配合使用,组成无级调速装置 2. 适用于水泵、风机的调速节能驱动
低电阻端		YCTD(IP44,H100～450)	0.55～250	100～1400	1. 结构及功能同 YCT 型;由于采用了低电阻端环新技术,效率较 YCT 型调速电动机提高约 10% 2. 适用于水泵、电机调速节电运行;亦广泛用于要求小型、轻量、高性能、恒转矩负载的场合
变极多速三相异步电动机(0.38)		YD(IP44,H80～280)	0.45～14	720～2930	1. 利用改变定子绕组的接线方法,以改变电动机的极数;有双速、三速、四速等三种 2. 适用于(机械、纺织)化工等行业需要分级变速设备上的驱动电机
中型三相同步电动机(0.38、6.0)		TD(IP21、IP44、H225～630)	200～1000	500～1500	1. 防护等级为 IP21、IP44 2. 功率因数较高为 0.9(超前)

(2) 电动机的转速应和水泵的设计转速基本一致 $n_{机} \approx n_{泵}$，不同极数的电动机转速见表5-11。

电动机正常转速　　表 5-11

极　数	转　速(r/min)		极　数	转　速(r/min)	
	同步电动机	异步电动机		同步电动机	异步电动机
2	3000	2900	8	750	720
4	1500	1450	10	600	590
6	1000	960	12	500	490

(3) 电动机的电压等级根据电机功率大小及转速确定：

① 容量在 200kW 以下时，一般选用 380V 低压电动机。

② 容量在 200～300kW 时，电动机可选用 380V、6kV、10kV 等三种电压，须根据泵房的供电电压确定。

③ 容量在 300kW 以上时，可选用 6kV 或 10kV 电动机，视泵房配电电压而定；电动机电压宜与配电电压一致。

同一泵房内的水泵电动机应尽可能采用同一等级的电压。

(4) 一般情况下电动机起动电压降较大，宜就近自 10kV 或 35kV 高压线引出，在泵房附近自建降压站供电。

(5) 地面式、半地下式及地下式泵房，一般选用 IP23 防护等级电动机；如地下式泵房较深，宜采用防潮电动机。

5.3.2 调　速　装　置

水泵采用调速可使水泵运行工况与要求的供水工况更好地相符，达到节能目的，且保持水泵运行在较高效率区。

5.3.2.1 调速装置分类

水泵调速系统按其调速传动时是否存在附加滑差损失，可分为有附加滑差损失的调速系统和无附加滑差损失的调速系统。

(1) 有附加滑差损失的调速装置有：

1) 绕线型异步电动机转子串电阻调速装置。

2) 电磁滑差调速装置。

3) 液力耦合器调速装置。

4) 液粘调速器(油膜离合器)调速装置。

(2) 无附加滑差损失的调速装置有：

1) 绕线型异步电动机串级调速装置。

2) 笼型异步电动机与同步电动机的变频调速装置。

3) 变极对数有级调速装置。

给水工程中常用水泵电动机调速方式的比较见表 5-12。

常用交流电动机调速方式比较　　表 5-12

调速方式	电磁离合器	液力耦合器	液粘离合器	变　极	串　级	内反馈串级	变频(PWM 型)
调速方法	改变电磁离合器励磁电流值	改变液力耦合器供油量	改变液粘离合器工作腔中平板间间隙值	改变电动机极对数	改变逆变器中逆变角β的数值	同左，但转差功率不经逆变变压器，而直接反馈到定子的反馈绕组	改变电网频率和电压值
调速类别	无　级	无　级	无　级	有　级	无　级	无　级	无　级
调速范围(%)	97～20	97～30	100～20	2、3、4 有级转速	100～50	100～50	100～5
调速精度(%)	±2	±1	±1	—	±1	±1	±0.5
节能效果	良	良	良(优于液力偶合器等)	优	优	优	最　优
功率因数	良	良	良	良	差	良	优
快速响应能力	较　快	差	差	快	快	快	最　快
控制装置	较　简　单	较　简　单	较　简　单	简　单	较　复　杂	较　复　杂	复　杂
初期投资	中	中	中	低	中	中	最　高
维护保养	较　易	较　易	较　易	最　易	较　难	较　难	易
装置出现故障后的处理方法	停车处理	停车处理	停车处理	停车处理	不停车，全速运行	不停车，全速运行	不停车，按工频运行
对电网干扰程度	无	无	无	无	较　大	有	有

续表

调速方式	电磁离合器	液力耦合器	液粘离合器	变　极	串　级	内反馈串级	变频(PWM型)
对老企业改造	视改造场地情况决定可否	视改造场地情况决定可否	视改造场地情况决定可否	更换电动机	易	易	易
推荐适用的容量和电压	中小容量 低、高压	中大容量 低、高压	中大容量 低、高压	中小容量 低、高压	大中容量 低、高压	大中容量 低、高压	大中容量 低、高压
调速装置国产化程度	配套生产，批量供应	配套生产，批量供应	配套生产，批量供应	配套生产，批量供应	配套生产，批量供应	配套生产，批量供应	进口产品或国产化产品
适用范围	长期高速运行，短期低速运行的异步电动机，但不能全速运行	同左	长期高速运行，短期低速运行的异步电动机，可以全速运行	在几档速度下运行的场合	调速范围不大，对动态性能要求不高的场合下使用的绕线型异步电动机	调速范围不大，对动态性能要求不高的场合下使用的内反馈绕线型异步电动机	长期低速运行，起停频繁或速度范围变化很大的场合下运行的异步电动机
在给水排水工程推广使用情况	沉淀池及加速澄清池搅拌机、污水充氧表曝机采用较多 近年来在水厂出水泵调速开始采用，功率达220kW	80年代中期，水厂出水泵调速采用较多，容量为200～2000kW由于投资省、维修方便，使用情况良好，适合国情(见表5-14、15)	90年代在水厂水泵调速开始采用，功率200～2000kW由于投资省、维修方便，可全速运行，有取代液力偶合器的趋势(见表5-17)	在需要有级调速的场合中可采用，如吸泥执行车、搅拌机及某些专用水泵	80年代在水厂水泵调速曾一度成主导调速方案，由于调速装置可靠性欠佳、维修困难，目前使用的用户日趋减少	90年代初在水厂水泵调速开始采用，由于取消逆变变压器，调速装置内设功率因数补偿，具综合性能较普通串级调速为佳	由于早期变频装置依赖进口产品，价格高昂，影响了投资节能的性价比，不利普及；随着国产化的进程，将日益广泛应用

5.3.2.2 电动机调速

交流电动机调速方法较多，给水工程中应用的主要方法如下(有关电气装置及电气设计详见给水排水设计手册第8册《电气与自控》)：

(1) 变频调速：

1) 变频调速适用于各种功率的鼠笼型异步电动机或同步电动机。最佳调速范围50%～100%；功率因数达0.85以上；效率达0.95以上，起动和停止性能良好，可适合单机控制或群机控制。

2) 变频调速系统：由变频调速电机和变频供电装置组成。变频供电装置根据频率调制方法有正弦脉宽调制(SPWM)、脉幅调制(PAM)和脉宽调制(PWM)。调速系统的优劣不仅取决于变频装置与变频电机本身性能，还取决于它们之间的有机配合。

由于变频装置输出的电压波形不是连续的正弦波，而是一簇电压脉冲波、含高次谐波电压分量，其大小将影响调速系统性能，如低速时转矩脉动、噪声、振动等。为此要求变频装置和变频电机必须采取措施，抑制和减小高次谐波分量和由它引起的一系列高次谐波所产生的不利影响，使调速系统具有良好的性能。

3) 变频电动机：电机须进行特殊设计，使低频时电动机的起动转矩和最大转矩绝对值与标准频率时相等；电动机的反电动势与频率变化速度相等。

4) 变频装置的调速特性有恒功率调速、恒转矩调速和平方律调速，应与负载的机械特性相匹配。水泵、风机(除罗茨风机和液压泵)类具有平方律负载特性，即负载的阻转矩与转速的平方成正比，应选用平方律负载的调速装置。

(2) 变极调速：系通过电动机定子三相绕组接成几种极对数方式，使鼠笼式异步电动机可以得到几种同步转速，一般称为多速电动机。常用的有双速、三速和四速电动机3种。变极调速虽然具有投资小，节能效果高等优点，但它的调速档数只有几档，应用范围受到限制。

通常采用的变极方法有反向法变极，换相法变极和多套绕组变极等。绕组变极的准则是绕组的三相对称和尽量提高绕组的分布因数。一般还要求绕组在变极前后的出线端子数较少。

1) 反向法变极：在变极前后不改变各槽绕组的相属，只把每相绕组的一半线圈反接，就可变换到另一极数。反向法变极绕组的接线比较简单，接线端子较少，但通常变极后绕组的分布因数较低。

对于反向法变极常用的接法有YY/△，YY/Y等。

2) 换相法变极：为了使变极前后绕组的分布因数相对都比较高，变极时有一部分线圈的相属要发生变化，即在变极前属于A相绕组的部分线圈有可能在变极后变为B相或C相。

对于换相法变极有3Y/4Y，3Y/3Y等接法。

3) 多套绕组变极：在槽内嵌有多套(常用为两套)不同的独立绕组(各绕组在电路上没有联系)，各套绕组按不同的极数设计，也可达到变极调速目的。这种变极调速方法常用于三速、四速电机，或倍极比电机以及非倍极比电机中。

(3) 电磁离合器调速：

1) 电动机与转差离合器组成一体。在电源与励磁绕组之间接入控制器，输出轴上装测速发电机。改变离合器励磁电流的大小或通断，可以达到无级调速的要求。此种调速容易实现多种控制功能，有弹性联结的优越性。可避免阻力矩急剧变化造成的冲击、振动，可解

决大惯量负载的起动。简单、可靠、容易操作。

2）电磁调速电动机采用了测速发电机为信号元件的速度负反馈，测速发电机的输出电压与电磁离合器输出轴转速成线性关系。电磁调速电动机调速框图见图 5-32。

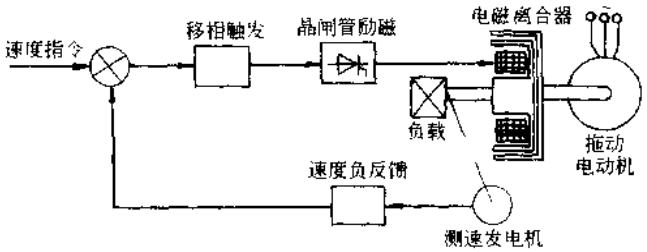


图 5-32　电磁调速电动机调速框图

3）电磁离合器调速的电动机与转差离合器必须进行匹配设计；电动机本体亦必须具有硬机械特性。调速比为 12∶1；转速变化率小。

（4）绕线转子异步电动机调速：

1）串接电阻调速：调节绕线转子电路中串接的变阻器的阻值就可达到调速的目的。但此时有一部分功率消耗在调节变阻器内，使运行效率降低。因此，虽然串接电阻调速的方法简单，操作方便和价格便宜，但效率低、经济性差。

2）串级调速：通常在电动机端电压 U 及负载转矩 T 不变的情况下，在转子电路中引入附加电动势 E_k，其频率与转子电动势频率相同，相位相同或相反，则转子电流取决于转子电路中电动势的代数和。因而改变附加电动势 E_k 就可以改变转差率，亦即改变电动机的转速，实现调速目的。

异步电动机的串级调速一般有两种，机械串级和电气串级：

① 机械串级调速：外加电动势由直流电动机产生。调节直流电动机的励磁电压，就可以改变直流电动机的电压，从而实现调速。

② 电气串级调速：外加电动势由晶闸管逆变器产生。改变逆变器的电压大小，便可调节电动机转速，一般逆变角的变化范围为 30°～90°。

在调速过程中，电动机的转差功率通过三相有源变压器和逆变变压器回馈至电网，从而提高了系统的效率。但同时还应注意回馈电压波形对电网的污染问题。当调速范围在 1∶2 以下，晶闸管逆变器需反馈的功率不大于额定功率一半时比较经济。这种调速方法适用于要求调速范围小于 1∶2 的大、中型电动机。

5.3.2.3　水泵的传动装置调速

（1）可调速传动装置（联轴器）调速要点：

1）采用可调速传动装置对水泵进行间接调速，一般对配套电动机及电气设计无特殊要求，电机按额定转速运行，较为简单。

2）电动机主动轴与调速拖动水泵轴间存在滑差损失，以及机械装置本身的功率损失。损耗大小与传动装置的构造型式、调速运行范围有关。

3）目前常用的调速传动装置（联轴器）有液力耦合器和液粘调速器两种。

4）调速器采用液体油作为传动介质，配置油的过滤和循环供给系统。调速器主机与油循环系统的加工精度要求较高，尤其是泵轮或对置摩擦片。

5）必须做好准确安装和保养，以防漏油现象，并需及时消除。

6）两种调速器的主要工作特点比较见表 5-13。

两种（液体油）调速器主要工作特点比较 表 5-13

项目 \ 调速方式	液力耦合器	液粘调速器
能量传递	液体（油）动能变化	液体（油）粘性
传动装置构造	二个碗状工作轮，各连接主动轴泵轮和从动轴涡轮	二组成对放置的摩擦片，各连接主动摩擦片组和被动摩擦片组
进行无级调速方式	调节勺管的位置，可改变环状工作轮流道中循环液体的充满度，以改变传递动能，使从动轴涡轮调速	调节油缸压力油压，可改变主动与被动摩擦片间的油膜厚度和压力，以改变传递粘性，使被动轴调速
额定工况转动时滑差 i	$i=2\%\sim3\%$	可近似同步转速 $i\approx0$

（2）液力耦合器：采用液力耦合器进行水泵调速的布置见图 5-33、34。

图 5-33 适用于 50kW 以下小功率用耦合器，采用闭式油循环。因耦合器散热量不大可利用设在设备外壳上的散热片满足工作油的自冷却，布置最为简单。除联轴器外可视需要在器旁接入一油冷却器，油冷却器容器可用直径 100mm，高 150mm 的小圆罐。

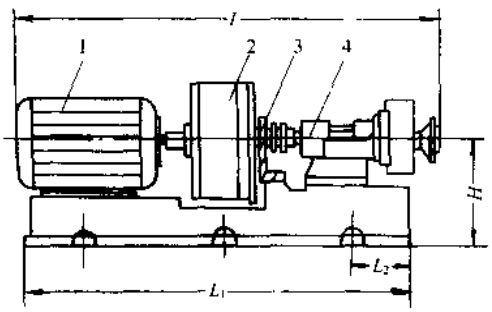


图 5-33 小功率 YOT 耦合器布置

1 电动机；2 液力耦合器；3 座架；4 水泵

图 5-34 适用于 50kW 以上的大功率用耦合器，采用开式油循环。同时需设置冷却供油系统以冷却工作油，布置较为复杂，除联轴器外尚有油箱、油泵、油冷却器等系统。

1）工作特点与滑差：液力耦合器又称液力联轴器。由二个呈半圆轮的联轴器组成，见图 5-35，半边是输入端泵轮（连接电动机）；另半边是输出端涡轮（连接水泵）。当二个半圆轮拼合在一起时即组成能循环液体的闭合环状腔道，环腔内充入油或水作为工作液体。主动轴通过液体作能的传递和带拖被动轴转动。二个半圆轮之间具有滑动，区别于一般联轴器的固定联结。

如果环腔内没有工作液体（油），则滑动为 100%。从动轴涡轮端的水泵将停止转动；如果环腔内充满液体，则水泵全速运行。

联轴器效率最高达 97%，随水泵转速降低而效率降低。

2）液力耦合器的效率：耦合器在运转中存在着轴承，油封，鼓风和导管等机械阻力损失（随耦合器结构而有所区别）。所以耦合器的实际效率 η 比计算的液力效率 η_t 稍低，在传递额定功率时，机械总损失约为 1%，$\eta\approx0.99\eta_t$。

如不计各种阻力，液力耦合器效率在数值上与转速比相等，即 η_t 在数值上是主动端电

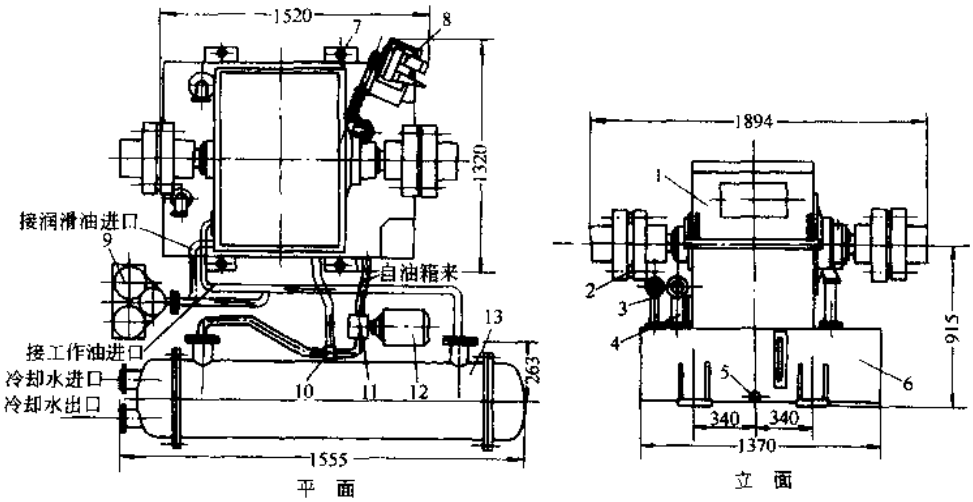


图 5-34　YOT800 大功率耦合器布置

1—耦合器；2—柱销联轴器；3—润滑油进口；4—工作油进口；5—放油孔；6—底部油箱；7—地脚螺栓；8—电动执行器；9—双筒网式过滤器；10—溢流阀；11—齿轮泵；12—电动机；13—冷却器

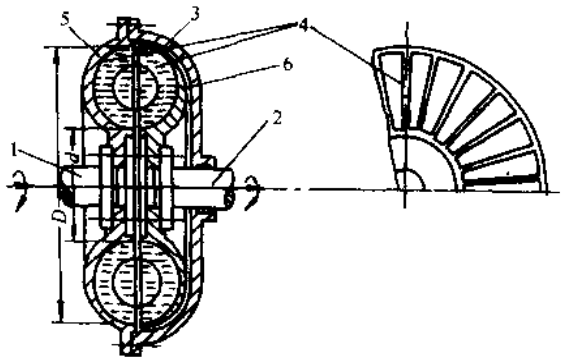


图 5-35　耦合器工作特点

1—主动轴；2—从动轴；3—转动外壳；4—叶片；5—泵轮；6—涡轮

动机和从动端水泵的转速之比为

$$\eta_r=\frac{n_{水泵}}{n_{电机}}=i\% \tag{5-20}$$

式中　$n_{水泵}$——水泵转速(r/min)；

$n_{电机}$——电动机转速(r/min)；

i——转速比。

虽联轴器内部损耗能量较少，效率较高，但仍存在着 2%～3%滑差、机械损失等，滑差越小，耦合器效率越高。

3) 液力耦合器的滑差损失与转速的关系：图 5-36(a)为 YOTC、YT 液力耦合器传递的功率 P_1 与泵轮转速 n_1 的关系，从图中可以查出耦合器与各种工作机联合使用时的适用工况。即

$$P_1 = P_2 \frac{n_1}{n_2} \tag{5-21}$$

$$n_1 = \frac{n_2}{1-S} \tag{5-22}$$

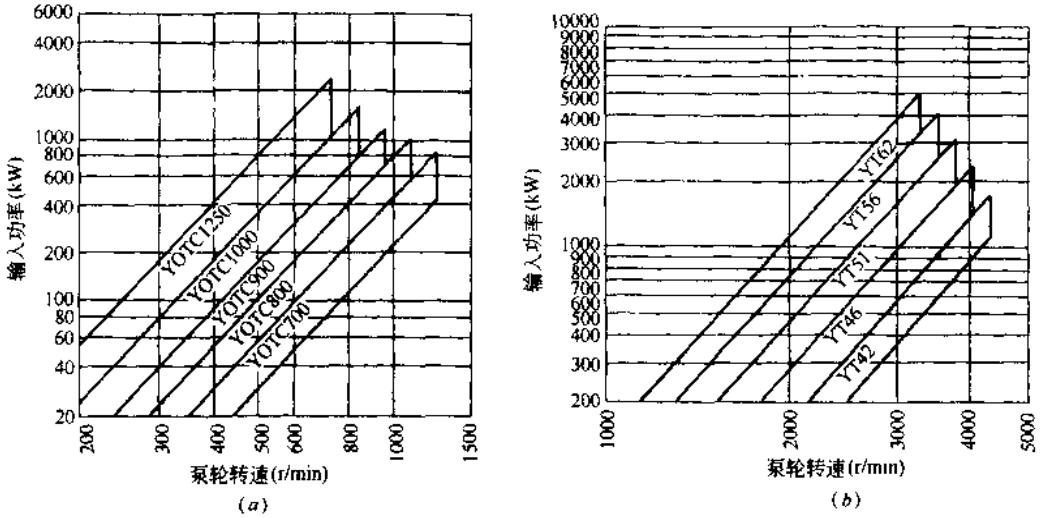


图 5-36 液力耦合器功率转速曲线

(a)YOTC 系列;(b)YT 系列

式中 P_1——主动轴(电动机)功率;

P_2——工作机(水泵)负荷功率;

n_1——原动机输入转速;

n_2——工作机的最高转速;

S——额定滑差,取 2%～3%,

$$S = \left(1 - \frac{n_2}{n_1}\right)100(\%) \tag{5-23}$$

4) 耦合器的调速及油循环系统:耦合器的油循环有闭式循环和开式循环。闭式油循环采用进口调节式见图5-37;开式油循环采用出口调节式见图5-38、39。

① 进口调节式(见图 5-37):这种耦合器的泵轮通过弹性板 2 输入法兰 1 与电动机轴相连接,涡轮 3 通过轴和输出法兰 7 与水泵连接。导管 9 装在座架 8 上,旋转操纵手柄 6 即可使导管作上下移动。当导管孔口向下伸向旋转油壳中的油环时,油即自孔口流入导管。并经座架中的油孔向耦合器流道进油。泵轮外缘的内壳上有常开孔 4,流道中油由此孔连续向旋转油壳内喷射,如此形成流

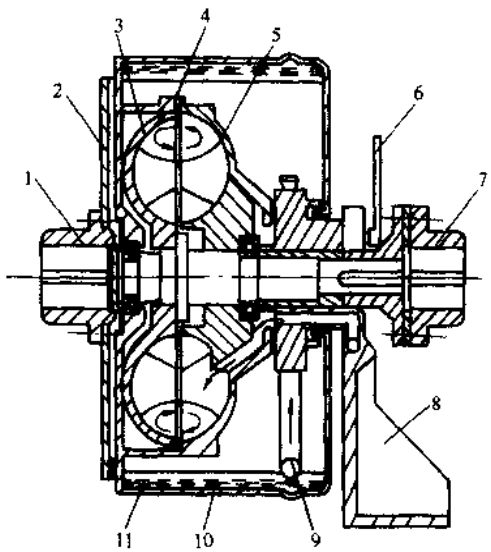


图 5-37 进口调节式调速液力耦合器

1—输入法兰;2—弹性板;3—涡轮;4—常开孔;5—泵轮;6—操作手柄;7—输出法兰;8—座架;9—导管;10—旋转外壳;11—油环

道进油和排油的循环，并保持充油量的某一平衡。当导管孔口伸入旋转油壳的最外缘时，流道为全充油，油环 11 最薄；当导管孔口上移到极限位置时，油自流道常开孔流入旋转油壳内，油环 11 变厚，流道中的充油量减到最小。可见，这种耦合器的调速主要依靠导管来调节流道的进油量，故称进口调节式。

这种耦合器自带旋转油壳，无需专门油箱和供油泵；一般导油管操纵柄为手动，亦可定制电动。

② 出口调节式：图 5-38 为 YOT 液力耦合器的调节系统；耦合器在运转中流道的进油量始终保持不变，用移动排油的导管 3 来确定流道充油量，从而达到调速的目的，故称出口调节。这种耦合器通常设有支持轴承的箱体和底部油箱 4。输入轴 1 与泵轮连接，输出轴 2 与涡轮连接，进入导管 3 的油由专门管路流入底部油箱 4，供油泵 5 自油箱吸油经冷却器 6 向耦合器流道供油。并通过过滤器流向各轴承的润滑点。

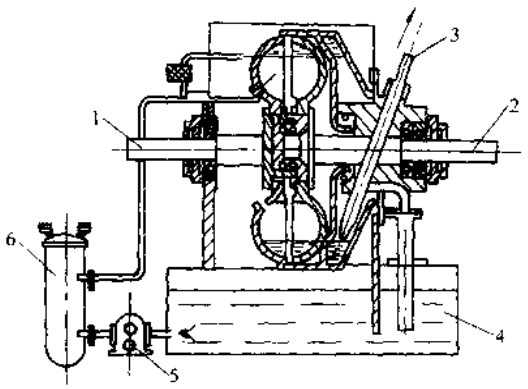


图 5-38　YOT 出口调节式调速液力耦合器

1- 输入轴；2 -输出轴；3—导管；4--油箱；5- 供油泵；6—冷却器

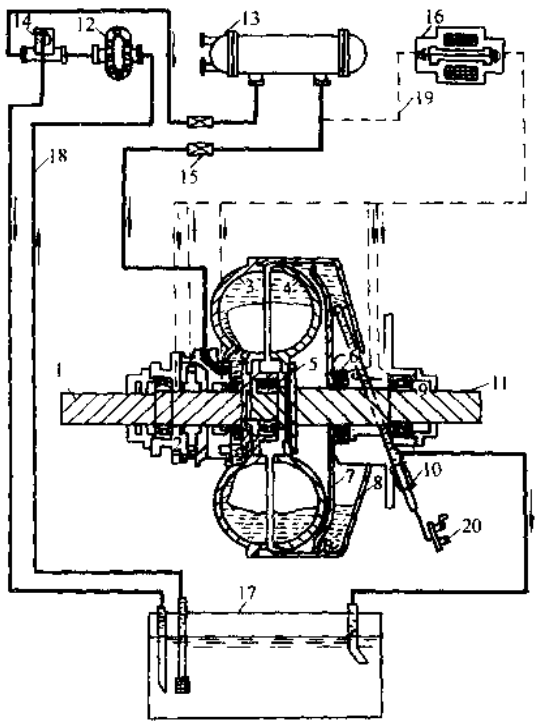


图 5-39　YOTC 出口调节式调速液力耦合器

1-- 泵轮轴；2、5、6、9—滚动轴承；3—泵轮；4—涡轮；7—侧室挡板；8 - 转动外壳；10- -导流管；11—涡轮轴；12--齿轮油泵；13—冷油器；14 —溢流阀；15 -手动阀；16 -油过滤器；17--油箱；18- -工作油；19- 润滑油；20- 执行机构

由于具有坚实的箱体支持。因此可传递较大的功率（200～1600kW）和适用于较宽的转速范围（500～3000r/min）。但重量尺寸较大，辅助设备（供油泵，油箱及冷式器）较多，因而造价也较进口调节高。

供油泵压力通常取 0.2～0.4MPa。耦合器轮内壳进油压力不低于 0.06～0.08MPa。

一般导油管执行器为电动，亦可采用手动。

图 5-39 为 YOTC 出口调节式液力耦合器的系统。

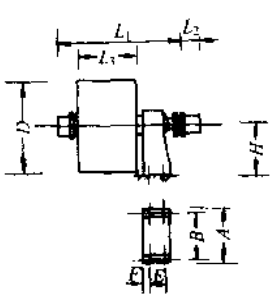
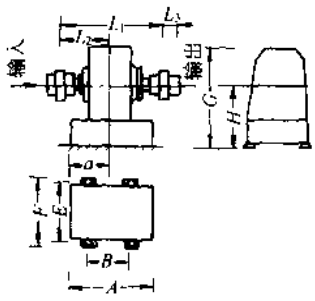
③ 对于传送更大功率（3200kW、2900r/min）的耦合器采用进出口同时调节的方式，目前已用于电厂高压锅炉给水泵。其性能曲线见图 5-36(*b*)。

5）部分调速型液力耦合器系列：设备主要技术参数及布置，随不同的生产制造厂而有

所不同，以下仅列出两个系列：

① YOTJ、YOTC 调速型液力耦合器的主要技术参数见表 5-14。

主要技术参数 表 5-14

型号		YOTJ-320	YOTJ-360	YOTJ-400	YOTJ-500	YOTJ-560	YOTC-800	YOTC-1000
类型		调速型						
功率(kW)		11～22	22～40	40～60 /11～18.5	120～200 /35～60	200～350 /60～100	1200～2100 350～650 150～270	3000～6700 610～1800 280～830
转速(r/min)		1500	1500	1500/1000	1500/1000	1500/1000	1500 1000 750	1500 1000 750
调速范围(%)		40～97						
转差率(%)		97						
本体尺寸(mm)	L_1	459	537	588	830	912	1455	1610
	L_2	80	110	100	130	128	684	
	A	294	400	290	336	410	1370	1570
	B	255	355	250	295	360	680	770
	E	65	78	105	112	144	1190	1470
	F	19.5	30	23.5	29	28	1260	1570
	L_3	265	309	321	327	390	—	—
	D	460	530	561	692	779	—	—
	G	—	—	—	-	—	1415	1715
	H	160	165	360	360	410	915	1110
	a	—	—	—	—		645	700
图示		 YOTJ型					 YOTC型	

注：上述参数为上海交通大学机械厂制造的液力耦合器。

② YOTC 调速型液力耦合器的主要技术参数见表 5-15、图 5-36；其结构示意见图 5-39；工作原理同一般水平勺管出口调节式调速型液力耦合器，所适用的工况见图 5-36。

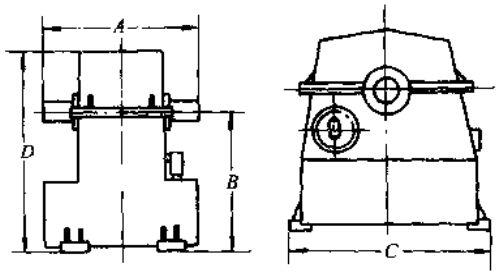
主要技术参数　　表 5-15

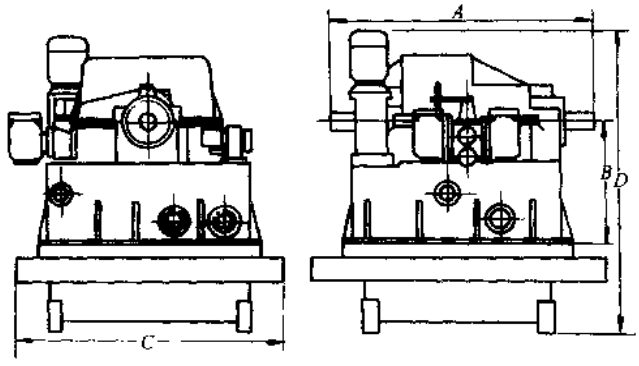
型　号	YOTC-800		YOTC-1000			YOTC-1150	
输入功率(kW)	170～260	450～650	280～400	400～800	1000～1800	450～800	950～1600
输入转速(r/min)	750	1000	600	750	1000	600	750
叶轮有效直径(mm)	800		1000			1150	
调速范围(%)	25～97(输入转速)						
额定滑差(%)	≤3						
总效率(%)	96						
调速方式	水平勺管斜插入式						
传动介质	HU-20 透平油						
供油方式	自带齿轮油泵连续供油≤0.25MPa						
工作方式	连续运转						
转　向	按被传动机械的需要，有正、反转向二种						

YOTC 与 YT 系列外形及安装尺寸见表 5-16。

YOTC 与 YT 系列外形及安装尺寸　　表 5-16

	A	B	C	D	外形图示
YOTC700	1400	870	1228	1328	
YOTC800	1450	900	1300	1380	
YOTC900	1518	966	1485	1580	
YOTC1000	1550	1100	1545	1690	
YOTC1150	1760	1400	1755	2080	
YOTC1250	1680	1180	1600	1700	
YT42	1285	615	1400	1988	
YT46	1338	628	1421	1976	
YT51	1380	655	1438	2018	
YT56	1393	670	1440	2041	
YT62	1550	714	1524	1982	





注：上述参数为上海电力修造总厂制造的液力耦合器。

(3) 液粘调速器:是利用液体粘性,即油膜剪切力来传递扭矩的调速装置,简称 HVD,也叫奥米伽离合器,俗称油膜调速器。其安装与外形见图 5-40。

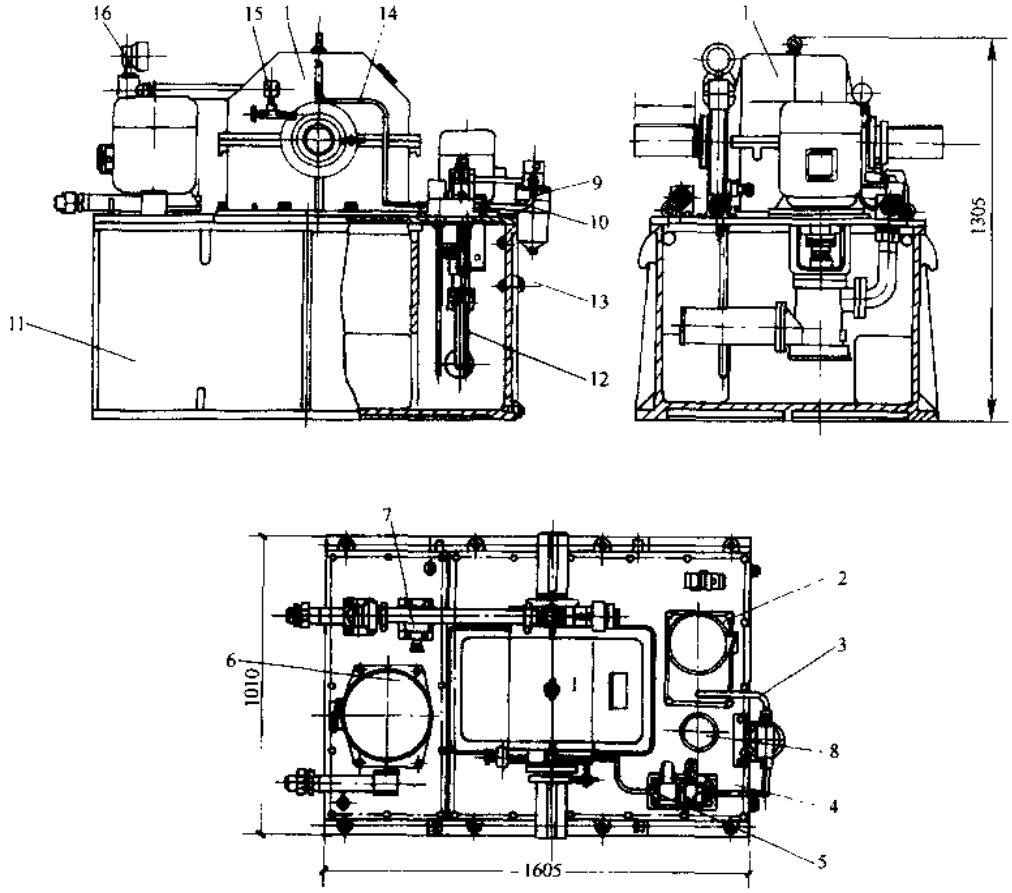


图 5-40 液体粘性调速器

1—液粘调速器;2—压力油泵;3—压力油管;4—电液比例溢流阀;5 二通电磁阀
6—润滑油泵;7—低压溢流阀;8—空气过滤器;9—滤油器;10—压力油管;11 油箱
12—回油管;13—液位计;14—压力油管;15 压力表;16—温度计

1) 工作特点与滑差:液体粘性传动不同于液力传动和液压传动,它是靠液体粘性来传递动力,改变粘性液体特性、油膜厚度与压力以改变油膜的剪切力进行无级变速传动。

① 液体粘性传动的依据是液体的牛顿内摩擦定律:

$$F=\mu A v/h \tag{5-24}$$

或

$$\tau=F/A=\mu\frac{v}{h} \tag{5-25}$$

式中 F——上板作用力(N);

μ——液体动力粘度(N·s/m²);

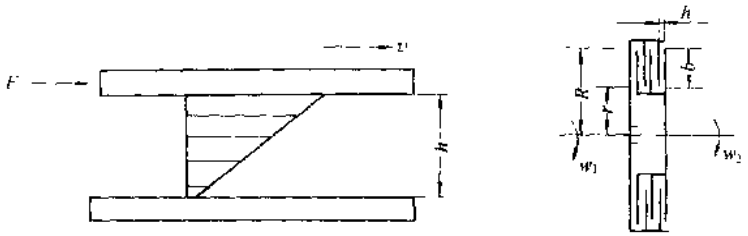
A——平板的有效面积(m)²;

v——两板的相对速度(m/s);

h——板间间隙(油膜厚度)(m);

τ——剪切应力，单位面积上作用力(N/m^2)；

v/h　板间速度梯度。



(a)　(b)

图 5-41　板间液体粘性传动示意

(a)板间粘性液体速度梯度示意；(b)主被动摩擦片粘性传动方式示意

据上式牛顿内摩擦定律可知：在充满着粘性液体的两板之间见图 5-41(a)，如果它们的间隙为 h，上板以速度 v 运动，下板静止不动则板间各层流体均将有自己的运动速度，并且相互做平行的相对运动，假设各层的运动速度均匀地由下板零到上板 v，为了维持这种运动，必须在上板上施加 F 力来克服液体各层做相对运动的摩擦阻力或粘性阻力。因此，油膜的切应力 τ 与液体的粘性和速度梯度 v/h 成正比。没有速度梯度不存在剪切力，当工作油一定时，τ 与速度 v 成正比，与油膜厚度 h 成反比。

② 液体粘性调速器是靠粘性液体油膜剪切力传递扭矩。当工作油稳定后，改变油膜厚度 h 和改变控制油压力 P_w 即可达到调速运行。

油膜厚度 h 趋于等于零时呈摩擦力传动：油膜厚度 h 一般都是压力油 P_w 来控制的，当 P_w 足够大时，h 就趋于或等于零，此时按理论计算可实现无滑差与原电动机同步转动。

油膜厚度 h 大于零时呈液体粘性传动：

ⅰ. 间隙 h 为一定值时，液体粘性调速器所传递的扭矩 M_w 与滑差 Δw 成正比；滑差越大，传递的扭矩越大。

ⅱ. 如控制滑差为一定值时，则传递的扭矩与油膜厚度 h 成反比。h 越大，传递扭矩 M_w 越小；反之 h 越小，传递扭矩 M_w 越大。

2) 传动比 i 与效率 η 关系：

液体粘性调速器的效率等于输出功率 P_2 与输入功率 P_1 之比，如果不计轴承、活塞环、油封等处机械损失和略去辅助设备油泵、冷油器等消耗的功率，按计算则效率式(5-26)为

$$\eta=\frac{P_2}{P_1}=\frac{M_2\omega_2}{M_1\omega_1}=\frac{\omega_2}{\omega_1}=i \tag{5-26}$$

式中　η——调速器的效率(%)；

P_1——输入功率；

P_2——输出功率(泵的轴功率)；

ω_1、ω_2——输入、输出轴的角速度；

i——传动比，根据式(5-26)当 $\omega_1=\omega_2$ 时，$i=1$，效率 $\eta=100\%$。

通常 $i=0.3\sim1.0$，液体粘性调速器可以根据负载特性，利用控制系统使被动轴在 30%～100%额定转速范围内进行无级调速，将有滑差损失 P_s。

液体粘性调速器滑差损失 P_s 等于输入功率 P_1 与输出功率 P_2(泵的轴功率)之差，当

$\omega_1=\omega_2$ 时(即同步传动)、$P_2=P_e$(P_e 为泵或风机的额定功率)。即

$$P_s=P_1-P_2 \tag{5-27}$$

$$P_{s\max}=\frac{4}{27}P_e=0.148P_e \tag{5-28}$$

式中 P_s ——液体粘性调速器滑差损失;

P_e——水泵的额定功率;

$P_{s\max}$——调速器的最大功率损失,当转速比 $i=\frac{2}{3}$ 时功率损失值为最大,其值为额定功率 P_e 的 0.148;

P_1、P_2 ——同前。

当 $i=0$ 或 $i=1$ 时其滑差损失功率 P 均为 0,见图 5-42 液体粘性调速器的性能曲线。

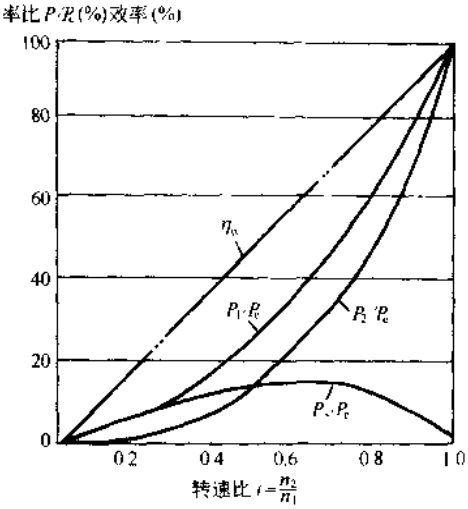


图 5-42 液体粘性调速器性能曲线

3) 液体粘性调速器结构与组成:液体粘性调速器由调速器主机、油系统及控制系统三部分组成。

① 调速器主机(见图 5-43):调速器是以粘性液体为工作介质,依靠主、被动摩擦片间液体的粘性剪切力来传输动力。

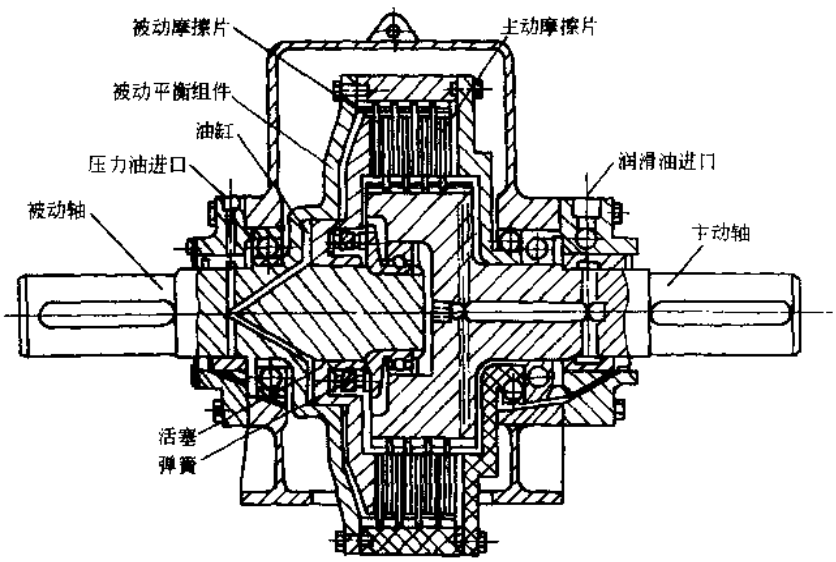


图 5-43 液粘调速器结构

主动轴通过花键与主动摩擦片连接,支承在两端轴承上,被动轴与被动平衡组件配合连接,通过花键与被动摩擦片连接,主动摩擦片与被动摩擦片成对放置,借助被动平衡组件中油缸压力油油压变化来改变主、被动摩擦片间的间隙,从而改变被动轴转速,摩擦片间的工作油来自润滑系统,油缸内的压力油来自压力油系统,工作油通过主机箱体排入油箱。

② 油系统：油系统分成两部分，压力油系统和润滑油系统：

ⅰ. 压力油系统：由油滤、螺杆泵、精油滤和电液比例溢流阀等组成，为油缸提供所需稳定油压；

ⅱ. 润滑油系统：由油滤、润滑油泵、换热器（冷油器）和溢流阀等组成，为主、被动摩擦片及轴承提供工作油。换热器根据用户所配电动机功率选配，冷却介质为水。

油系统用油为 6 号液力传动油或 22 号透平油加添加剂；

压力油系统油压为 0.2～2MPa；润滑油系统油压为 0.06～0.6MPa；

使用油温为＜50℃，最高油温＜75℃；

控制功率为 65W；控制电流范围为 0～800mA D.C。

液粘调速器的油系统组件，尤其是关键的调速执行元件极为重要，如电液比例溢流阀、奥美伽阀等，要求该阀的制作精度高、工作油洁度高。目前常因此因素而使阀芯卡滞而出现故障。日本曾使用电动调节阀作为调速执行元件，但因阀芯形线要求高、阀体及执行机构庞大尚未在我国采用。

南京调速电机厂对油系统及控制调速的执行元件作了改进：

一般应用的控制油系统的方式见图 5-44，采用控制定速的压力油泵，调控电液比例溢流阀的开启度，以改变排油量与油压，达到主机输出端调速运行目的。

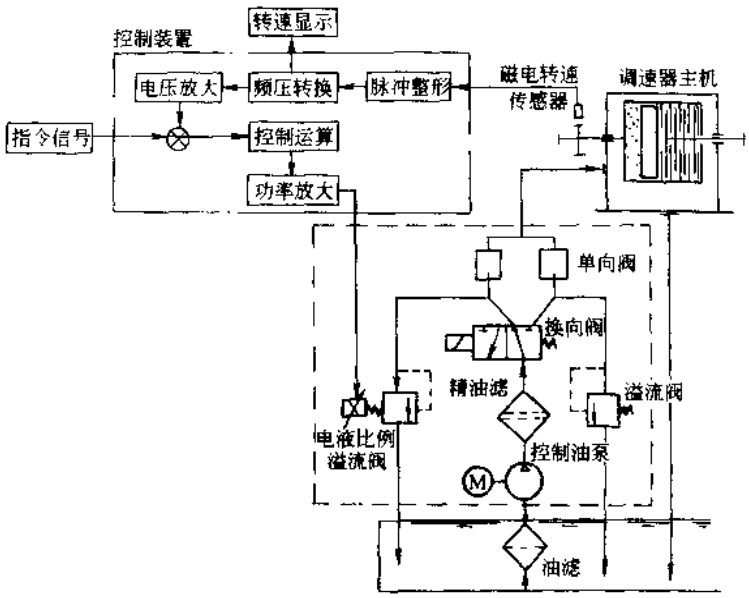


图 5-44　原控制油供给系统

改进后的控制油系统方式见图 5-45，采用变频方式控制压力油泵，调控油泵电机的电源频率，可改变油泵转速，与相应的输出油量与油压，使主机输出端成调速运行。此系统采用手动节流阀，出厂前均已调整好，运行过程不进行调控，此阀的作用仅仅是使油泵后的管路不成为封闭式。改进的方案减少了组件，简化了系统，使油系统更为可靠。

4）控制系统与控制框图（见图 5-46）：主机被动轴转速由测速装置接收输出脉冲电信号或模拟电信号送入控制器，经过与指令信号对比发出增减信号到电液比例溢流阀，将电信号

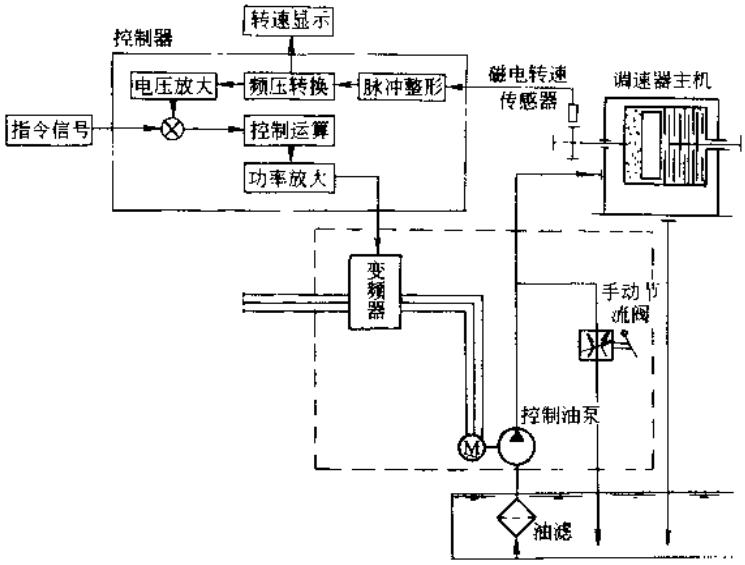


图 5-45 新控制油供给系统

转换为压力信号，从而调节油缸的油压进行调速。

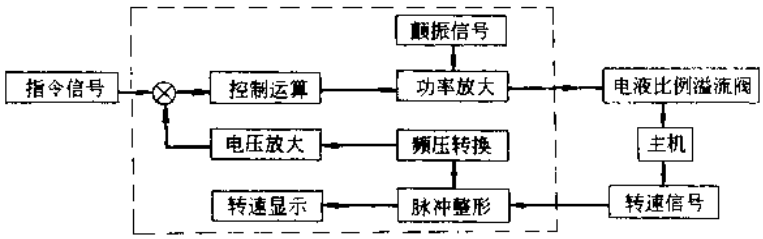


图 5-46 控制系统框图

5）NT 系列液粘调速器与选型：

ⅰ. NT 液粘调速器又称 NT 油膜离合器，有 NT-B 型与改进的 NT-C 型。现已生产应用的有 NT-2B(2C)～16B(16C)各为 9 种。功率范围为 100～300～1080～2700kW；输入转速为 600～1500r/min；输出扭矩为 2000～18000Nm。详见给水排水设计手册第 11 册《常用设备》第 2.1.22 节。

ⅱ. 调速器的选型是依据其传递扭矩大小能力而定，相同功率、不同输入转速，传递扭矩不同，可按式(5-29)计算：

$$M=9550\times\frac{N}{n} \tag{5-29}$$

式中 M ——传递的扭矩(Nm)；

N——功率(kW)；

n——输入转速(r/min)。

ⅲ. 部分 NT-B(C)系列液粘调速器的主要技术参数见表 5-17。

主要技术规格与参数　　表 5-17

型　号	输入转速(r/min)	输出扭矩(Nm)	功率范围(kW)	调速范围(%)	冷却水量(≤25℃)(t/h)
NT-2C	700～1500	2000	100～300	30～95,100	1.2～4.2
NT-4C	700～1500	4000	300～600	30～95,100	4.2～7.8
NT-6C	600～1500	6000	360～900	30～95,100	4.8～12
NT-8C	600～1500	8000	480～1200	30～95,100	6.6～16
NT-10C	600～1500	10000	600～1500	30～95,100	8.4～22
NT-12C	600～1500	12000	720～1800	30～95,100	10～24
NT-14C	600～1500	14000	840～2100	30～95,100	11.5～27.5
NT-16C	600～1500	16000	960～2400	30～95,100	12.6～32
NT-18C	600～1500	18000	1080～2700	30～95,100	14.4～35.1

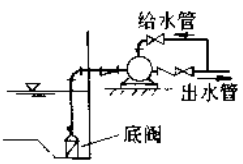
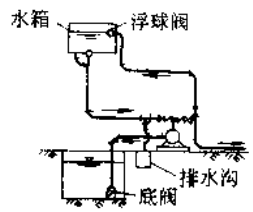
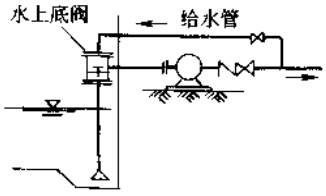
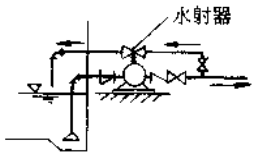
5.3.3　真空充水系统及设备

真空充水(习惯上也称真空引水)的目的是使水充满泵体,以满足水泵起动的要求。

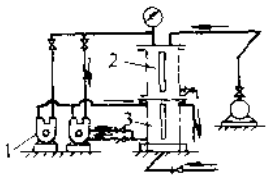
5.3.3.1　真空充水方式与适用条件

常用的真空充水方式与适用条件见表 5-18。

真空充水方式　　表 5-18

引水方式			适用条件	特点(优缺点)	安装图示意
有底阀	水下底阀	1. 压力水管充水	1. 小型水泵(水泵吸水管直径在300mm以下) 2. 压水管路内经常有水	1. 水头损失较大 2. 底阀需经常清洗和修理;尤其当用于取水泵时,易被杂草、石块等堵塞,使底阀关不严密影响灌水启动 3. 底阀在水下检修麻烦 4. 优点是引水装置简单	
		2. 高架水箱灌水	1. 小型水泵(水泵吸水管直径在300mm以下) 2. 压水管路内经常因停泵而泄空无水时 3. 适用于吸水管较短所需注入水量不多		
	水上底阀	3. 水上底阀	小型水泵(水泵吸水管径在400mm以下)	1. 底阀安装于吸水管上端90°弯头处,拆装检修方便 2. 水头损失较水下底阀小	
无底阀		4. 液(气)射流泵、水射器	适用于小型水泵	1. 水头损失小 2. 优点是结构简单,占地少,安装方便,工作可靠,维护简单 3. 缺点是效率较低,并需供给大量压力水	

续表

引水方式			适用条件	特点(优缺点)	安装图示意
无底阀	5. 真空泵	直接充水	适用于启动各种规模型号水泵。尤其适合于大、中型水泵及吸水管道较长时	1. 水头损失小 2. 优点是真空泵的启动迅速，效率较高 3. 缺点是要设置真空泵等设备和管路；使水泵启动、操作麻烦，自动控制(一步化操作)较复杂	 1—水环式真空泵；2—气水分离箱；3—循环水箱
		常吊真空充水	目前用于中、小型水泵启动较多，大型水泵使用较少 适用于虹吸进水系统	1. 水头损失小 2. 优点是长期真空吊水，使水泵启动方便迅速、便于一步化自动化操作 3. 缺点是真空泵装置和真空管路复杂、真空泵自动启停频繁，初始运行抽气时间较长	见图 5-54
	6. 自吸泵(自吸式离心泵)		适用于水泵频繁启动的场合	1. 吸水管路无底阀，水头损失小 2. 启动方便，仅需灌一次水即可自行启动水泵 3. 由于采用了球阀控制的回流切换机构，使之效率已接近普通离心泵，但水泵价格较贵	见图 5-53

5.3.3.2 底阀

(1) 底阀(水下式)：底阀有升降式、旋启式、梭式等，直径为 $DN50\sim200mm$。底阀的规格及系列产品详见给水排水设计手册第 12 册《器材与装置》和《给水排水设计手册·材料设备》(续册)第 1 册。

(2) 水上式底阀：铁道部专业设计院编有标准设计见 88S326 图集。水上式底阀的安装示意和构造见图 5-47。

1) 水上式底阀安装在水面以上水泵吸水管与垂直管连接处，距动水位的垂直距离应小于 7m。水平管宜有一定长度，一般应大于或等于 3 倍以上的垂直距离。

2) 该阀安装后，第一次启动水泵时，首先应将水泵腔内和吸水管的水平管段充满水，然后启动水泵，底阀阀板开启，吸水管的水平管和垂直管中的水、气被吸出，使吸水管处于真空状态，将水吸入，以完成开泵过程。停泵时阀板迅速关闭，则吸水管的水平管内充满水，垂直管内由于处于真空状态也充满水，因此再启动水泵时，不需再向泵内灌水，就可直接启动。

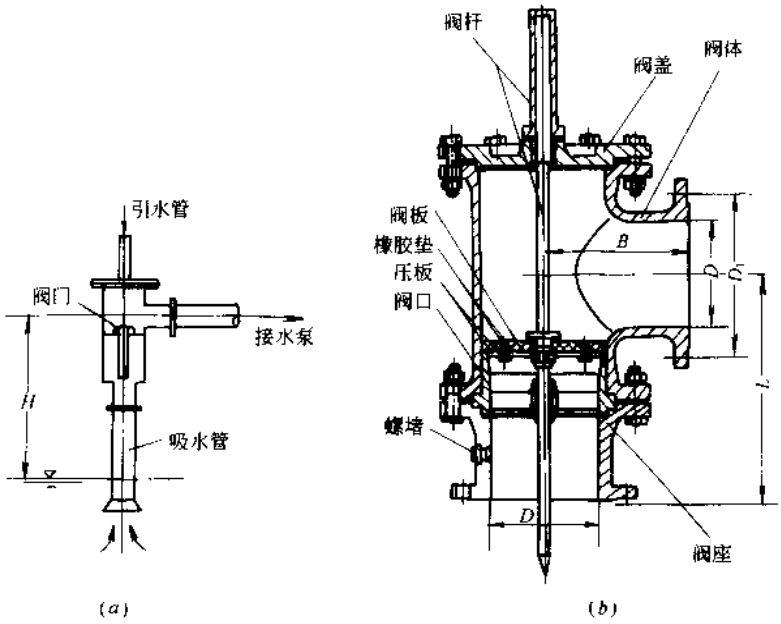


图 5-47　水上式底阀

(a)安装示意;(b)阀门构造

如果水泵吸水管的水平管段较短、吸程较高时，一般一次启动后水泵不能正常工作，尚需重复 2～3 次充水启动水泵。

3）阀座上安装的螺堵是为检修阀板时放空吸水管垂直管内的水，和测试安装真空表用。检修该阀时，不需将阀拆下，只需首先拧开螺堵，放掉吸水垂直管的水，再打开阀盖就可进行检修。

4）水上式底阀的设计详见给水排水设计手册第 9 册《专用机械》，常用的共有 *DN*80～*DN*300 等 6 种规格。

5.3.3.3　水射器抽真空

（1）水射器抽真空的工作特点与构造：

1）水射器抽真空是利用压力水通过水射器喷嘴处产生高速水流，在喉管进口处形成真空，将水泵内的气体抽走。采用水射器抽真空充水时，水射器应连接于水泵的最高点，在开动水射器前，水泵压水管路上的阀门要关闭，当水射器开始带出被吸水时，就可启动水泵。

2）水射器（亦称液气射流泵或水射流真空泵）由喷嘴、喉管、扩散管和吸入室组成，见图 5-48。水射器按结构形式可分为单级（短喉管、长喉管）、双级和多孔等三种。单级短喉管结构

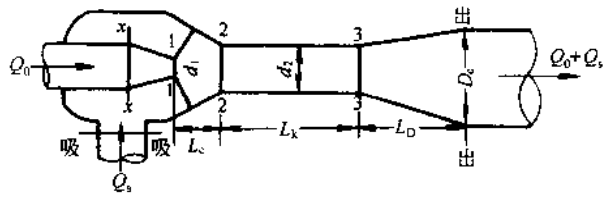


图 5-48　水射器

最简单，但效率较低；单级长喉管等其他型式效率较高些（$\eta_{max}=30\%\sim40\%$），在相同的工作条件下吸气量较前者大 0.5～1 倍。

3）用作抽真空的水射器，其安装位置直接影响到效率。高位安装（水射器出口断面比出水池高 10m 以上）比低位安装在相同的条件下吸气量大 30%～50%；

当抽气容量不大时，可采用单级水射器，低位安装；抽气容量较大时可考虑单级长喉管水射器，高位安装。

4）水射器的工作水压力一般采用 0.2～0.3MPa。

（2）水射器系列：武汉水电大学机电排灌研究所设计 JVP-1、2、3 型水射器（射流真空泵）。当吸入真空度 P_s 为 40.5～91.2kPa 时，吸气量 Q_s 分别达 19～1.5、41～2.7、81～5.8 m^3/h（吸气条件为：压力 $P=101.3kPa$，温度 20℃）。

给水排水标准图 S346 抽吸真空水射器，已有设计图可供制作，许多自来水公司与环保设备厂已有产品供应，其最大抽吸高度 $H_s\leqslant10m$，出口压力 $\geqslant0.5m$，冲射进水压力 0.25MPa，进水流量 $9m^3/h$。

5.3.3.4 真空泵充水

（1）真空泵充水特点与要求：

1）每次启动水泵时，先启动真空泵，待泵顶充水后，再启动水泵，并停止真空泵。

2）用于给水泵房的真空泵，主要有 SK、ZBE、SZ 型水环式真空泵。利用偏心叶轮的旋转水环，周期性地压缩和扩大旋转水环与泵壳间间隙，从而形成负压，抽吸和排出气体。真空泵的安装设计必须注意旋转水环的形成。

3）真空泵必须控制一定的液面高度，使偏心叶轮旋转时能形成适当的水环和空间，如泵内水位过高，形成水环空间过小，达不到抽气效果；如泵内水位过低，水量不足，启动泵后泵壳将急剧发热，温升高，设备易遭损坏，使用不安全。真空泵液面可由循环水箱内液面控制，一般可为泵壳直径的 2/3 高见图 5-49。

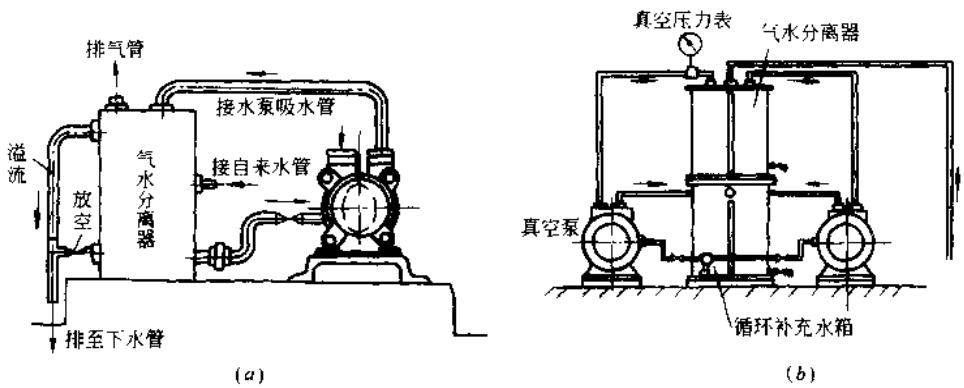


图 5-49 真空泵安装

(a) 用于清水泵房；(b) 用于原水泵房

4）真空泵一般应设气水分离器，对于清水泵房气水分离器可与循环补充水箱合并见图 5-49(a)；对于取水泵房，尤其是原水含沙量较高时，为避免泥砂进入真空泵，气水分离器和循环补充水箱应分开见图 5-49(b)。

（2）真空泵选用：真空泵可根据所需要的抽气流量和最大真空值选用。

1）真空泵的抽气流量 W：

$$W=K\frac{W_1+W_2}{T}\cdot\frac{H_g}{H_g-Z_s}\quad(m^3/min)\tag{5-30}$$

式中　W ——吸水管内空气容积(m^3)；

W_2 ——泵壳内空气容积，大约相当于吸入口面积乘吸入口到出水闸门的距离(m^3)；

H_g ——大气压的水柱高度(m)，取 10.33m；

Z_s ——水泵安装几何高度(自吸水井水位到水泵轴中心或基准面的垂直高度)(m)；

T ——水泵充水时间(min)，不宜超过 5min；

K ——漏气系数，采用 1.05～1.10。

2）最大真空值 H_{Vmax}：

$$H_{Vmax}=Z_s\times9.81\quad(kPa)\tag{5-31}$$

(3) 真空泵布置：

1）真空泵需设备用泵，二台泵可合用一套气水分离器和循环水补充水箱。真空泵一般利用泵房内边角位置布置，常布置成直角 L 形或一字形，见图 5-50。表 5-19 所列平面尺寸可供布置时参考。

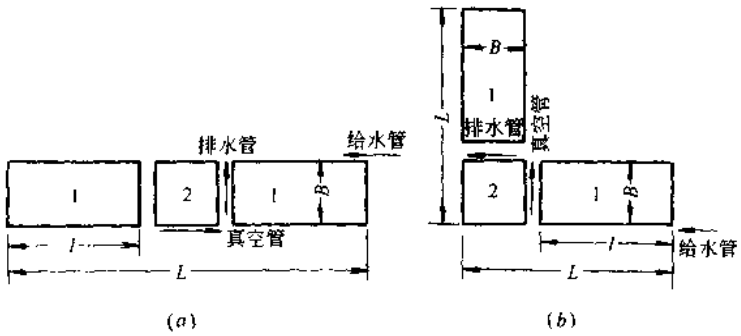


图 5-50　真空泵布置示意

(a)一字形布置；(b)L 形布置

1 -真空泵；2- 气水分离罐

真空泵安装尺寸　　表 5-19

真空泵型号	抽气量 (m^3/min)	电动机型号	功效 (kW)	一字形布置			角字形布置		
				L	l	B	L	l	B
SZ_1	0.64	$\frac{JO_2\text{-}41\text{-}4}{J51\text{-}4\ JO51\text{-}4}$	4	3700	1300	700	2200	1300	700
SZ_2	1.65	$\frac{JO_2\text{-}52\text{-}4}{J61\ 4\ JO62\text{-}4}$	10	4100	1500	700	2400	1500	700
SZ_3	6.80	$JO_2$81-6	30				3550	2250	950
SK1.5	1.5	Y100L2-4	3	3300	1100	700	2000	1100	700
SK3	3	Y132S-4	5.5						

续表

真空泵型号	抽气量 (m^3/min)	电动机型号	功效 (kW)	一字形布置			角字形布置		
				L	l	B	L	l	B
SK12	12	Y200L1-6	18.5	4500	1500	800	2650	1500	800
SK30	30	Y315S-8	55	6000	2100	1000	3550	2100	1000

2) 真空管路布置：采用真空泵抽气充水时，通常应在水泵顶上设置表明引水水位的水标；当采用水泵一步化操作时可在泵顶上设置各种形式的水电触点及电磁阀，参见图 5-51、52。详见给水排水设计手册第 8 册《电气与自控》。

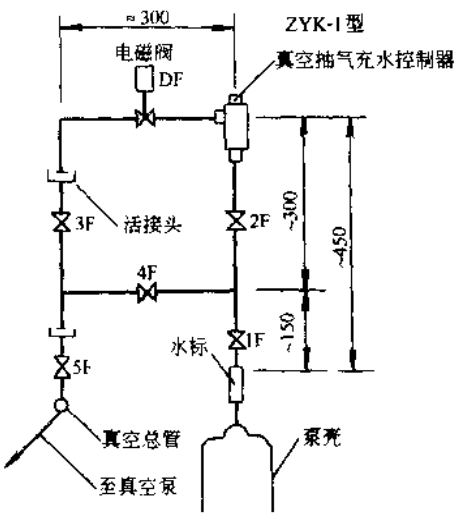


图 5-51 水泵顶真空充水系统示意

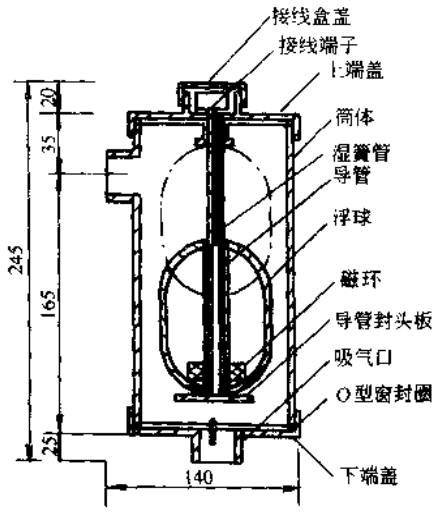


图 5-52 ZYK-1 型真空抽气、充水控制器

离心水泵抽真空充水系统见图 5-51，在正常运行时，1F、2F、3F、5F 阀门开启，4F 阀门关闭。

水泵充水时，起动真空泵，开启 DF 电磁阀，水泵壳体内的空气经 1F、2F、ZYK-1、DF、3F、5F 等及真空泵排至大气。真空形成后，ZYK-1 型真空抽气充水控制器内的常开接点闭合，接通中继电器，停真空泵、关闭电磁阀、起动水泵。

若需维修 DF 电磁阀，或 ZYK-1 型真空充水控制器时，开 1F、4F、5F 阀门，关 2F、3F 阀门。

ZYK-1 型真空抽气充水控制器结构见图 5-52。真空未形成时浮球下落，控制接点处于断开状态；当水泵壳内形成真空后，泵壳内的水经 1F、2F 进入真空充水控制器筒体，使浮球上升，升至顶部时，浮球内的磁环作用于导管内的湿簧管，使控制点闭合，发出真空形成信号。

5.3.3.5 自吸式离心泵的真空充水

自吸式离心泵简称自吸泵。仅要求在初始运行时灌一次水，停止运行后泵内仍保持一部分水，再次启动时可自行排气、自吸引水，直到转入正常工作，启动水泵方便。

(1) 构造特点：自吸泵与普通离心泵的区别：

1) 泵吸入口位置较高，具有吸入阀见图 5-53。

2) 出水侧设有一个气水分离室。

3) 下部具有一个回流通道。

(2) 部分产品系列：自吸泵详见给水排水设计手册第 11 册《常用设备》与《给水排水设计手册·材料设备》(续册)第 2 册。其中型号有：

$\frac{KZ}{LZ}$ 12-32～200-125 型，流量为 12.5～200m³/h；扬程为 32～125m。

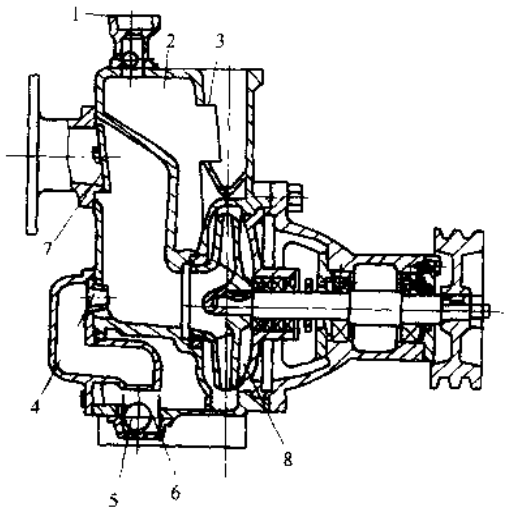


图 5-53　BPZ 自吸泵

1—排气杯；2—气水分离室；3—上回水窗；4—喷嘴；5—球阀；6—回流通道；7—吸入阀；8—泵蜗室

(3) 自吸引水过程：

1) 自吸泵停止运转后，在泵体内保持一部分水，再次启动时，旋转的叶轮以及由它产生的离心力，将水泵吸水管的空气吸入和泵体内的存水掺混成气水混合物，并通过扩散管上的上回水窗将它排至气水分离室。由于气水分离室的过流断面比泵蜗室断面大，因此流速降低，比重较轻的空气从水中分离出来，自排气杯排走。

2) 脱气后的水，经过设在泵体下部的回流通道，自喷嘴射向叶轮内部，继续与空气混合，然后又将空气离析出来，泵内这部分存水作为工作液体，经过几次循环，就将进水管及泵内空气排完，从而完成了对水泵的真空引水。

3) 回流通道设有球阀控制机构。自吸过程中，球阀停留在图 5-53 所示位置。泵转入正常输水工况时，回流道进口和出口两端压差增至泵的扬程，球阀在两端压差作用下迅速由高压端向低压端移动，堵住喷嘴。如回流通道两端压差消失，球阀由于自重又重返原位置。这样，泵由启动、自吸到转入正常输水再到停机，球阀也随之开启和关闭喷嘴、再开启。

5.3.3.6　常吊真空充水系统

(1) 常吊真空系统工作特点与布置：

1) 真空吊水是真空泵充水的另一种方式，它使停止运行的水泵或虹吸进水管经常处于真空状态。是在水泵或虹吸进水管与真空泵间设真空罐，并经常保持一定的真空度，以使水泵可随时直接启动；或保持虹吸进水管在负压情况下所析出与积聚的气体能及时抽出、持续进水。

真空吊水的真空泵根据真空罐内液位，自动启停；真空泵抽气量可较直接真空充水的小。

2) 真空吊水系统布置见图 5-54。在初始或大修结束后，先启动真空泵，通过所有接入真空罐的水泵抽气管将水泵及吸水管路内的空气抽出，使罐内真空度达到一定值，水位相应上升到 H_6，经干舌簧液位讯号器自动关停真空泵。

真空系统、水泵填料函、吸水管道等处漏入的气体，以及水泵或虹吸进水管(尤其是管道较长时)，在负压情况下析出的气体不断进入真空罐，使罐内水位下降到 H_5；此时水位讯号器自动使真空泵开启，直至罐内水位重新上升到 H_6，这样始终保持整个管路及水泵处于充

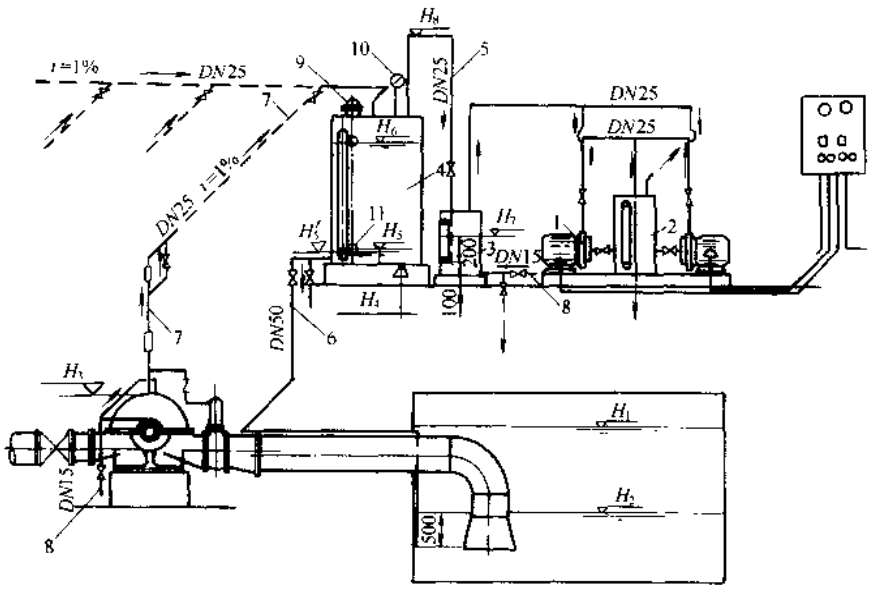


图 5-54 真空泵吊水系统

1—真空泵；2—气水分离箱；3—水封罐；4—真空罐；5—水封抽气管；6—联通管；7—吊水真空管；8—给水管；9—干舌簧液位讯号器；10—真空表；11—浮标

水状态。

(2) 真空罐及真空泵：真空罐容积主要取决于设备漏气及负压情况下水中逸出的气体量。

真空泵容量主要考虑抽出真空罐内漏入和水中逸出气体的量，容量较小，但初次抽气时间很长，需要提前开泵。

真空罐容积及泵的选用可参见表 5-20。大型真空吊水罐计算，可见给水排水设计手册第 9 册《专用机械》第 10.2 节。真空罐容积还与真空泵开停时间间隔有关：如开停次数多、间隔时间少，则罐体容积小；反之则罐体容积大。

真空罐容积及泵型选择 **表 5-20**

使用范围			真空泵			真空吊水罐①		备注
台数	水泵吸水管口径(mm)	吸上高度(m)	型号	流量(L/min)	真空值(mmHg)	有效容积(m^3)	直径(mm)	
≤6	300	≤3	自选	0～33	650～440	0.5	700	真空泵开停时间间隔一般为 1～2h
≤4	350	≤3				0.5	700	
>6	300	>3		0～66	650～440	1.0	1000	
>4	350	>3				1.0	1000	

① 真空吊水罐的管道口径采用 DN25mm。

为防止真空泵停运时，空气从气水分离罐倒进真空泵而窜入真空罐，破坏整个真空吊水系统，需要设置水封罐(见图 5-54)。

(3) 主要水位关系与高程：真空常吊系统有以下控制水位 H_1～H_8：

H_1——吸水井(池)内高水位。

H_2——吸水井(池)内低水位。

H_3——水泵泵顶高程。

H_4——真空罐基础顶面高程。

H_5——真空罐内最低水位(真空泵开泵水位)。

H_5'——真空泵报警水位。

H_6——真空罐内高水位(真空泵停泵水位)。

H_7——水封罐内水封水位。

H_8——水封管安装高度。

其系统必须满足以下水位与高程间关系：

1) H_6 应根据所需抽气量、真空罐容量，按真空泵开停时间间隔等确定。

2) 真空吊水罐内低水位 H_5 应高于水泵壳顶 0.4m 以上。并高出基础顶面 $H_4$0.2m。

3) 水封水位 H_7 应满足下式关系：

$$H_8-H_7>H_6-H_2 \tag{5-32}$$

$$H_8>H_1 \tag{5-33}$$

水封抽气管的管口应经常在水面 H_7 以下，不露出水面。

(4) 自动排气阀(见图 5-55)：为使吸水管及水泵排气充水、真空常吊，而引水又不致进入真空罐，必须设置安装于泵顶的自动排气阀。自动排气阀的作用是只允许气体通过，而不准水流通过。止水浮球为硬塑料或硬橡胶制成的空心球，球重约为 40～42g。

图 5-56 为采用硬橡胶制成的止水浮球，并带视镜，详见给水排水设计手册第 9 册《专用机械》第 10.2.4 节。

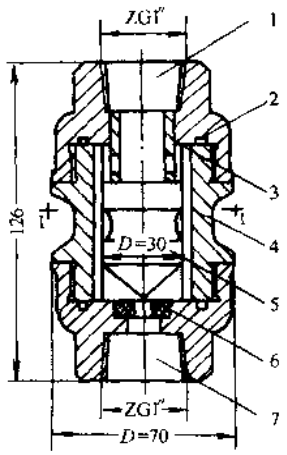
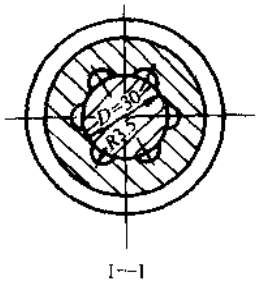


图 5-55　自动排气阀

1—阀上盖；2—阀封圈；3—导气管；4—阀体；5—阀芯；6—密封垫；7—阀下盖



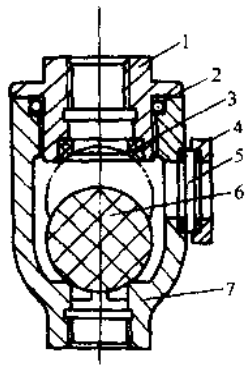


图 5-56　真空引水止水阀

1—阀盖；2—密封圈；3—阀嘴；4—压盖；5—视镜；6—止水球；7—阀体

5.3.4 起重设备与泵房高度

5.3.4.1 起重设备

为便于泵房内设备的安装、检修，需要设置起重设备，其额定起重量应根据最重吊运部件和吊具的总重量确定。起重机的提升高度应满足机组安装和检修的要求。

(1) 常用起重设备：给水泵房的起重设备常用的有：

1) 配手动单轨小车的手拉葫芦。

2) 电动单轨葫芦。

3) 手动悬挂起重机。

4) 电动悬挂起重机。

5) 手动桥式(有单梁和双梁二种)起重机。

6) 电动桥式(有单梁和双梁二种，又包括单钩或双钩)起重机。

常用起重设备的型号规格详见给水排水设计手册第 11 册《常用设备》。

(2) 起重设备选用：起重设备的选择应根据泵房布置，设备重量，泵房跨度、高度，操作和检修要求等确定。

选用的起重设备需明确有关参数与运行要求，包括：起重量、起重设备轨距、起升高度、工作级别、大车的轨道型号与导电形式、吊运速度(包括大车、小车及吊钩等速度要求)、操作方式(是地面或机上驾驶)，以及其他特殊要求。

1) 起重设备选用标准：起重设备选用标准见表 5-21，有条件时可适当提高标准。

起重设备选择　　表 5-21

起重量(t)	起重设备形式	起重量(t)	起重设备形式
小于 0.5	固定吊钩或移动吊架	大于 2.0	电动起重设备
0.5～2.0	手动起重设备	大于 5.0	宜选用电动单梁或双梁起重机

起吊高度大，吊运距离长，起吊次数频繁或双行排列的泵房，可适当提高起吊的机械化水平。

2) 额定起重量 Q：起重机在正常工作时允许起吊的物品(吊运部件)重量，和可从起重机上取下的取物装置重量之总和称为额定起重量。

① 选择起重设备时，应按泵房内最重一台设备(水泵，电动机或阀门等)的重量考虑。

② 对于大型泵房，如允许设备解体吊装，可按解体后的最重件设备考虑，但从生产安全出发，应订立严格的操作规程，采取有效的防范措施，以免起重设备超载。

3) 总起升高度 H：起升高度是指地面到取物装置上极限位置的高度(用吊钩时算到吊钩钩环中心)；当取物装置可以放到地面以下时，其下放距离称为下放深度，起升高度和下放深度之和称为总起升高度见图 5-57。

① 一般起重设备的起升高度为 3～16m，可适用于常用的地面式及地下式泵房；对于较深的水源泵房，如起升高度超过 16m，需在订货时说明，采取加长吊索，增加起吊高度。一般可加长至 30m，如再需加长，应作特殊加长处理或采用双筒起重机。钢丝索不宜加得过长，以免起吊时摇晃。当地下式泵房较深时，可考虑采用二级起吊。

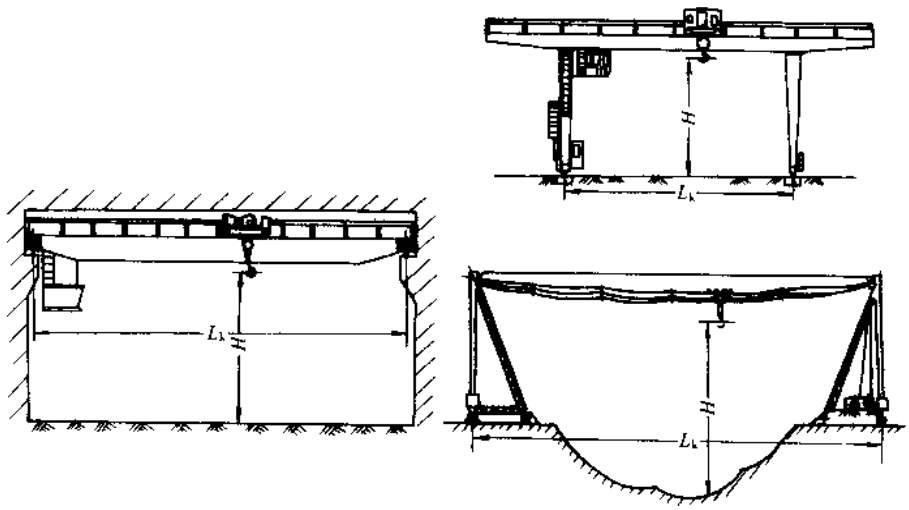


图 5-57　各种情况的起升高度

② 计算起重设备的起升高度时，应区别设备的起升高度与设备所需的净起吊高度（尤其对于大型水泵房）的差别。净起吊高度是指：

ⅰ．从设备吊点起算，经钢丝绳紧缚，将设备垂直起吊，能在泵房间内最高设备顶上平移越过的高度。

ⅱ．对地下式泵房，则从设备吊点起算，经钢丝绳紧缚，将设备垂直起吊，能平移出泵房门口的高度。

起重设备起升高度：系指泵房地坪至吊钩（在钢丝绳绕紧下）最高点的距离见图 5-57（根据起重的安全操作规程，要求在起重设备休止时，吊钩必须处于钢丝绳绕紧状况的最高位置，或钢丝绳完全放松将吊钩自由垂落于地面位置）。

4）跨度 L_k：桥式（或悬挂）起重机运行轨道中心线之间的距离称为起重机的跨度 L_k，桥式起重机小车运行轨道中心线之间的距离称为小车的轨距 l。

① 在选择桥式（或悬挂）起重机的 L_k 时，应根据泵房内水泵、电动机、进出水管、阀门等的平面布置和要求的起吊设备范围（包括阀门、管道）而定。

同时应注意行车上吊钩的极限位置 l_1 和 l_2（电动桥式起重机的 l_1 和 l_2 一般较大，使有限起吊范围缩小）。

② 确定起重设备 L_k 时，还应结合建筑的构造要求。矩形泵房的屋面梁一般采用标准构件，故泵房建筑跨度有一定模数要求。通常所用的泵房跨度为 6、9、12、15、18m 等。各种结构形式相应的 L_k 选用如下：

ⅰ．无吊车梁结构：各种产品样本上规定的单（双）梁桥式起重机安装尺寸，一般是指无吊车梁结构泵房，适用于地下式泵房，沉井泵房等有统长牛腿的钢筋混凝土整体墙壁见图 5-58；当采用悬挂式起重机时，则直接悬挂在屋面梁下工字钢上，如图 5-59 所示。此时 L_k 应满足：

$$L_k \leqslant L-2l \quad (\mathrm{m}) \tag{5-34}$$

式中　$l=a+b+c$；

L_k ——起重机跨度(m)；

L——屋面梁跨度(m)；

b——起重机械外缘凸出部分距墙壁最小间距(m)，见起重机械产品样本或给水排水设计手册第11册《常用设备》；

c——起重机械外缘凸出部分至轨距中心间距(m)，见起重机械产品样本；

a ——内墙壁至屋面梁跨的中心的间距，由建筑设计决定(m)。

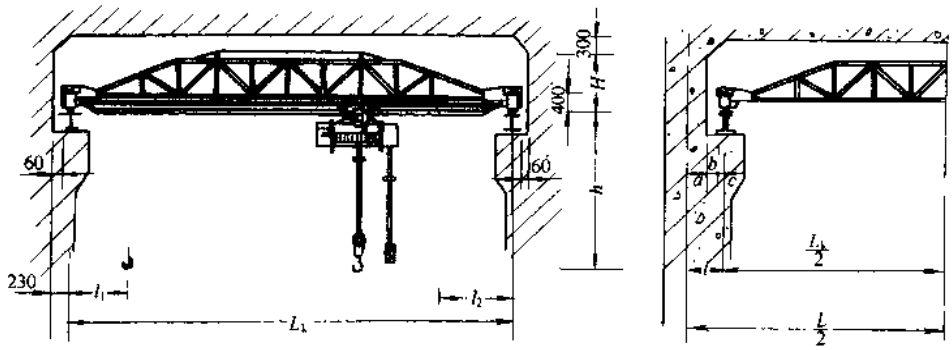


图 5-58 无吊车梁的桥式起重机械安装示意

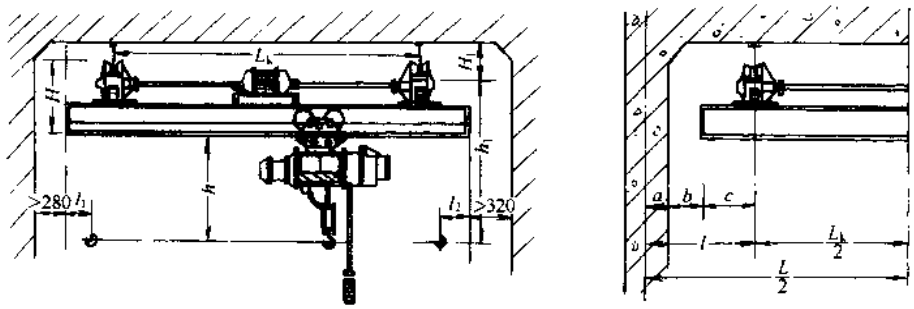


图 5-59 悬挂式起重机械安装示意

Ⅱ．采用排架柱体吊车梁结构：一般地面式泵房或地下式、半地下式泵房的地面建筑采用砖柱或钢筋混凝土柱的排架式结构，必须在柱牛腿上搁置吊车梁见图5-60。此时 L_k 应满足：

$$L_k \leqslant L-2l \text{ 和 } L_k \leqslant L-2l' \tag{5-35}$$

式中 $l=a+b+c$，$l'=a+e+f$

e ——吊车梁边至墙壁距离(m)，见有关建筑规定；

f——吊车梁顶宽的1/2(m)，由结构计算决定。当采用标准吊车梁(DLQ)时，可按该图集确定 f；

L_k、L、b、c、a 同前。

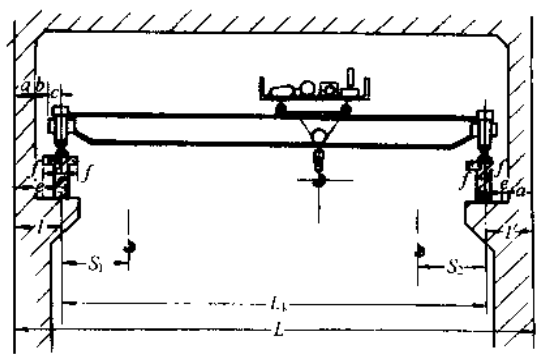


图 5-60 有吊车梁的起重机械安装示意

Ⅲ. 采用标准跨度泵房时，L_k 可参见表 5-22 选用。

3～50t 电动桥式起重机跨度系列(GB 790　95)　　**表 5-22**

厂房跨度(m)	9	12	15	18	21	24
起重机跨度 L_k(m)	7.5	10.5	13.5	16.5	19.5	22.5
(Q3～50t)	7	10	13	16	19	22

5) 工作制类型：给水泵房起重设备主要用于安装和检修，起吊频率较低，机构载荷率小～中；年工作时间一般小于 500h，属轻级制工作类型。大型立式泵，每次检修时间较长，有可能每年检修时间达 500～2000h，近似中级制工作类型。

6) 吊运速度：起重设备的吊运速度，包括大车纵向移动、小车横向移动、主钩起吊以及副钩起吊等速度。通用的起重机适用于各等级别工作制。给水泵房的安装检修工作次数不多，但工作过程启停频繁，速度不宜过快，选用设备时常需提出以下带调速与点动的要求，如：

① 大车纵向移动速度，带涡流调速装置(1∶4)41～10m/min。

② 小车横向移动速度 16m/min。

③ 主钩起吊速度，带涡流调速装置(1∶5)1～1.4m/min。

④ 副钩起吊速度 11.6m/min，带点动装置。

5.3.4.2　泵房高度

当有吊车起重设备时，泵房高度应通过计算确定。

(1) 一般规定：

1) 主泵房电动机层以上净高应满足以下要求：

① 立式机组：应满足水泵轴或电动机转子连轴的吊运要求。如果叶轮调节机构为机械操作，还应满足调节杆吊装的要求。

② 卧式机组：应满足水泵或电动机整体吊运或从运输设备上整体装卸的要求。

③ 起重机最高点与屋面大梁底部距离不应小于 0.3m。

2) 吊运设备与固定物的距离应符合下列要求：

① 采用刚性吊具时，垂直方向不应小于 0.3m；采用柔性吊具时，垂直方向不应小于 0.5m(即起吊物底部与吊运越过的固定物顶部之间净距)。

② 水平方向不应小于 0.4m。

③ 主变压器检修时，其抽芯所需的高度不得作为确定主泵房高度的依据。起吊高度不足时，应设变压器检修坑。

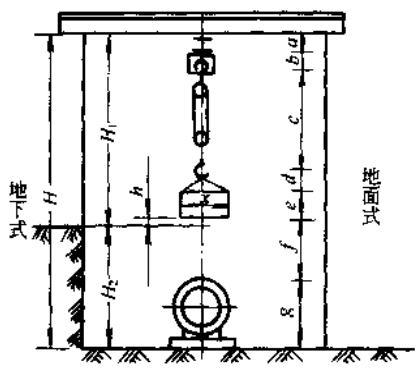


图 5-61　设有单轨吊车的地面式和地下式泵房高度简图

3) 水泵层净高不宜小于 4.0m。

(2) 采用单轨吊车时(见图 5-61)：

1) 地面式泵房：

$$H=a+b+c+d+e+f+g \quad (\mathrm{m}) \tag{5-36}$$

式中　H——泵房高度(m)；

a——单轨吊车梁的高度(m)；

b——滑车高度(m)；

c——起重葫芦在钢丝绳绕紧状态下的长度(m)；

d——起重绳的垂直长度(对于水泵为 $0.85x$m，对于电动机为 $1.2x$m，x 为起重部件宽度)(m)；

e——最大一台水泵或电动机的高度(m)；

f——吊起物底部和最高一台机组顶部的距离(一般不小于 0.5m)；

g——最高一台水泵或电动机顶至室内地坪的高度(m)。

2) 地下式泵房：

当 $H_2 \geqslant f+g$，

$$H=H_1+H_2 \quad (\text{m}) \tag{5-37}$$

式中 H_2——泵房地下部分高度(m)；

H_1——泵房地上部分高度，

$$H_1=a+b+c+d+e+h \quad (\text{m})$$

其中 h——吊起物底部与泵房进口处室内地坪或平台的距离(一般不小于 0.3～0.5m)。

当 $H_2<f+g-h$，

$$H_1=(a+b+c+d+e+f+g)-H_2 \quad (\text{m})$$

(3) 采用单梁悬挂式吊车时(见图 5-62)：

1) 地面式泵房：

$$H=a_1+c_1+d+e+f+g \quad (\text{m}) \tag{5-38}$$

2) 地下式泵房：

$$H=H_1+H_2 \quad (\text{m}) \tag{5-39}$$

式中 H_1——泵房地上部分高度(m)，

$$H_1=a_1+c_1+d+e+h \quad (\text{m})$$

其中 a_1——行车轨道的高度(m)；

c_1——行车轨道底至起重钩中心的距离(m)。

(4) 采用桥式吊车时(见图 5-63)：

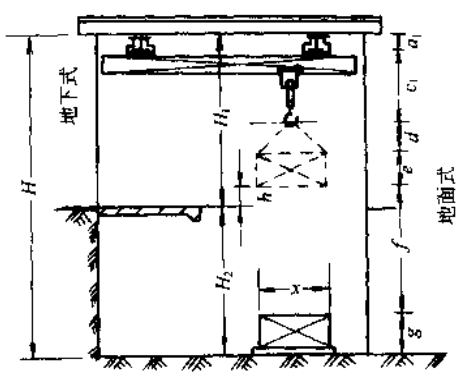


图 5-62 设有单梁悬挂式吊车的地面式和地下式泵房高度简图

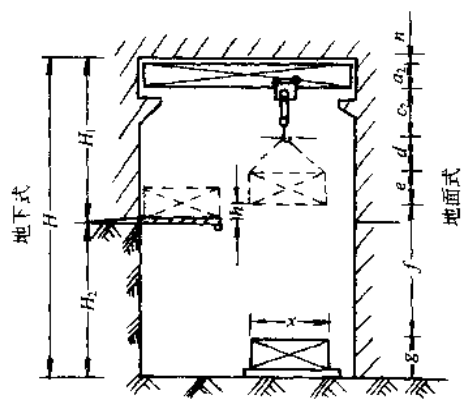


图 5-63 设有桥式吊车的地面式和地下式泵房高度简图

1）地面式泵房：

$$H=n+a_2+c_2+d+e+f+g \quad (\mathrm{m}) \tag{5-40}$$

2）地下式泵房：

$$H=H_1+H_2 \quad (\mathrm{m}) \tag{5-41}$$

式中　H_1——泵房地上部分高度(m)，

$$H_1=n+a_2+c_2+d+e+h \quad (\mathrm{m})$$

其中　n——一般采用不小于 0.3m；

a_2——行车梁高度(m)；

c_2——行车梁底至起重钩中心的距离(m)。

(5) 深井泵房高度：

1）深井泵房高度需考虑下列因素：

① 吊装井内扬水管(分节提取)。

② 吊装电动机。

③ 满足通风要求。

2）深井泵房内的起重方式：可采用能拆卸的屋顶，并用三角架及手拉链式葫芦起吊；也可采用屋面上留吊装孔，吊装孔上搁置横梁，屋面不考虑架设三角架或其他吊装设备，以免破坏屋面。

深井泵房给排水标准图集(94S651)所采用的起重布置见图 5-8、9。其设计条件为水泵起吊重量 7t，起吊检修孔尺寸 1260mm×1200mm：

① 地面式泵房高度 4.6m，梁底高度 4.11m。

② 半地下式泵房高度：地下部分 2.6m；地上部分3.22 m；梁底高度 2.73m。

(6) 立式混流泵的起吊高度与重量：

1）起吊高度：

① 确定泵房吊车高度时，不仅要考虑泵装拆时的起吊高度，更要注意电动机装拆检修时起吊高度要求。起吊高度应满足式(5-42)要求(见图 5-64)：

$$H=h_1+h_2+c+h_3+h_4 \quad (\mathrm{m}) \tag{5-42}$$

式中　H——起吊高度(m)；

h_1——轴伸长加 0.1(m)；

h_2——定子外壳高度(m)；

c——0.1～0.15m；

h_3——转子总长(m)；

h_4——钢丝绳高度 1～2m。

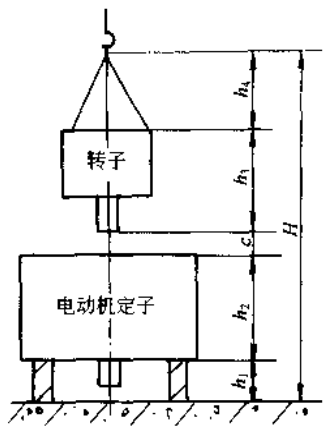


图 5-64　立式电机起吊高度

② 对于常用的口径在 1400～2200mm 之间的立式湿坑斜流泵，其垂直长度一般都在 8～14m之间，有的达 20m 以上。因此，泵的外壳和转子都是分段的，单件长度一般控制在 5m 以内。

所以对泵房起吊高度的要求一般为 6～6.5m；如加上起吊钢丝绳的高度 1.5～2m，泵房吊车的吊钩至泵房基准地面的高度，按泵的装拆要求，一般需在 8.5m 以上。

此外，还要考虑检修电机时，电机转子从电机定子中抽出的起吊高度要求，这个高度 H 往往大于泵的装拆起吊高度。

2）起吊重量：

① 起吊重量要分别考虑泵和电动机安装时的最大起吊重量，以及维修时的最大起吊重量。

② 不同抽出结构的水泵，其最大安装起吊重量和维修时的最大起吊重量有很大区别：

ⅰ. 图 5-65(a)所示水泵维修抽出部件为：叶轮、叶轮室、导流体、轴、轴承等零部件。它安装的最大起吊重量为所有泵的外壳体连接完毕后，最终吊入泵坑中时的重量。

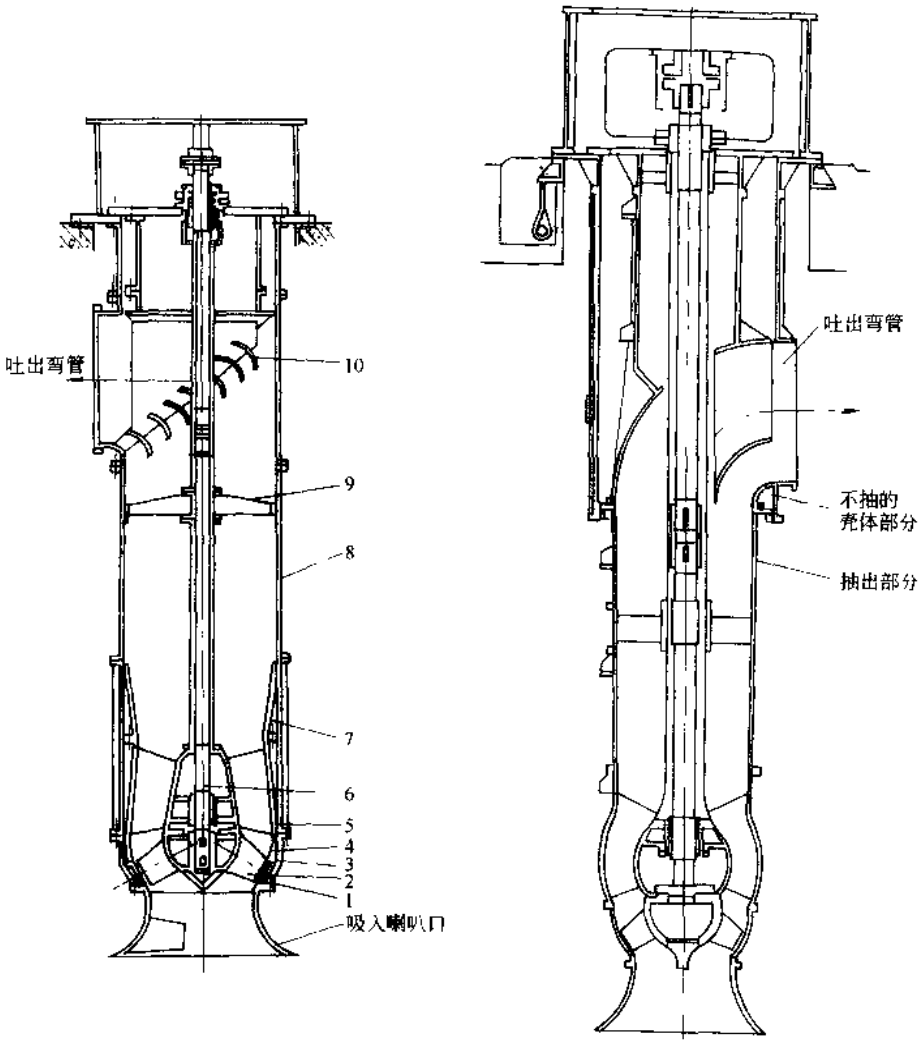


图 5-65 立式湿坑斜流泵结构及可抽方式

(a)喇叭口与壳体(外接管)不可抽式；(b)喇叭口与吐出弯管以下壳体可抽式

1—叶轮室；2—叶轮；3—外接管(Ⅰ)；4 导叶体；5—外接管(Ⅱ)；6—下主轴；7—扩散管；8—中间接管；9—轴承支座；10 导流片

ⅱ. 图 5-65(b)所示水泵结构：它的维修抽出部件除叶轮、导流体等零件外，还包括吸入喇叭口和吐出三通管以下部分的壳体。因此它的最大安装起吊重量也就是最大维修起吊重量。

5.3.5 采暖与通风

5.3.5.1 主要规范与规定

(1) 采暖与通风应按《采暖通风与空气调节设计规范》(GBJ 19—87)、《工业企业设计卫生标准》(TJ 36—79)和《泵站设计规范》(GB/T 50265—75)有送通风与采暖的规定，并参照《供暖通风设计手册》、《实用供热空调设计手册》和《通风与空调工程施工及验收规范》(GB 50243- 97)、《采暖与卫生工程施工及验收规范》(GBJ 242 82)等进行设计。

(2) 泵房通风与采暖方式应根据当地气候条件、泵房形式及对空气参数的要求确定。除主泵房外还应包括辅助机房。

在寒冷地区泵房应考虑采暖。

(3) 主泵房和辅机房夏季室内空气参数应符合《泵站设计规范》(GB/T 50265--97)的规定，见表 5-23、24。

主泵房夏季室内空气参数　　表 5-23

部　位	室外计算温度(℃)	地面式泵房			地下式或半地下式泵房		
		温　度(℃)	相对湿度(%)	平均风速(m/s)	温　度(℃)	相对湿度(%)	平均风速(m/s)
电动机层工作地带	<29	<32	<75	不规定	<32	<75	0.2～0.5
	29～32	比室外高 3	<75	0.2～0.5	比室外高 2	<75	0.5
	>32	比室外高 3	<75	0.5	比室外高 2	<75	0.5
水　泵　层		<33	<80	不规定	<33	<80	不规定

辅机房夏季室内空气参数　　表 5-24

部　位	室外计算温度(℃)	地面式辅机房			地下式或半地下式辅机房		
		温　度(℃)	相对湿度(%)	平均风速(m/s)	温　度(℃)	相对湿度(%)	平均风速(m/s)
中控室载波室	<29	<32	<70	0.2	<32	≤70	不规定
	29～32	<32	<70	0.2～0.5	比室外高 2	≤70	0.2
	>32	<32	<70	0.5	<33	≤70	0.2～0.5
微　机　室		20～25	≤60	0.2～0.5	20～25	≤60	0.2～0.5
开关室站用变压器室		≤40	不规定	不规定	≤40	不规定	不规定
蓄　电　池　室		≤35	≤75	不规定	≤35	不规定	不规定

5.3.5.2 采暖

(1) 泵房采暖室内计算温度：

1) 人员经常逗留处(值班、控制室等)取 16～18℃；其他房间(水泵间)取 5～10℃；中控室、微机室和载波室的温度不宜低于 15℃，当不能满足时应有采暖设施，且不得采用火炉。

2）泵房采暖设计应充分利用电动机散发的热量；电动机层宜优先利用电动机热风采暖，其室温在5℃及其以下时，应有其他采暖设施。严寒地区的泵站在非运行期间，可根据当地情况设置采暖设备。

（2）泵房采暖室外计算温度：应采用历年平均每年不保证5d的日平均温度。

（3）采暖系统设计详见有关采暖设计手册。

5.3.5.3 通风

设计泵房必须考虑具有良好的通风。

（1）通风设计要点：

1）根据泵房内机组的大小、性质、泵房面积、层高、埋深以及所在地区的气温条件等，选择适当的通风方式：

① 主泵房和辅机房宜采用自然通风。当自然通风不能满足要求时，可采用自然进风，机械排风，机械排风可以是局部排风，亦可以局部排风辅以全面排风。通风方式及适用条件见表5-25。

通风方式及适用条件 表5-25

通风方式		布置特点	适用条件
自然通风	全面自然排风	有足够的外窗面积，能满足自然通风要求	适用于地面式泵房或埋设较浅的地下或半地下式泵房
机械通风	局部排风	由通风机抽取电动机排出的热空气，冷空气自然补充 每台电动机可单独排风，也可数台电动机组成排风系统集中排风	适用较广泛，适用于一般的半地下式或地下式的大中型泵房
	局部排风辅以全面排风	除局部排风（同上）外，另辅以全面机械排风，以降低室内气温，进一步改善卫生条件和电动机工作条件	适用于大型及埋设较深的地下式泵房

② 中控室和微机室宜设空调装置。

③ 主电动机宜采用管道通风、半管道通风或空气密闭循环通风。风沙较大的地区，进风口宜设防尘滤网。

2）泵房布置需考虑其方位、进风面和建筑形式，按有利的风向布置：

① 确定泵房在厂区总图的方位时，泵房纵轴应尽量布置成东西向，避免大面积的窗和墙受日晒的影响。泵房的主要进风面一般应与夏季主导风向成60°～90°角，不宜小于45°角，并同时考虑避免西晒。

② 泵房应尽量采用单层建筑，并且不宜在泵房四周建披屋，当确有必要时，应避免建在夏季主导风向的迎风面。

③ 当水泵的电动机布置在泵房的一侧靠外墙处时，电动机应尽量布置在进风口的两边，以避免室外进风将电动机的热量扩散至泵房的另一侧。

④ 位于炎热地区的泵房宜采用通风屋顶，如条件限制，可采取其他隔热措施；散热量小于23W/m³的泵房，当屋顶离地面平均高度小于或等于8m时，宜在屋顶隔热或适当增加泵房的高度。

⑤ 当炎热地区泵房室内散热量大于23W/m³时，或其他地区泵房室内散热量大于

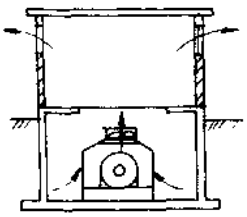
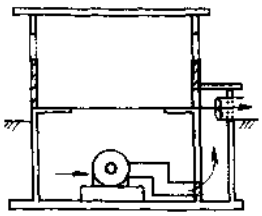
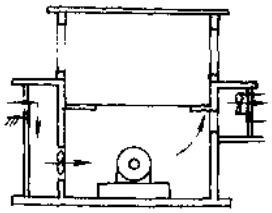
35W/m³时，应采用避风天窗。天窗两侧与建筑物邻接，且处于负压区时，无挡风板的天窗可视为避风天窗。当夏季室外平均风速小于或等于 1m/s 时，或利用天窗能稳定排风时，可不设避风天窗。

⑥ 自然通风的进风口宜采用门洞、平开窗或垂直转动窗等。进风口距地面的高度，应采用 0.3～1.2m，当进风口较高时，应考虑进风效率降低的影响。

⑦ 自然通风用的窗扇，应设便于操作和维修的开关装置。

3）当地下式和半下式泵房采用机械通风时，常用的通风布置形式和特点见表 5-26。

常用的地下式和半地下式泵房机械通风形式和特点　　表 5-26

通风形式	隔声排风罩	管道单排	送排风结合
布置示意			
特　点	1. 同时隔声和隔热，环境质量高 2. 通风散热隔声罩的降噪量可达 15～25dB(A) 3. 布置方便 4. 适用各类电动机 5. 效果好	1. 电动机内的热流量通过管道排除，电动机外壳发热量散至室内 2. 管道布置较困难 3. 适用于管道式风冷电动机 4. 效果一般	1. 机械送风与排风相结合，室外冷空气直接送至工作区，热交换强烈 2. 电动机的发热量散至室内后再用排风机排至室外，排风量大 3. 土建工程量大 4. 适用于埋深较大的泵房 5. 效果较差
费　用	1. 设备费用高 2. 土建费用低	1. 设备费用较低 2. 土建费用中等	1. 设备费用低 2. 土建费用高

4）机械通风的风管断面较大，在设计泵房的平面和布置水泵电机以及进出水管道时，必须结合机械通风系统，统一考虑。

（2）机械通风设计与布置：

1）给水泵房常用的通风机械可分为离心式和轴流式两种：

① 离心风机：低压 $H_q \leqslant 1000Pa$；中压 $1000Pa < H_q \leqslant 3000Pa$；高压 $H_q > 3000Pa$。

② 轴流式风机：低压 $H_q < 500Pa$；高压 $H_q \geqslant 500Pa$。

③ 用于给水泵房的通风机械为轴流风机和低压离心风机（详见给水排水设计手册第 11 册《常用设备》）：

ⅰ. 根据输送的气体性质、温度，选定通风机类型。

ⅱ. 根据所需要的风量、风压及已选定的风机类型，确定风机型号。为了便于接管和安装，还要选择合适的风机出口方向和传动方式。

ⅲ. 若泵房噪音控制有一定要求时，通风机的选用应考虑防噪音措施。关于防噪减振设计见给水排水设计手册第 1 册《常用资料》。

2）风机与管道布置：

① 当采用轴流风机时，一般均将风机安设在地面防洪水位以上的墙面内或建在不漏水的垂直通风井内，见图 5-66、67：

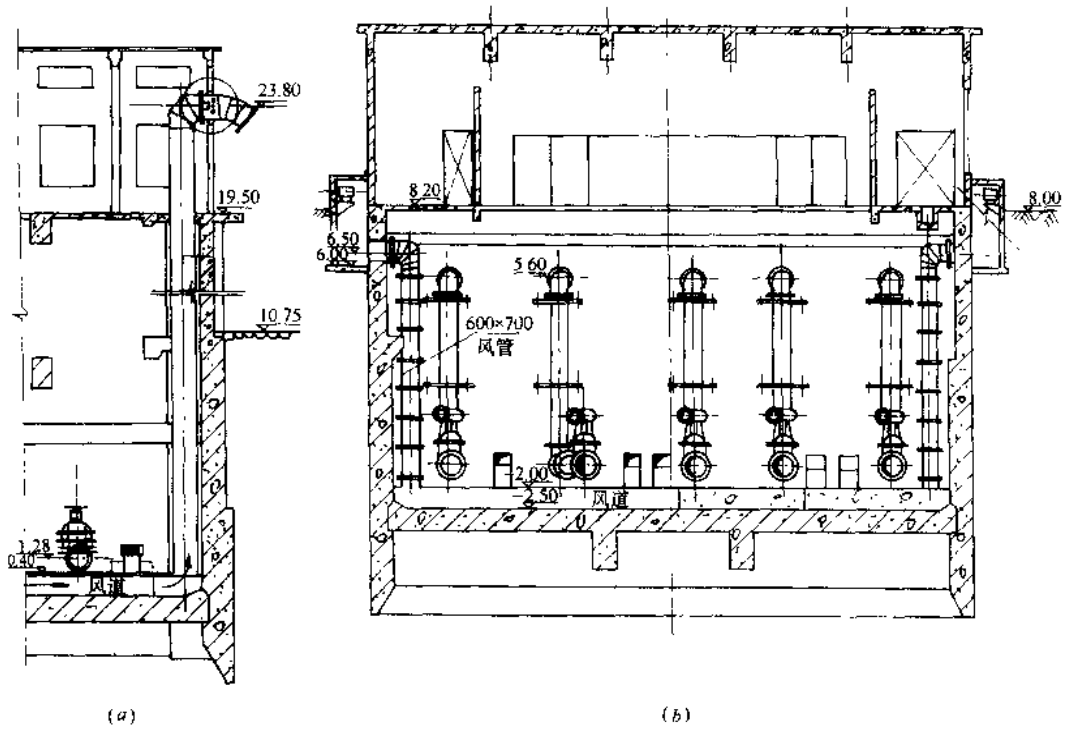


图 5-66 轴流风机布置

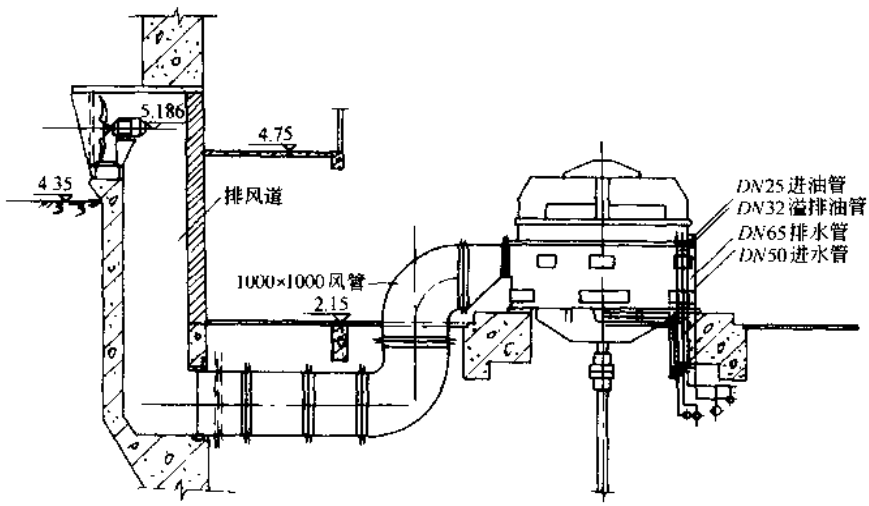


图 5-67 电动机通风冷却布置

ⅰ. 图 5-66(a)所示形式布置简单，无需特殊结构，但泵房地面以上有多道排风管影响美观。

ⅱ. 图 5-66(b)所示的布置，要求泵房墙壁作特殊处理，适宜于钢筋混凝土结构的地下

式泵房，泵房地面以上较简洁，无通风管道。图 5-66(b)所示为多台水泵合用风机的布置。

ⅲ. 如电动机功率较大，可采用每台电动机单独设通风机械排除热风(见图 5-67)。

ⅳ. 轴流风机可安装在砖墙、砖柱、混凝土柱、钢柱等基础上，砖墙内安装见图 5-68。

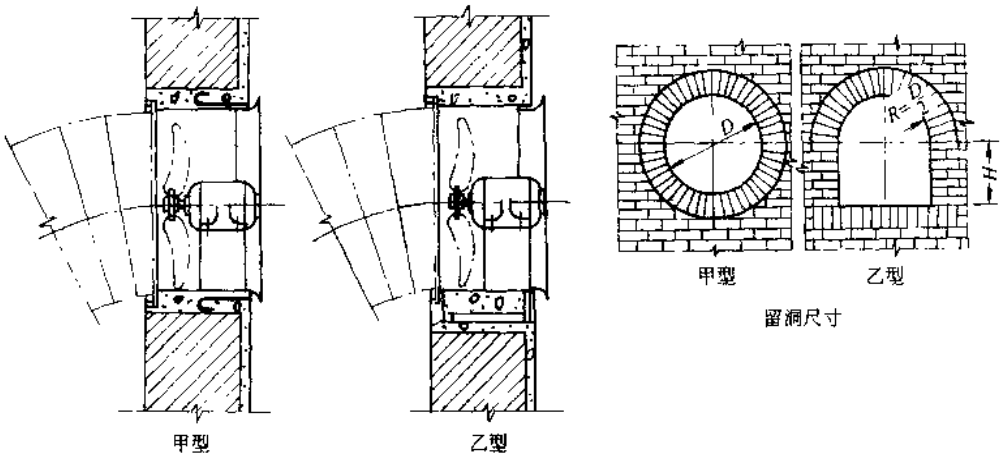


图 5-68　轴流风机安装示意

② 离心风机安装：分为安装在钢支架、混凝土独立基础、平台或楼板、软木减震等基础上；通风机与电动机的联结有直联或皮带传动见图 5-69。

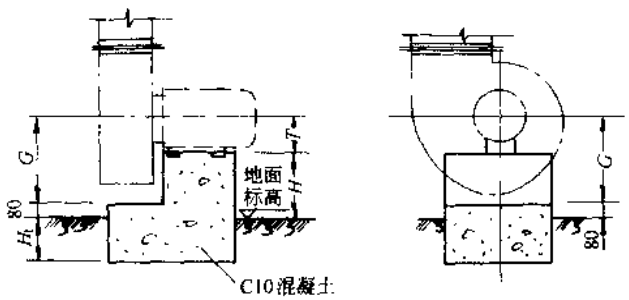


图 5-69　离心风机安装示意

离心风机一般占地较大，通常利用泵房空间建风机平台，风机布置在平台上。

3) 当机械排风口设置对周围空气温度影响较大，而环境条件不允许时，必须加装风管使出风口高出平台 3m 或屋檐以上。

4) 采用机械送风时，进风口的位置应设在环境洁净，温度较低处。

5) 电动机的抽风和进风口设计，可以是机边式也可以是直联式；采用单独通风时，一般均为管道直联见图 5-67、68。

如电动机采用管道直接通风时，进出风口的连接方式应按电机制造厂的规定设计，一般需设置风闸门，使电机停用时，可关闭闸门防止电动机受潮。电动机冷却空气一般需经过滤，以防电动机积尘。冷却空气的含湿量宜在 4.5g/kg 干空气左右，一般不低于 2g/kg 干空气，冷却空气的相对湿度不得超过 75%。

6) 风管材料可采用钢板、塑料、玻璃钢、不锈钢、砖或混凝土制作。采用钢板制作时，由

于易受腐蚀，应采用防腐措施，并宜架空敷设。采用混凝土结构沿地敷设时，需注意不与电缆沟、排水沟相通；并使内壁光滑。

风道结构要严密、不漏气，并应设置检查孔，以便维修。

7）风管断面不应小于电动机进出风口面积，风速应满足电机制造厂规定要求，如缺乏数据时，可按表 5-27 采用。

管道内风速(m/s) **表 5-27**

风管(道)类别	钢板及塑料风管	砖及混凝土风管
干　管	6～14	4～12
支　管	2～8	2～6

8）当通风管内风速达 5m/s 时，通风管长度允许到 20m，其中至多有两个 90°弯头和一个缩节(弯曲半径不小于通风管直径)。

9）风道中的风压损失应满足电机允许值(一般为 4mm 左右)，如不能满足时，应考虑放大风管断面或另选风机。

(3) 通风系统计算：包括电动机散热量和所需换气量的计算，以及风道系统的风压损失计算。根据计算出的所需换气量与风压可选定相适应的通风机械，进行通风系统设计。

1）电动机散热量：电动机的散热量一般由电动机制造厂提供，如无资料时可参照式(5-43)计算：

$$Q=1000\eta_1\eta_2\eta_3 N\frac{1-\eta}{\eta} \tag{5-43}$$

式中 Q——电动机散热量(kW)；

η_1——电动机容量利用系数。电动设备最大实功率与安装功率(额定功率)之比，一般可取 0.7～0.9；

η_2——负荷系数。电动设备每小时的平均实耗功率与设计最大实耗功率之比。应根据工艺资料定，一般为 0.5～0.8；

η_3——同时使用系数。泵房内电动机同时使用的安装功率与总功率之比。应根据工艺资料定，一般为 0.5～1.0；

η——电动机效率；与电动机的型号和负荷情况有关，可查阅电动机产品样本；

N——电动机的安装功率(kW)。

2）通风量计算：

① 自然通风：计算泵房自然通风量时，应仅考虑热压作用。自然通风量的详细计算可查阅《采暖通风与空气调节设计规范》(GBJ—19—87)附录九“自然通风的计算”。

② 机械通风：消除室内余热所需的空气量 L 和所需风机风量 L'：

$$L=3600\frac{Q}{c\rho(t_p-t_j)} \tag{5-44}$$

式中 L——通风量(m^3/h)；

Q——电动机散热量(kW)；

c　空气比热，1.01kJ/(kg·℃)；

ρ——进入空气的密度(kg/m^3)；

t_p ——排出空气的温度(℃)，当电动机局部机械通风采用管道直排形式时，排出空气的温度 t_p 等于电动机排风温度；电动机的排风温度与电动机的允许最高运行温度、电动机的进风温度及电动机的内部结构有关，一般由电动机制造厂提供。如无资料时，可按进排风温升 15～20℃计算；当泵房机械排风取自室内空气时，排出空气的温度 t_p 等于泵房内工作区域温度，见表 5-23、24；

t_j 进入空气的温度(℃)，当采用室外空气作为机械通风的进风时，进入空气温度 t_j 等于夏季通风室外计算温度 t_w；当电动机局部机械通风采用室内空气作为进风时，进入空气温度 t_j 等于泵房内工作区域温度。其中夏季通风室外计算温度 t_w 应采用历年最热月 14 时的月平均温度的平均值。我国主要城市的夏季通风室外计算温度可查阅《采暖通风与空气调节设计规范》(GBJ—19—87)的附录二"室外气象参数"。

③ 所需风机风量 L'：

$$L'=(1.1\sim1.15)L \quad (m^3/s) \tag{5-45}$$

3) 风道阻力 H 和所需风机总风压 H_q：

$$H=\Sigma P_m l_i+\Sigma\xi\frac{v^2\rho}{2} \quad (Pa) \tag{5-46}$$

$$H_q=KH \quad (Pa) \tag{5-47}$$

式中 K——一般排风系统 1.0～1.15；除尘系统 1.15～1.20；

l_i ——风管长度(m)；

v——风管中风速(m/s)；

ρ——空气密度(kg/m³)；

ξ——局部阻力系数，见有关通风手册或给水排水设计手册第 1 册《常用资料》；

P_m ——单位管长沿程压力损失(Pa/m)，

$$P_m=\frac{\lambda v^2}{d_e^2}\rho \tag{5-48}$$

式中 v——风管中风速(m/s)；

ρ——空气密度(kg/m³)；

d_e 风管当量直径(m)，按下式计算：

对于圆形风管：

$$d_e=d$$

对于矩形风管：

$$d_e=\frac{2ab}{a+b}$$

λ ——摩擦阻力系数，按式(5-49)计算，

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}}=-2\lg\left(\frac{K}{3.71d_e}+\frac{2.51}{Re\sqrt{\lambda}}\right) \tag{5-49}$$

式中 K——风管内壁的当量绝对粗糙度(mm)，见表 5-28；

Re—— 雷诺数，按式(5-50)计算：

$$Re=\frac{vd_e}{\nu} \tag{5-50}$$

其中 ν —运动粘度(m^2/s)。

风道内表面的平均绝对粗糙度 K 表 5-28

风道材料	平均绝对粗糙度(mm)	风道材料	平均绝对粗糙度(mm)
薄钢板、镀锌薄钢板	0.15	矿渣混凝土板	1.5
塑料板	0.01～0.03	混凝土板	1.0～3.0
铝板	0.03	表面光滑的砖风道	3.0～4.0
刚性玻璃纤维	0.90	墙内砖砌风道	5.0～10.0
胶合板、木板	1.0	铁丝网抹灰风道	10.0～15.0
矿渣石膏板	1.0	竹风道	0.8～1.2

以上风管单位长度沿程压力损失计算也可采用查表，详见给水排水设计手册第1册《常用资料》第19.2节标准尺寸的钢板圆形及矩形风管计算表。

4）通风机选用：

① 在选择风机时，考虑到管路系统连接不严产生的漏风因素，计算时应有一定的安全系数，一般计算风量附加0%～10%；计算风压附加10%～15%。

风机性能一般均指在标准状况下的风机性能，即大气压力为101.3kPa，大气温度为20℃，相对湿度 φ 为50%时的空气状态。

② 如使用工况（温度，大气压力，介质密度）为非标准状况时，选择风机所产生的风压、风量和轴功率等均应按下列有关公式进行换算见表5-29。

有关公式换算 表 5-29

改变密度 ρ、转数 n 时的换算公式	改变转数 n、大气压力 P、气体温度 t 时的换算公式
$\frac{L_1}{L_2}=\frac{n_1}{n_2}$	$\frac{L_1}{L_2}=\frac{n_1}{n_2}$
$\frac{H_{q1}}{H_{q2}}=\left(\frac{n_1}{n_2}\right)^2\frac{\rho_1}{\rho_2}$	$\frac{H_{q1}}{H_{q2}}=\left(\frac{n_1}{n_2}\right)^2\left(\frac{P_1}{P_2}\right)\left(\frac{273+t_2}{273+t_1}\right)$
$\frac{N_1}{N_2}=\left(\frac{n_1}{n_2}\right)^3\frac{\rho_1}{\rho_2}$	$\frac{N_1}{N_2}=\left(\frac{n_1}{n_2}\right)^3\left(\frac{P_1}{P_2}\right)\left(\frac{273+t_2}{273+t_1}\right)$
$\eta_1=\eta_2$	$\eta_1=\eta_2$

注：表中：L —风量(m^3/h)；

H_q —全风压(Pa)；

N —轴功率(kW)；

n —转数(r/min)；

η —全压效率；

t —温度(℃)；

P —大气压力(Pa)；

ρ —密度($kg\cdot m^3$)、

下注角1、2— 表示已知性能数和所求数。

5.3.6　泵房排水与设备

5.3.6.1　给水泵房的排水

给水泵房应考虑下列四种情况排水：

(1) 随时排除水泵运行时的轴承冷却水，水泵填料函，和闸阀等的漏水，以及大型电动机的轴套冷却排水。这些排水统称机组运行排水。

(2) 停泵检修时，排除放空水泵和进出水流道、管路内的剩水，为检修排水。

(3) 发生裂管事故等特殊情况下的大量泄水，为事故排水。

(4) 埋设较深的大型地下式泵房，有时伴有少量的地下渗漏水需排除，属泵房渗漏排水。

5.3.6.2　泵房排水方式与系统

(1) 地面式泵房、包括管槽内各种排水，应尽量考虑自流排水。

(2) 半地下式泵房当地形高程允许时亦可考虑自流排水，但通常半地下式泵房与地下式泵房一样，需设置排水泵，提升排水。

1) 当泵房较小、排水量不大时，可将机组运行排水、检修排水与其他排水合成一个系统，并应有防止外水倒灌的措施。

2) 对于大型泵房、排水量较大，一般可分设两个系统：

① 持续排除机组运行排水，与泵房渗漏排水。

② 短时或突发的检修排水与事故排水。

(3) 排水方法：

1) 水射器排水：使用水射器排水较简便，但需消耗较多压力水。S346 标准图为排水用小型水射器。

2) 用排水泵排水：依据排水量选泵。常用的有小型液下泵、立式或卧式离心泵以及潜水泵等。

3) 对于较重要的大型地下式泵房，为避免事故时大量泄水而淹没水泵及电机影响泵房运行，往往备用多台较大水泵作为事故排水用。

4) 组合排水：按泵房的排水量大、小，可有不同的组合方式：

① 当排水量不大时见图 5-70，采用排水泵与水射器并用，用水射器排除水泵轴承，填料函等经常的少量漏水，以排水泵排除较大量的其他泄水。

② 当排水量较大时见图 5-71，两种水泵并用：以小型液下泵排除机组运行排水与泵房渗漏水；用其他大排水泵排除检修、事故排水，如用潜水泵时，则排水集水坑须扩大。

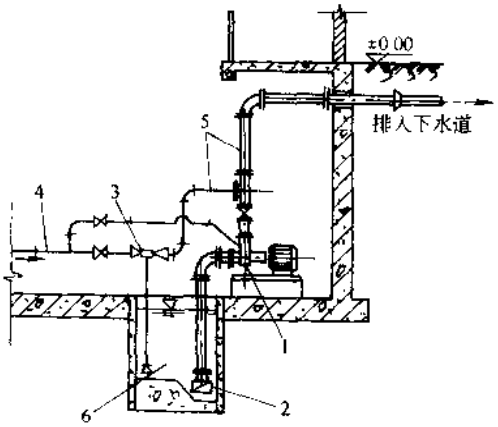


图 5-70　水射器与排水泵排水

1- 排水泵；2 一底阀；3—排水用水射器；4—压力给水管；5- 排水管；6- 集水坑

5.3.6.3　排水设计要点

(1) 排水泵一般均根据水位自动控制启

停，为避免启停过于频繁，除选用流量合适的水泵外，应设置一定容量的排水集水坑：

1）渗漏排水自成系统时，排水泵水量可按 15～20min 排除集水井积水确定，并设 1 台备用泵。

2）渗漏排水应按水位变化实现自动操作，检修排水可采用手动操作。

3）采用集水井时，井的有效容积按 6～8h 的漏水量确定。

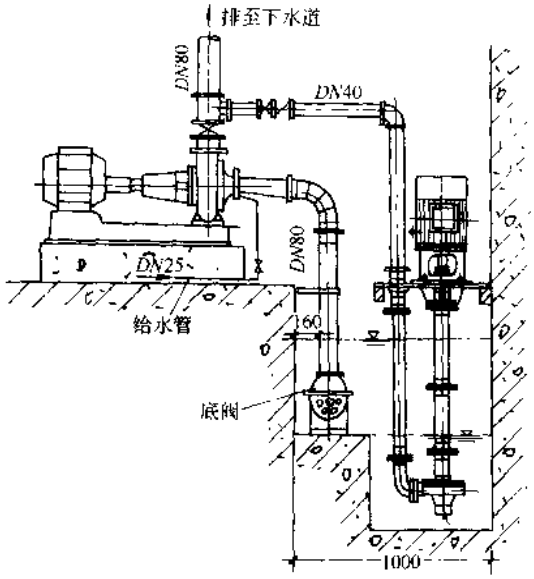


图 5-71 两种排水泵排水

（2）排水泵基础宜尽量抬高，以免泵房积水时，排水泵遭淹而不能工作，尤其是大型地下式泵房的事故排水泵基础，更应安装在安全高程之上。

（3）各种管沟、排水沟等均应与排水管相连通，并有 $i \geqslant 0.01$ 坡度坡向集水坑；电缆沟亦应与排水集水坑相连以排除沟内积水，但连接处需设阀门等隔断措施，以免排水倒入电缆沟；并还需在主泵进、出水管道的最低点或出水室的底部，应设放空管。

（4）排水管道应有防止水生生物堵塞的措施。

（5）排水泵的管道出口上缘应低于排出系统或排出水池最低运行水位，并在管口装设拍门。

5.4 泵 房 布 置

5.4.1 泵房布置一般要求

5.4.1.1 泵房组成与布置

（1）泵房组成：泵房一般由水泵间、配电间、操作控制室和辅助房间等四部分组成。大多数泵房这些部分可合并建造；小型泵房，中途增压、调节泵房，水源井泵房等有时还附设加氯间。

（2）泵房布置内容：

1）水泵、电动机机组、调速装置及进出水管道和阀门配件等的布置。

2）起重机械、真空设备及真空管线、排水设备及排水管线、通风设备及通风管道、采暖设备及采暖管道以及采用大型电动机时的油循环及水冷却系统。

3）电气设备与操作控制室的布置，以及泵房内动力电缆、控制电缆等布置。

4）管沟，检修场地，工作平台，人行通道及楼梯（电梯）等布置。

5）噪声消除措施的布置。

6）工具储藏以及生活间等辅助房间布置。

7）泵房的电气设备还应按有关防火规范进行消防布置。

（3）泵房基本形式：包括平面形式和竖向形式。平面形式有矩形、圆形和特殊形式；竖向形式有地面式、半地下式或地下式。

半地下式和地下式泵房的区分，无严格定义，习惯于称±0.00地坪以下深度小于地上部分层高（3～5m）时为半地下式泵房。此类泵房较多，一般为水源水位变幅不大的取水泵房或供水泵房采用半地下式泵房。

泵房基本形式的确定取决于泵房所处场地和地形、水源水位变幅与防洪要求、水泵类型、泵房检修和巡视要求，以及对外交通等。

1）水位变幅较大的取水泵房，土建造价很高，采用圆形泵房比较经济，布置较紧凑，但管配件多。此类泵房一般不设管沟，常在管道上部设活动平台作为工作通道。也有采用将吸水管整体浇灌于混凝土地坪之内的。

2）当场地允许、有条件时，给水泵房大都采用矩形布置，尤其是水厂内的出水泵房等。矩形布置可使水泵进出水管顺直，水流顺畅，管配件少，并便于就地维修。

5.4.1.2　泵房布置原则

（1）泵房布置应符合下列规定：

1）满足机电设备布置、安装、运行和检修的要求。

2）满足泵房结构布置的要求。

3）满足泵房内通风、采暖和采光要求，并符合防潮、防火、防噪声等技术规定。

4）满足内外交通运输的要求。

5）注意建筑造型，做到布置合理，适用美观。

6）泵房布置应考虑预留发展与扩建的可能性。一般可采取：

① 考虑在远期工程中改换较大的水泵机组。

② 预留远期增加水泵机组的位置。

（2）主泵房长度：应根据主机组台数、布置形式、机组间距，边机组段长度和安装检修间的布置等因素确定，并应满足机组吊运和泵房内部交通的要求。

1）影响立式机组尺寸的主要因素是水泵进水流道尺寸及电动机风道盖板尺寸。在进行泵房布置时，首先要满足上述尺寸的要求，并保证两台电动机风道盖板间有不小于1.5m的净距。

2）影响卧式机组长度的因素为电动机抽芯方式。如果在安装位置抽芯，往往需加大机组间距，增大泵房投资。多数情况是将电动机定子与转子一起吊至其他空地进行抽芯。

（3）主泵房宽度：应根据主机组及辅助设备、电气设备布置要求，进、出水流道（或管道）的尺寸，工作通道宽度，进、出水侧必需的设备吊运要求等因素，结合起吊设备的标准跨度确定，应按下列原则确定：

1）立式机组：泵房宽度应由电动机或风道最大尺寸及上、下游侧运行维护通道所要求的尺寸确定。电动机层和水泵层的上、下游侧均应有运行维护通道，其净宽不宜小于1.2～1.5m；当一侧布置有操作盘柜时，其净宽不宜小于2.0m。水泵层的运行通道还应满足设备搬运的要求。

2）卧式机组：泵房宽度应根据水泵、阀门和所配置的其他管件尺寸，并满足设备安装、检修以及运行维护通道或交通道布置的要求确定。

3）矩形泵房宽度，根据水泵尺寸，进出水管道上的阀门，配件等尺寸确定，若采取标准预制构件屋面梁，泵房跨度为 6、9、12、15、18、21m 等。

4）是否设置管沟对确定泵房宽度影响较大。各种形式泵房的工作通道或管沟设置如下：

① 地面式泵房：通常采取管沟敷设管道，可使泵房整洁，便于运行、维修。

② 半地下式泵房：当泵房的地下部分较浅时可考虑设管沟；较深时不设，见图 5-72 为各种布置形式。

设有管沟的泵房，地面整洁，便于巡行、维修，但增加泵房跨度和造价，尤其是大型泵房的管道直径较大，增加投资较多，故须慎重考虑。

图 5-72 中(*c*)～(*e*)布置方式，在进出水管道单侧或双侧，设置一级或二级通道；有时将通道建成平台，可兼作检修场地。

③ 地下式泵房：此类泵房一般不设管沟，但必须在管道上设置工作通道，活动式工作平台等。

(4) 主泵房各层高度：应根据主机组及辅助设备、电气设备的布置，机组的安装、运行、检修，设备吊运以及泵房内通风、采暖和采光要求等因素确定，详见第 5.3.4 节起重设备与泵房高度。

立式泵泵房电动机层楼板高程应根据水泵安装高程和泵轴、电动机轴的长度等因素确定。

(5) 主泵房水泵层底板高程：应根据水泵安装高程和进水流道(含吸水室)布置或管道安装要求等因素确定。水泵安装高程应根据不同类型水泵的汽蚀余量或允许吸上真空高度，通过对水泵装置的水力计算，结合泵房处的地形、地质条件综合确定。详见第 5.2.3 节水泵安装高度计算。

5.4.1.3 泵房的其他布置要点

(1) 安装在主泵房机组周围的辅助设备、电气设备及管道、电缆道，其布置应避免交叉干扰。

(2) 当主泵房分为多层时，各层楼板均应设置吊物孔，其位置应在同一垂线上，并在起吊设备的工作范围之内。

吊物孔的尺寸应按吊运的最大部件或设备外形尺寸各边加 0.2m 的安全距离确定。

(3) 主泵房对外至少应有两个出口，其中一个应能满足运输最大部件或设备的要求。并在进门口设有足够面积的起吊平台，使机组设备能置于起重机械的起吊范围内。如属大型泵房，还应考虑汽车能进入，使起重机械能直接从汽车上起吊设备。

(4) 立式机组主泵房电动机层的进水侧或出水侧应设主通道，其他各层应设置不少于一条的主通道。主通道宽度不宜小于 1.5m，一般通道宽度不宜小于 1.0m。吊运设备时，被吊设备与固定物的距离不宜小于 0.3m。

卧式机组主泵房内宜在管道顶部设工作通道。

(5) 当主泵房分为多层时，各层应设 1～2 道楼梯。主楼梯宽度不宜小于 1.0m，坡度不宜大于 40°，楼梯的垂直净空不宜小于 2.0m。

(6) 立式机组主泵房内的水下各层或卧式机组主泵房内，四周均应设将渗水汇入集水廊道或集水井的排水沟。

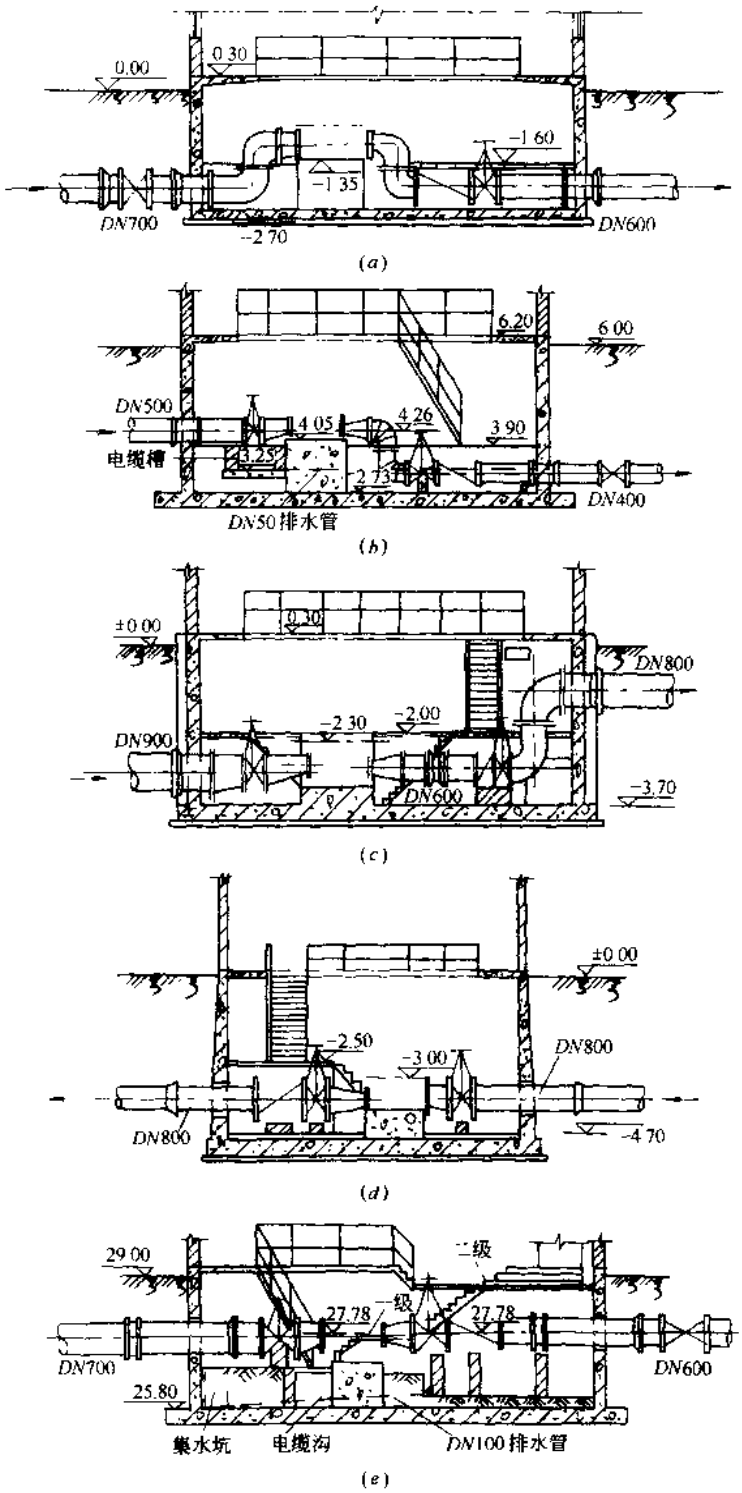


图 5-72　半地下式泵房管沟布置形式

(a)全管沟；(b)出水管管沟；(c)全平台；(d)出水管一级平台；(e)出水管二级平台

(7) 泵房内应有与水泵间隔声的操作控制室。一般设在泵房的端部；当泵机组数较多、较长时，亦可设在泵房的中间或中侧。

主泵房电动机层值班地点允许噪声标准不得大于 85dB(A)，中控室、微机室和通信室允许噪声标准不得大于 65dB(A)。

若超过上述允许噪声标准时，应采取必要的降声、消声或隔声措施，并应符合现行国家标准《工业企业噪声控制设计规范》的规定。

(8) 泵房与电气设备的防火：

在国家现行标准《泵站技术规范》中没有"电气设备的防火"内容。参照国家现行有关防火设计规范的规定，结合泵站特点，制定了泵站"电气设备的防火"规定。详见《泵站设计规范》(GB/T 50265—97)第 10.8.1～16 节。

主泵房的耐火等级不应低于二级。泵房内应设消防设施，并应符合现行国家标准《建筑设计防火规范》和国家现行标准《水利水电工程设计防火规范》的规定。

(9) 其他辅助机房与附属用房的设置：

1) 除有特殊需要，一般不设修配间。根据具体情况可设置储藏室(柜)，以存放润滑油、擦布及维修工具等。

2) 泵房内一般不设值班生活用房。如属远离厂区的水源地泵房，必须设置值班生活用房时，宜独立设置。

3) 泵房附有加氯间时，必须与泵房间隔开，并有独立向外开的门；氯库须另行独立设置。

(10) 泵房的土建设计要求：

1) 主泵房门窗应根据泵房内通风、采暖和采光的需要合理布置。严寒地区应采用双层玻璃窗。向阳面窗户宜有遮阳设施。

暖湿地区、飞虫较多处，可按需要设置纱门窗。

2) 主泵房的永久变形缝(包括沉降缝、伸缩缝)的设置，应根据泵房结构型式、地基条件等因素确定。土基上的缝距不宜大于 30m，岩基上的缝距不宜大于 20m。缝的宽度不宜小于 2.0cm。

3) 主泵房排架的布置，应根据机组设备安装、检修的要求，结合泵房结构布置确定。排架宜等跨布置，立柱宜布置在隔墙或墩墙上。当泵房设置顺水流向的永久变形缝时，缝的左右侧应设置排架柱。

4) 主泵房电动机层地面宜铺设水磨石。中控室、微机室和通信室宜采用防尘地面，其内墙应刷涂料或贴墙面布。

5) 主泵房的耐火等级不应低于二级。泵房内应设消防设施，并应符合现行国家标准《建筑设计防火规范》。

6) 主泵房屋面可根据当地气候条件和泵房内通风、采暖要求设置隔热层。

5.4.2 机 组 布 置

5.4.2.1 机组布置形式与比较

(1) 机组布置形式：

1) 卧式离心泵的机组布置形式主要有：

① 直线单行布置见图 5-73。

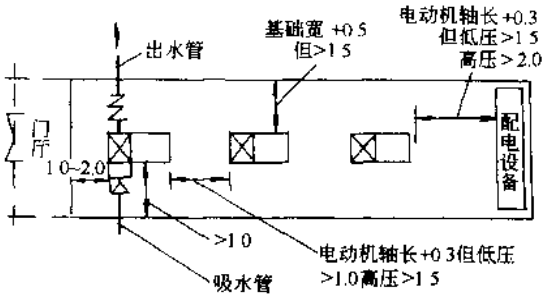


图 5-73　直线单行布置(单位以 m 计)

② 平行单排布置见图 5-74。

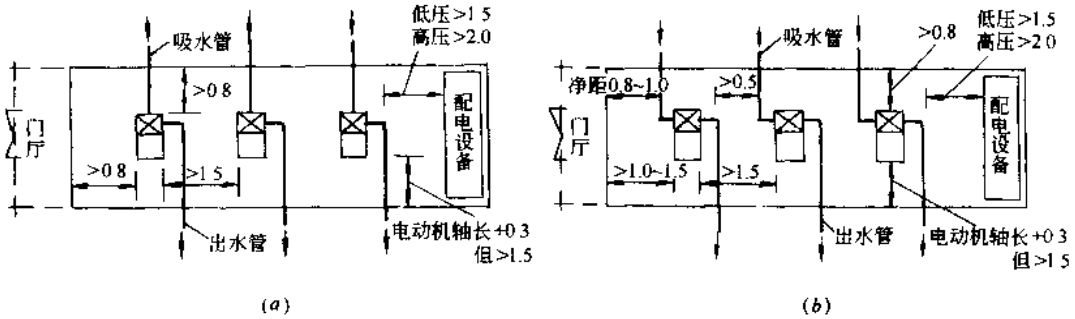


图 5-74　平行单排布置(单位以 m 计)

(a)BA 系列等单吸离心泵;(b)Sh 双吸离心泵

③ 交错双行布置见图 5-75,其中部分电动机倒转,通常不考虑电动机原位抽轴。

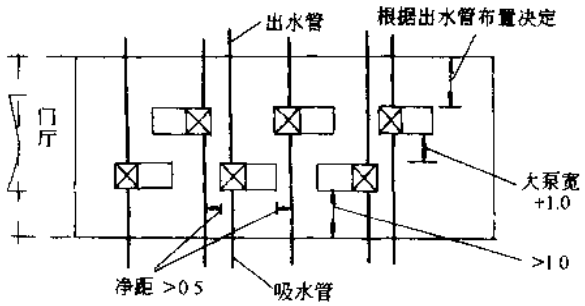


图 5-75　交错双行布置(单位以 m 计)

④ 圆形泵房内卧式离心泵机组布置较灵活,根据充分利用泵房面积可布置见图 5-76～78 形式。机组可以交错,亦可成 90°错位,或平行单排、放射形等。

2) 立式水泵的机组布置主要包括:采用双吸立式 SLA 离心泵、沅江型大型立式离心泵、轴流泵及混流泵机组等的布置。具体布置形式参照上述卧式离心泵机组,并见第5.1.2节泵房布置示例。

(2) 机组布置比较:各种机组布置比较见表 5-30。

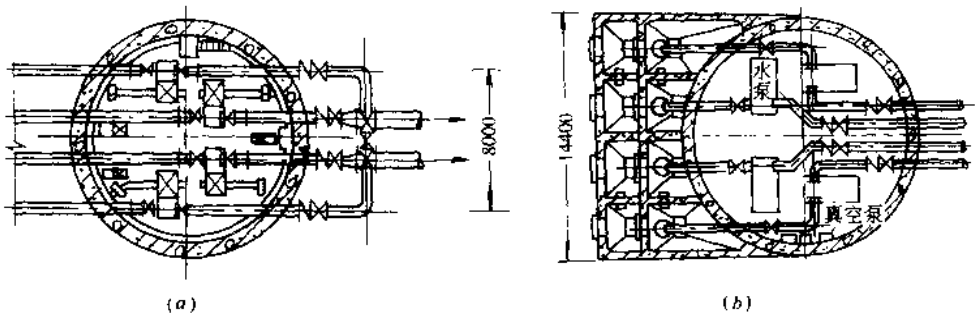


图 5-76 卧式离心泵圆形泵房布置

(a)不带吸水井;交错布置;(b)带有吸水井 90°交错布置

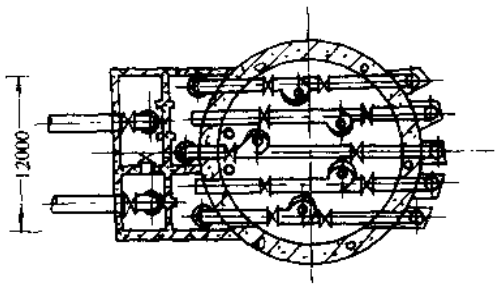


图 5-77 卧式离心泵立装、直线对称布置泵房

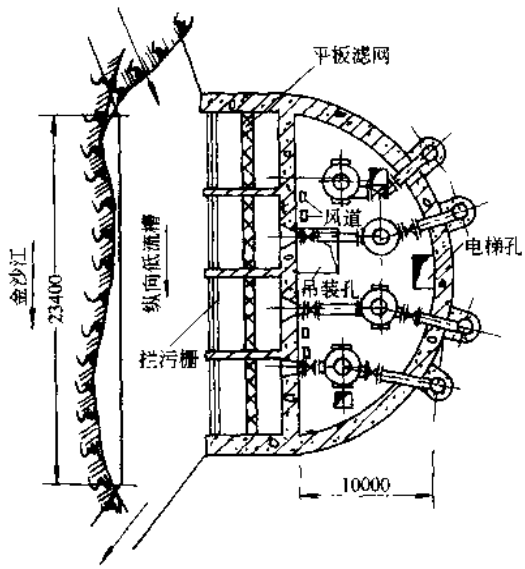


图 5-78 立式离心沉江泵泵房半圆形布置

机组布置比较 表 5-30

布置形式	优 点	缺 点	适用情况
直线单行	1. 跨度小 2. 管配件简单 3. 水力条件好 4. 检修场地较宽畅	1. 泵房长度较大 2. 操作管理路线较长 3. 管配件拆装较麻烦	1. 适用于 S、Sh、SA 等双吸卧式离心泵 2. 一般适宜于水泵台数不超过 5~6 台;如台数过多时,操作室可布置于泵房中间
平行单排(或斜角平行单排)	布置紧凑,泵房面积可较直线单排小	1. 跨度稍大 2. 管配件较多 3. 水力条件较差 4. 水泵、电机阀门等布置不在一条轴线,如用单轨起吊,则不方便	1. 适用于 IS、IB、XA、BA 单吸卧式离心泵 2. 一般适应小型泵房

续表

布置形式	优 点	缺 点	适 用 情 况
交错双行	1. 布置紧凑，面积小 2. 管配件简单 3. 水力条件较好	1. 跨度大 2. 检修地位较小 3. 常需采用桥式起重机械 4. 为减少泵房面积常要求电动机、水泵以倒顺转相交错布置，使订货、维修麻烦	1. 适用于大型双吸卧式离心泵的地下式泵房 2. 适宜于水泵台数较多，一般在6台以上

5.4.2.2 机组布置间距

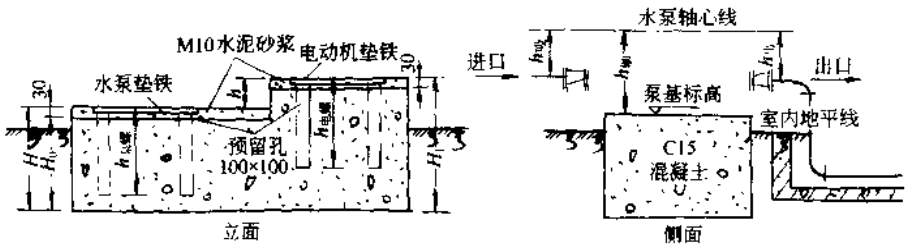
一般机组布置间距的要求见表5-31及图5-79～81。

机组布置间距与通道宽度 **表5-31**

项 目	GBJ 13—86 室外给水设计规范(97版)		GB/T 50265—97 泵站设计规范	
	布置情况与要求	最小间距、通道宽(m)	布置情况与要求	最小间距、通道宽(m)
机组间距	1. 相邻两水泵机组突出部分的净距，及机组突出部分与墙壁间的净距： (1) 电动机容量不大于55kW (2) 电动机容量大于55kW 2. 应保证水泵轴或电动机转子在检修时能够拆卸： (1) 电动机容量小于55kW (2) 电动机容量大于55kW	不小于0.8 不小于1.2 不小于0.8 同上要求，并不小于1.2	1. 卧式泵： (1) 单列布置时，相邻机组之间的净距 (2) 双列布置时，管道与相邻机组之间的净距 (3) 进水管中心线距离应满足进水喇叭管布置及水工布置的要求 (4) 就地检修的电动机还应满足转子抽芯的要求 2. 立式泵机组的间距应取下列的大值： (1) 电动机风道盖板外径 (2) 进水流道最大宽度与相邻流道之间的闸墩厚度的尺寸总和 3. 机组段长度：当泵房分缝或需放置辅助设备时，可适当加大 4. 边机组段长度应满足设备吊装以及楼梯、交通道布置的要求	不应小于1.8～2.0 不应小于1.2～1.5 不小于1.5m宽的运行通道的尺寸总和
主通道	1. 泵房主要人行通道宽度 2. 配电盘前面通道宽度： (1) 低压 (2) 高压	≥1.2 >1.5 >2.0	1. 卧式机组：在大型卧式机组的四周，宜设工作平台，平台通道宽度 2. 立式机组： (1) 电动机层和水泵层的上、下游侧均应有运行维护通道，其净宽 (2) 一侧布置有操作盘柜时，其净宽 (3) 水泵层的运行通道还应满足设备搬运的要求	不宜小于1.2m 不宜小于1.2～1.5m 不宜小于2.0m

续表

项 目	GBJ 13—86 室外给水设计规范(97 版)		GB/T 50265—97 泵站设计规范	
	布置情况与要求	最小间距、通道宽(m)	布置情况与要求	最小间距、通道宽(m)
安装检修通道	1. 设专用检修场地时：应根据机组外形尺寸决定，并应在周围设有通道，通道宽度 2. 当考虑就地检修时：每个机组的一侧应有一条大于水泵机组宽度的通道，并应保证泵轴和电动机转子在检修时的拆卸通道宽度	不小于 0.7 大于水泵机组宽度 0.5	安装检修间长度可按下列原则确定： 卧式机组应满足设备进入泵房的要求，其通道宽 立式机组应满足一台机组安装或扩大性大修的要求。机组检修应充分利用机组间的空地。 在安装间，除了放置电动机转子外，尚应留有运输最重件的汽车进入泵房的场地，其长度可取	不宜小于 5.0 1.0～1.5 倍机组段长度
辅助泵通道	辅助泵(真空泵、排水泵等)：一般利用泵房内的空地，不增加泵房尺寸，这种机组可靠墙设置，只要一边留出通道，通道宽度还应考虑就地检修	不小于 0.8		



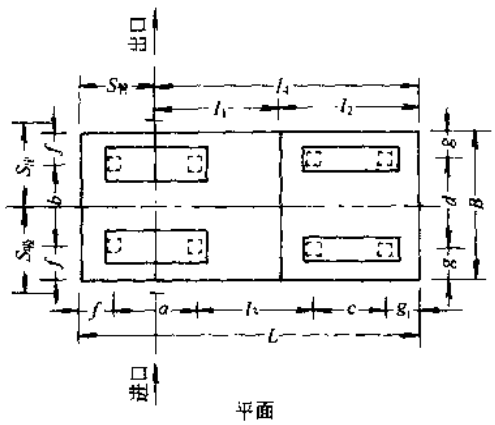


图 5-79 分离式独立基础

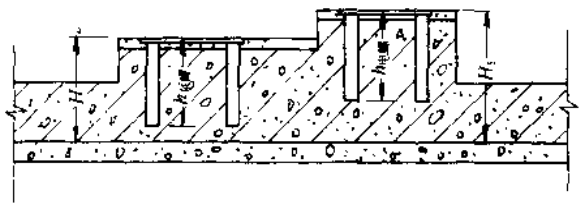


图 5-80　整体基础

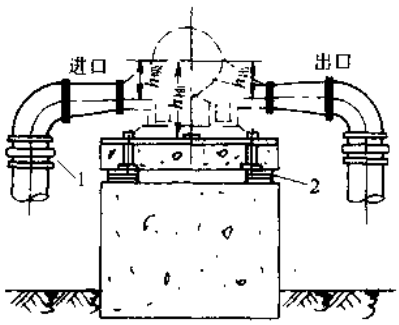


图 5-81　减震基础

1—曲挠接头；2—隔震垫

关于水泵机组和其他布置间距要求，GBJ 13—86《室外给水设计规范》和 GB/T 50265—97《泵站设计规范》均有所规定。表 5-31 汇总有关数据，设计时可按泵房规模、水泵类型等实际情况对照选用；图 5-73～75 所注各种间距供参考。

5.4.2.3　机泵基础布置与设计

(1) 一般要求：

1) 水泵基础设计必须安全稳固，标高、尺寸准确，以保证水泵运行稳定，安装检修方便。尤其对于大型立式水泵除了施工安装因素外，基础设计也对设备运行安全和使用寿命有较大影响。

2) 大型立式水泵基础，由于受力较复杂，尚需根据水泵的启动转矩、电机所受轴向力等验算基础的强度；对于底部进水、切向偏心出水的蜗壳形水泵，必须验算启泵、停泵时的基础偏心受力条件，并能承受正常启闭阀门及启、停泵时的水锤振动影响。

3) 按 GB/T 50265—97《泵站设计规范》规定：单机功率在 160kW 以下的立式轴流泵机组和单机功率在 500kW 以下的卧式离心泵机组，其机泵基础可不进行动力计算。反之则必须进行计算，尤其是与泵房建筑结构连成整体的机泵基础。

4) 机泵基础的动力计算详见有关结构设计手册与上述设计规范的有关条款。

5) 对于高扬程泵站的基础设计应计入动荷载影响，还应计入出水管道水柱压力的推力，设置必要的抗推移设施。

6) 立式泵的基础，还须按单自由度体系的悬臂梁结构进行共振、振幅和动力系数的验算：

① 对于共振的验算：要求基础强迫振动频率与自由频率之差和自振频率的比值不小于 20%。

② 对振幅的验算：应分析阻尼的影响，要求最大振幅不超过下列允许值：垂直振幅 0.15mm；水平振幅 0.2mm。

③ 对动力系数的验算：可忽略阻尼的影响，要求动力系数的验算结果为 1.3～1.5。

(2) 卧式离心泵基础设计要点：

1) 基础形式：按与泵房结构的联结可分为分离式和整体式，地面式泵房常采用分离式基础见图 5-79，当建有管槽时，基础底面必须在管槽底面以下。地下式或半地下式泵房一般采用整体式，与钢筋混凝土底板连成整体见图 5-80，整体式基础属泵房的结构设计

内容。

2）当泵房有噪声控制要求时，基础底面以下需设隔振垫，进出水管采用橡胶曲挠接头见图 5-81，详见给水排水设计手册第 2 册《建筑给水排水》、第 11 册《常用设备》、第 12 册《器材与装置》。

3）一般功率在 100kW 以下时，水泵和电动机带有底盘，可直接安设在基础上；100kW 以上时，无底盘，基础面需垫以钢板或型钢见图 5-79、80 和图 5-82。

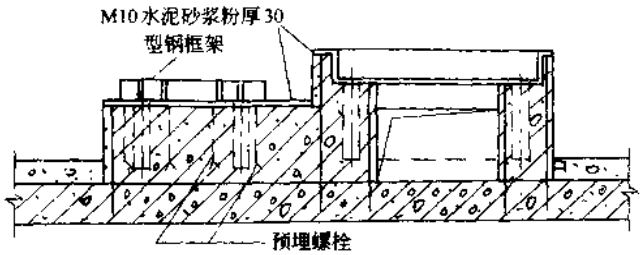


图 5-82 同步电动机基础

4）容量较大的卧式同步电机常为底部电缆进线，所以基础中间须留有进线位置见图 5-82，设计时需要考虑排除基础内积水，漏油的措施。

5）由于水泵、电动机设备经常更新变动、各厂产品规格也不完全统一。因此在施工图设计时，必须获得生产厂的产品技术说明等资料，在浇捣基础之前，最好按实际设备的尺寸校核。

6）对于分离式的中、小型水泵基础（见图 5-79）可参照下列经验数据设计；整体式基础可根据具体情况适当调整，并结合泵房的结构设计考虑。

① 基础材料通常采用 C15 混凝土；预留螺孔待地脚螺栓埋入后，用 C20 细石混凝土填灌固结。

② 地脚螺栓埋入基础长度为 20 倍螺栓直径（$l \geqslant 20d$），螺杆叉尾长为 $4d$ 螺栓；预留螺孔深度大于螺栓埋入总长度 3～5cm。

③ 基础尺寸大小按水泵及电动机安装尺寸所提供的数据确定，如无上述资料，可考虑如下：

ⅰ．带底盘的小型水泵：

（ⅰ）基础长度 L＝底盘长度 L_1＋(0.20～0.30)m。

（ⅱ）基础宽度 B＝底盘螺孔间距（在宽度方向上）＋0.30m。

（ⅲ）基础高度 H＝底盘地脚螺栓埋入长度 $h_{螺}$＋(0.10～0.15)m。

ⅱ．无底盘的大、中型水泵：

（ⅰ）基础长度 L＝水泵和电动机最外端螺孔间距 L_1＋(0.4～0.6)m；并长于水泵和电机总长。

（ⅱ）基础宽度 B＝水泵或电动机最外端螺孔间距（取其宽者）B_1＋(0.4～0.6)m。

（ⅲ）基础高度 H＝地脚螺栓埋入长度 $h_{螺}$＋(0.10～0.15)m 基础高度 H 尚需满足。

（ⅳ）基础重量＞2.5～4.5 倍机组（水泵及电动机）重量。

（ⅴ）基础高度应不小于 50～70cm。基础顶面应高出室内地坪约 10～20cm。

ⅲ. 预留螺孔：

（ⅰ）当 $d_{螺栓}$>40(mm)时，螺孔中心距基础边缘>300mm。

（ⅱ）当 $d_{螺栓}$<40(mm)时，螺孔中心距基础边缘>150～200mm，但基础螺孔边缘与基础边缘间距不得小于 100～150mm。

（ⅲ）螺孔尺寸尚需考虑螺杆叉尾长度，与地脚螺栓埋入后的混凝土填灌、密实施工条件需要。

（ⅳ）螺孔尺寸一般为 80～200mm 方孔，如 100mm×100mm 或 150mm×150mm 方孔；大型水泵则≥200mm×200mm。

7）对于远期拟换大泵的基础。近期可架置型钢框架叠起，基础上尽量预留近远期两套螺孔见图 5-82。

8）水泵基础底面以下土壤应进行夯实，可采用良质砂土或天然优质地基；基础浇捣以后必须注意养护，达到强度后才能进行安装。

(3) 立式导叶形混(斜)流泵结构与基础设计要点：

1）干坑与湿坑混流泵结构、安装特点与比较：

① 干坑混流泵的结构和安装示意见图 5-83，其特点是：

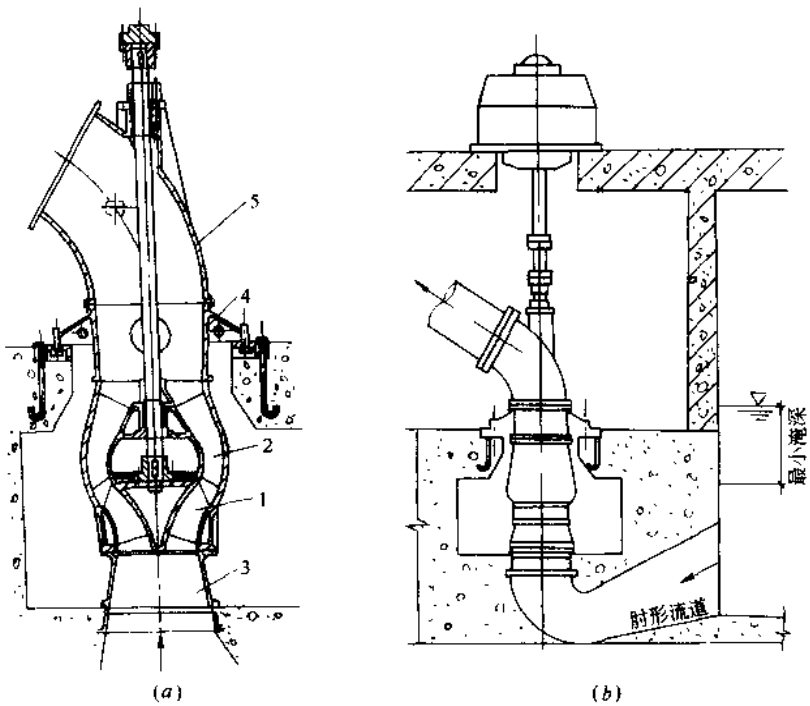


图 5-83　干坑式混流泵结构与安装示意

(a)结构；(b)外形安装示意

1- 叶轮、叶轮室；2—导叶体；3—吸入端；4—中间接管(泵座)；5- 吐出弯管；渐放接管

ⅰ. 泵与电动机层分装，中间加传动轴。

ⅱ. 泵转子为不可抽结构。

ⅲ. 利用本身输送水作橡胶导轴承的润滑水。

ⅳ. 吸入流道一般为水泥浇注的肘形管。

② 立式湿坑混流泵结构特点及安装示意见图 5-65，其特点如下：

ⅰ. 主要过流部件有：吸入喇叭口、叶轮室、叶轮、导叶体、外接管、导流片、吐出弯管等。

ⅱ. 泵的下部浸没在水中，由垂直向下的喇叭口吸入，水平方向吐出。

ⅲ. 一般均做成泵转子可抽出式，即泵维修拆卸时，不必拆动吐出管路和安装基础，能将需要维修的转子部件从泵壳中向上抽出。

ⅳ. 一般采用水润滑橡胶导轴承，并且有轴保护管将清洁的润滑水与泵输送的水隔开。

ⅴ. 泵的安装长度，即从泵的安装基础面至泵吸入喇叭口下缘的长度，可根据泵房设计要求加长或缩短，但有最小长度限制。

ⅵ. 叶轮与叶轮室之间的间隙值，可通过上部联轴器处的调整螺母进行调节。

③ 立式湿坑斜流泵与原有干坑斜流泵的优、缺点比较见表 5-32。

立式湿坑斜流泵与原有立式干坑斜流泵的优、缺点比较 **表 5-32**

形 式	立式湿坑混流泵	立式干坑混流泵
优 点	1. 泵一般单层安装，机泵对中方便 2. 转子一般为可抽出式，检修装拆方便、检修工作环境良好 3. 采用矩形吸入水槽，较采用肘形管形式的开挖深度要减少 1.5～2.0D(D 为泵吸入口直径)，水槽建造施工简单，避免因吸入流道建造而影响泵的效率和汽蚀性能 4. 泵轴承润滑水为外接清洁水，与泵本身输送水通过轴套管隔离，保证了轴承的良好润滑条件，延长了轴承的寿命和检修周期 5. 基础层一般在平均高水位上，泵的泄漏水可自流到下面水槽中，可保持基础层干净无积水。基础层上通风采光好，操作、维修工作环境好	1. 泵本身零部件少、结构简单 2. 泵本身造价低
缺 点	1. 泵本身造价高 2. 泵体零部件多、结构较复杂，须另设清洁水润滑系统	1. 机泵分层安装：安装时上下层对中找平比较费事 2. 转子不可抽，检修麻烦、检修工作环境差 3. 采用肘形吸入流道，土建开挖深度大，施工难度大，流道断面形状不易保证而影响吸入性能，使水泵产生汽蚀的可能性增大 4. 橡胶轴承的寿命决定于输送水质的好坏不易保证，往往缩短检修周期 5. 基础一般低于泵吸入水位，泵房中需设置排水泵排除泄漏水和积水

2) 立式湿坑混流泵基础形式与设计要点：

① 基础形式：立式湿坑斜流泵有机泵直联和机泵分层两种安装形式。每种安装形式亦可有不同的基础层面：

ⅰ. 机泵直联、单基础安装，吐出口在基础层之下，见图 5-84。这是一种最常用的，也是水泵厂推荐的安装形式。

ⅱ. 机泵直联、单基础安装，吐出口在基础层之上，见图 5-85。这种安装形式的缺点是：机组重心高，机组的日常巡视检查和拆卸工作要爬上电机支座处进行；同时吐出弯管穿过基础地面，使基础层地面不通畅。

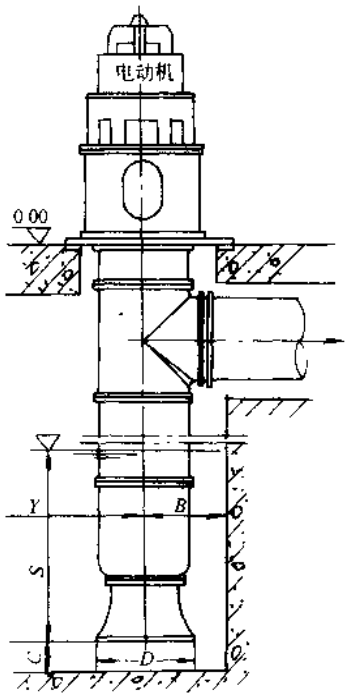


图 5-84　机泵直联、单基础(吐出口在基础层下)

D—喇叭口直径；*C*—悬空高度；*S*—最小淹深；*B*　与后墙距离；*Y*—与前置滤网距离

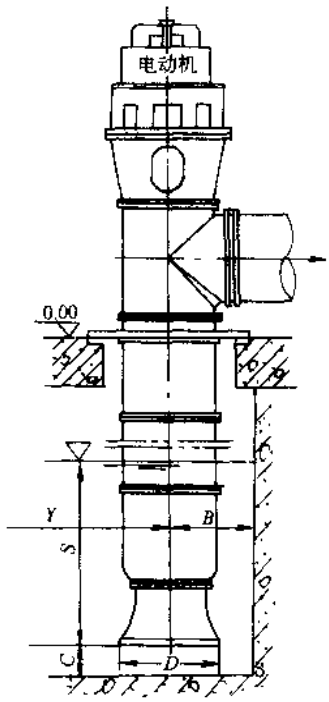


图 5-85　机泵直联、单基础(吐出口在基础层上)

注：图中符号说明同图 5-84。

为克服上述缺点，也可在电动机支座的中部位置另设一层楼面见图 5-86，作为在该层进行日常巡视和检修，同时可对电动机支座起径向拉紧作用，以加强机组的稳定性。

ⅲ. 机泵之间加传动轴、分层安装见图 5-87。这种安装形式的泵价可降低，但是土建费用要增加，机组安装时对中找平难度大，维修装拆的工时费用相对较高。

ⅳ. 除上述三种基本的安装形式外，还有在安装基础层的下面再增加一道楼层。由于这一层一般在水面之下，所以泵壳穿过楼层处要加密封装置，因此这一楼层又称密封层见图 5-88。设置这一层的目的是为了安置一些辅助设备，如果这些辅助设备能放置在基础层上，这层的设置则是多余的。

② 设计要点：立式泵，尤其是混流泵，通常为大型水泵，各制造厂的产品规格、尺寸不尽相同。设计时必须注意应及时联系取得有关技术参数。

ⅰ. 泵安装的基础标高：安装基础层的标高，一般是在多年平均高水位之上。泵安装基础孔处不必采

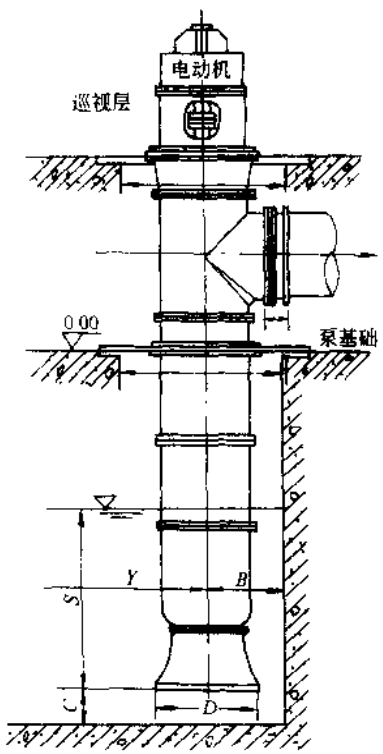


图 5-86　单基础、吐出口上面加巡视层

注：图中符号说明同图 5-84。

取严密的密封措施，填料函处泄漏水可自行流入吸水池，为检修而抽出泵转子时，可不封堵吸水池的进水口，也不需排干吸入水池中的余水。

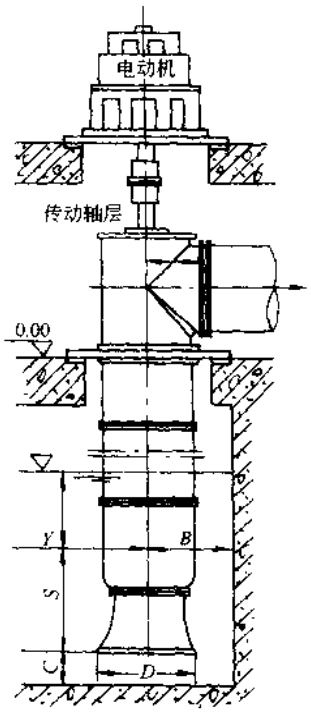


图 5-87 机泵间带传动轴分层安装

注：图中符号说明同图 5-84。

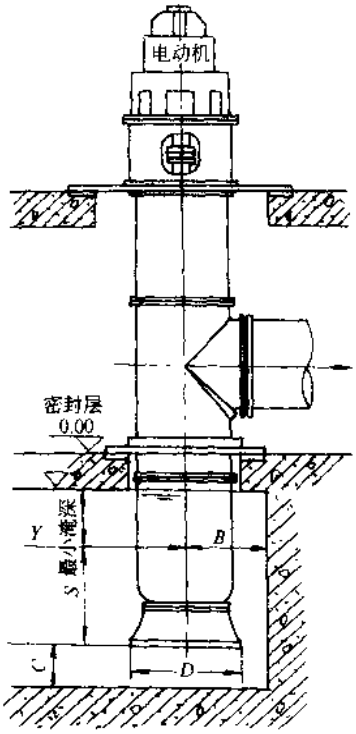


图 5-88 吐出口下面增设密封层安装形式

注：图中符号说明同图 5-84。

ⅱ. 泵吐出口反推力：立式湿坑斜流泵吐出口处，有两个水力反推力：

（ⅰ）一个是迫使水流方向由垂直向上转为水平吐出方向的动反力 F。这个力由泵内的导流片直接承受，并对泵盖有一个力矩作用。该力与水流量的平方成正比，与吐出口面积成反比。

（ⅱ）另一个力是由水压力引起的力，这个力对管壁的四周都有作用。泵吐出法兰与管道连接和管道本身各法兰连接都是刚性的，因而吐出水压力引起的力实际上是一个内力，对泵体不存在一个反推力作用。

一般情况，以上水力反推力属内力，在泵壳吐出口的反面不再设置一个对泵壳的支撑点。反推力的有关参数与计算须与水泵厂联系。

ⅲ. 基础载荷的组成：基础载荷分为停机时的载荷，运行时载荷和动载荷，还有一个最大集中载荷：

（ⅰ）停机时的载荷：为水泵和电机及其附属件的重量。

（ⅱ）运行时的载荷：除上述外，还须考虑水泵中的水重量，和泵中轴向水推力的影响。

（ⅲ）动荷载：一般按上述相应载荷的 1.2 倍考虑。

（ⅳ）最大集中载荷：即为最大零件或不可拆部件的重量。

5.4.3 进出水布置

5.4.3.1 前池、吸水池布置

水泵进水及流道布置对于水泵，尤其大型立式泵的性能和效率影响很大，同时还会影响水泵的安全运行和使用寿命。因此在设计中应予充分重视。

水泵进水段流道布置应做到：保证足够的进水能力、具有平顺均匀的水流流态、结构安全可靠，同时在满足安全运行条件下尽量做到经济合理和管理方便。

除小型泵房水泵进水可直接从水体或水池吸水外，一般均设置专用吸水池，离心泵的吸水池（井）可以采用与泵房分建，也可与泵房合建；立式泵的吸水池一般与泵房合建。取水泵房的吸水池还应根据水体中漂浮杂质及冰凌等情况，结合设置拦污设备或采取防冰凌措施，同时还应考虑吸水池的清淤措施。

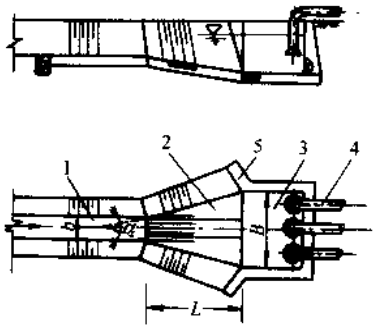


图 5-89　吸水池及前池布置示意
1—引水渠；2—前池；3—吸水池；4—吸水管；5—翼墙

对于近年来应用渐趋增多的大型立式泵（混流泵、轴流泵）的进水，其布置更有严格的要求，大型泵站的进水，通常可由引水渠、前池、吸水池或流道等组成见图 5-89。

（1）引水渠布置：

1）渠线宜顺直。与前池进口之间宜有直线段，长度不宜小于渠道水面宽的 8 倍。

2）引渠纵坡和断面，应根据地形、地质、水力、输沙能力和工程量等条件计算确定，并应满足引水流量，行水安全，渠床不冲、不淤和引渠工程量小的要求。

渠床糙率、渠道的比降和边坡系数等重要设计参数，可按国家现行有关规定采用。

3）引渠末段的超高应按突然停机，压力管道倒流水量与引渠来水量共同影响下水位壅高的正波计算确定。

（2）前池布置：

1）布置要点：

① 进水管道或渠道进入前池后，需按一定扩散要求与吸水池连接。前池的作用是使水流平顺地扩散分布，避免形成旋涡。

② 多泥沙河流上的泵站前池应设隔墩分为多条进水流道，每条进水流道通向单独的吸水池。在进水道首部应设进水闸及拦污设施，也可设水力排沙设施。

③ 大型泵站的前池，一般需满足如下要求见图 5-89：

ⅰ. 扩散角 α 为 20°～40°，不大于 40°。

ⅱ. 前池长度 L 为

$$L=\frac{\frac{1}{2}(B-b)}{\operatorname{tg}\frac{\alpha}{2}} \tag{5-51}$$

式中　B　吸水池底宽（m）；

b——进水明渠底宽（m）；

α——前池扩散角(°)。

ⅲ. 前池纵向底坡一般采用 1/4～1/5，不宜陡于 1∶4。

2) 前池中的回流：当前池中出现明显回流时，水泵各台机组效率将普遍下降，位于边上的水泵效率下降较大。当泵内吸入空气和发生汽蚀，可能造成泵性能下降，流量不足或原动机超负荷，另外，还会产生噪声、振动、运行工况不稳定。

前池中引起回流的主要原因是：

① 进水的理想边壁扩散角为 9°～11°，而工程中常大于理论扩散角。

② 理想的前池池壁应为曲线型，但实际工程中均采用直线或折线型。

③ 泵站不可能完全处于设计工况下工作，如设计水位、设计水量变动，均将引起流态变化。当泵站在非设计工况下运行，正向进水的前池可能出现下述三种回流，见图 5-90(*a*)、(*b*)、(*c*)：

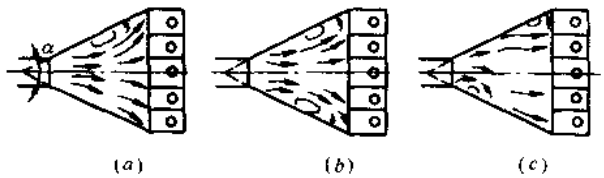


图 5-90 前池中反向流态

图 5-90(*a*)为主流偏斜，在一侧产生脱壁回流及死水区。

图 5-90(*b*)虽主流居中，但在两侧产生脱壁回流。

图 5-90(*c*)为从前池进口开始产生扩大的折冲水流。

图 5-90(*a*、*b*)流态，在前池扩散角较大、水位较低而抽引流量较大时容易出现。图 5-90(*c*)为引渠来水本身具有折冲流态，或在前池进口用闸门控制时，产生闸下射流的一种水流现象。

3) 前池的导流设施：前池中的回流：前池中产生回流难以完全避免，应力求布置合理，使回流减到最少，但大型取水泵房的前池布置，常难以达到上述布置要求。采取在前池适当部位加设 1 至 2 道底坎或再加设若干分水立柱等措施，能有效地改善流态，使机组运行平稳，提高效率。

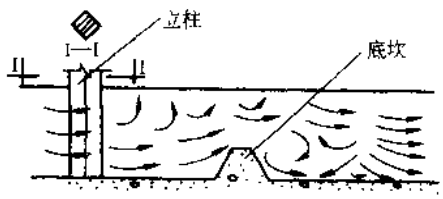


图 5-91 水量过"柱-坎"的流速分布

① 底坎及立柱的作用：梯形底坎的设置，主要目的是使水流过坎后产生见图 5-91 的旋滚区，其作用：

ⅰ. 造成坎后立面旋滚，使其在坎后一定距离内与平面回流掺搓，相互产生复杂的作用，消除回流中的旋转动量，并使坎后流态重新调整。水流到达吸水井(池)进口处，基本上获得均匀的流速分布。

ⅱ. 梯形底坎可以削弱进水管(渠)所挟带的余能，虽然增加一定的水头损失，但获得水泵效率的提高，常大大超过这一附加水头损失。

ⅲ. 在前池内设置若干立柱，可以分割和挤压行经的水流，使边侧水流得到足够能量，用以克服边壁脱流，从而减弱图 5-90 所示回流。如在底坎前同时设置立柱，形成"柱-坎"组

合形式，则更能有效地防止回流产生。

② 底坎设计要点：底坎的设计参数需要结合工程实践，通过水力模型试验而最终确定。以下数据可供方案选择时参考：

ⅰ. 底坎在前池中的位置（见图 5-92）：

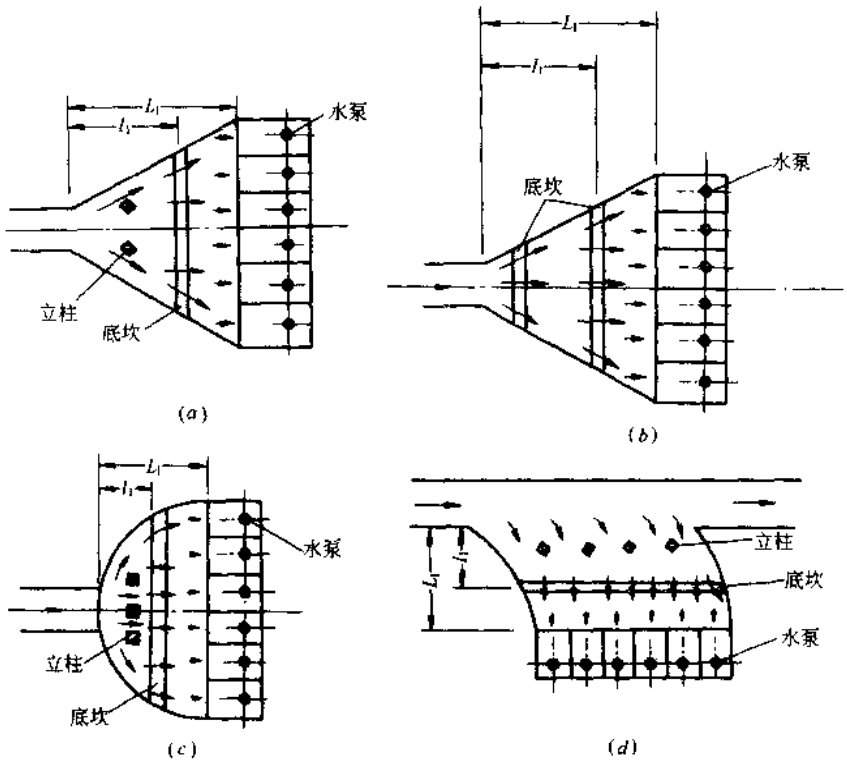


图 5-92　底坎在前池中位置

(a)正向引水(三角形)前池、"柱-坎"结构；(b)正向引水(三角形)前池、二道底坎；(c)正向引水(半圆形)前池、"柱-坎"结构；(d)侧向引水前池、"柱-坎"结构

（ⅰ）当设 1 道底坎时，

$$l_1=(0.4\sim0.6)L_1$$

$$l_2=L_1-l_1$$

$$h=(0.3\sim0.4)H$$

式中　H— —前池设计水深。

（ⅱ）当设 2 道底坎时，第 1 道可设在前池前端，第 2 道位置为

$$l_1=(0.6\sim0.8)L_1$$

ⅱ. 底坎的断面尺寸见图 5-93。采用梯形断面的底坎可参考下列参数：

$$b_1=(0.15\sim0.20)H$$

$$b_2=(0.20\sim0.25)H$$

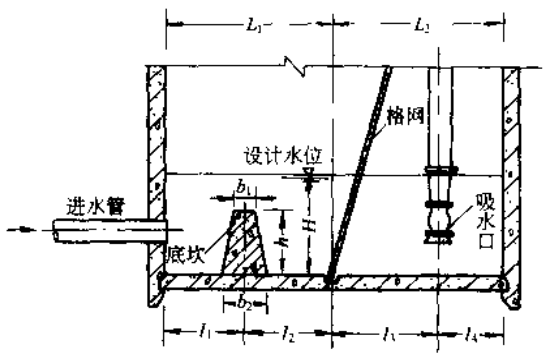


图 5-93　底坎尺寸示意

$h=(0.3\sim0.4)H$

l_3、l_4 按吸水井布置要求确定。

L_1 按前池要求布置。

L_2 按吸水井或吸入水槽设计要求布置。

③ 立柱设计要点：立柱数量和位置可通过模型试验确定，应设于底坎前。断面为棱形，边长约为$(0.2\sim0.3)H$。

(3) 吸水池布置：

1) 布置要点：

① 吸水池内严禁产生有害的漩涡。

② 吸水池设计应使池内流态良好，满足水泵进水要求，且便于清淤和管理维护。其尺寸的确定应符合进水喇叭口与建筑物间距的要求。

③ 吸水池的水下容积可按共用该吸水池的水泵 30～50 倍每秒设计流量确定。

2) 吸水池布置形式：

① 泵站吸水池的布置型式应根据地基、流态、含沙量、泵型及机组台数等因素，经技术经济比较确定，可选用开敞式、半隔墩式、全隔墩式矩形池或圆形池。多泥沙河流上宜选用圆形池，每池供一台或两台水泵抽水。

② 立式混流泵、轴流泵通常需设单独的吸入水槽，有些叶轮直径较大的泵还须设肘型或钟型进水流道，并把从吸入水池、进水流道到排出流道末端看做一个完整的系统。对于混流泵和轴流泵等高比转数泵，应当把靠叶轮的进水流道看做是泵的一部分，见第 5.4.3.5 节立式湿坑泵吸入水槽。

③ 清水泵必须将吸水池建成为不受雨水等污染的进水构筑物、吸水井，如设有防污染的顶盖或检修孔的封闭式吸水井。吸水井型式大都为矩形亦有圆形的布置，见第 5.4.3.2 节离心泵吸水井布置。

3) 吸水池中吸入喇叭口的布置：

① 当水泵吸入喇叭口在吸水池中的位置、布置不当时，将产生旋涡和旋回流见图 5-94：

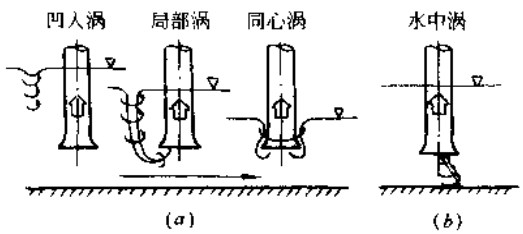


图 5-94 吸水池内的旋涡

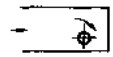
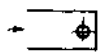
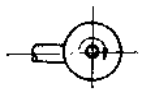
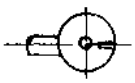
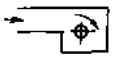
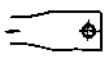
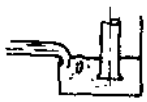
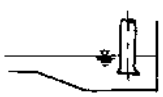
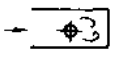
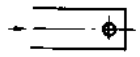
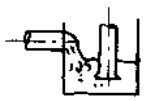
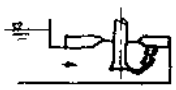
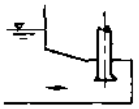
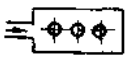
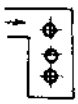
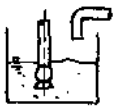
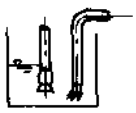
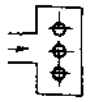
图 5-94(a)为可能发生的凹形涡、局部涡和同心涡。局部涡和同心涡总称空气吸入涡。

图 5-94(b)为可能发生的水中涡，此种涡附着在吸水池底部或侧壁，一端到达吸入管内，虽没有空气吸入，但在水中涡的中心部分会发生气蚀。

由于吸水池内流动产生偏流、旋流等原因，在泵吸入管周围可能发生旋回流。它破坏了进入叶轮的均匀流动，从而影响泵的流量、扬程和功率。另外，由于这种旋回流不一定在吸入管内呈轴对称分布，可能在立式泵叶轮上产生不平衡，而引起振动。在发生旋回流的情况下，吸水池多产生局部旋涡。

② 吸入喇叭口布置：表 5-33 列出不正确和正确的吸水池设计示例，供设计布置参考。

正确和不正确吸水池示例　　表 5-33

不正确	问题	正确	不正确	问题	正确
	偏流			旋回流	
	偏流、突然扩大			进水不稳定	
	后壁距大			进水不稳定	
	旋流、突然扩大			积留空气	
	突然扩大、吸入不均、在泵上游设泵			水流不稳定	
	突然扩大、在泵上游设泵、旋回流			水流不稳定	
	流入不均、突然扩大、旋回流				

5.4.3.2　离心泵吸水井布置

(1) 离心泵吸水井布置：

一般离心泵和卧式混流泵的吸水井设于泵房前，水泵吸水管伸入井内吸水。当多台水泵吸水管共用一井时，常将吸水井分成二格，中间隔墙上设置连通管和闸阀，或不设阀门用虹吸管连通，以便分隔清洗使用。

吸水井尺寸通常按吸水喇叭口间距决定，喇叭管垂直布置时见图 5-95，喇叭管倾斜或水平布置时见图 5-96。图中吸水喇叭口的淹没水深与悬空高度，以喇叭口的直径 D 计时，注以 h_2 和 h_1；以喇叭管直径 d 计时，注为 S 和 C。

(2) 吸水井喇叭口布置要点：

1) 进水管进口应设喇叭管，喇叭口流速宜取 1.0～1.5m/s。

2) 离心泵进水管喇叭口和喇叭口与建筑物距离应符合下列要求：

① 吸水喇叭口直径 D 一般采用：

$$D \geqslant (1.25 \sim 1.5)d \quad (\text{mm})$$

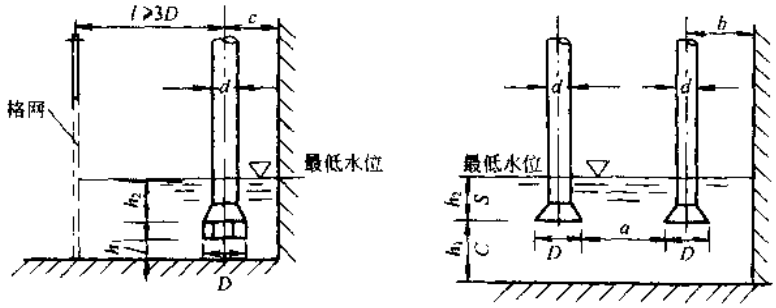


图 5-95 吸水井、喇叭管垂直布置

h_1—喇叭口悬空高度；h_2—淹没水深；a—喇叭口间净距；

b—喇叭管中心线与侧墙壁距离；c—喇叭管中心线与后墙壁距离

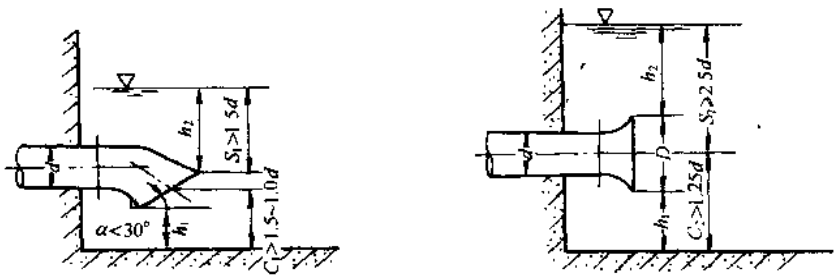


图 5-96 喇叭口倾斜或水平布置

(a)喇叭管斜向布置；(b)喇叭管水平布置

式中 d——吸水管直径(mm)。

② 吸水喇叭口的最小悬空高度(喇叭口与井底间距)h_1：悬空高度 h_1 过小将使进口处水的流线过于弯曲，水头损失增加，水泵效率降低，严重时使池底冲刷；悬空高度过大将形成单面进水并使吸水井底板落深，增加工程造价，一般采用：

ⅰ. 喇叭管垂直布置时，

$$h_1=(0.6\sim0.8)D$$

大管径采用较小系数，小管径采用较大系数。为安装检修需要，h_1 还不得小于 0.5m，见图 5-95。

ⅱ. 喇叭管倾斜布置时(见图 5-96)，

$$h_1=(0.8\sim1.0)D$$

ⅲ. 喇叭管水平布置时，

$$h_1=(1.0\sim1.25)D$$

③ 喇叭口间净距 a：一般可采用，$a=(1.5\sim2.0)D$，其中：

ⅰ. 喇叭管中心线与后墙距离 c 取 $(0.8\sim1.0)D$，同时应满足喇叭管安装的要求。

ⅱ. 喇叭管中心线与侧墙距离 b 取 $1.5D$。

ⅲ. 喇叭管中心线至进水室进口距离大于 $4D$。

3）吸水喇叭口的最小淹没水深 h_2：淹没水深 h_2 与吸水井进水流速、吸水管流速、悬空高度 h_1、吸水井边壁形状、喇叭口至后壁距离等因素有关。进水流速和吸水管流速愈大，要求淹没水深 h_2 愈大，一般 h_2 不小于 0.5～1.0m。

喇叭口的淹没深度还与喇叭管的布置方式有关，见图 5-95、96，其中：

① 喇叭管垂直布置时，大于(1.0～1.25)D。

② 喇叭管倾斜布置时，大于(1.5～1.8)D。

③ 喇叭管水平布置时，大于(1.8～2.0)D。

4）吸水井进水长度 l：多台水泵的吸水井应有一定的进水流程，以调整水流使顺直均布地流向各吸水管。一般要求吸水井格网出水至吸水喇叭口中心的流程长度 l 不小于 $3D$，即 $l \geqslant 3D$。

5）按吸水管直径 d 计算吸水井尺寸：

以上均按喇叭口直径 D 尺寸，计算各种间距与吸水井尺寸。

有些国外资料按吸水管喇叭管直径 d 计算吸水井尺寸，布置卧式泵垂直吸入管时参见表 5-34。如采用斜吸管或水平管，则需更大的淹没水深，参见图 5-96。

垂直吸入管　　表 5-34

喇叭口直径 D	底面间隙(悬空高)C	淹没深度 S	(管中心与)后壁距 B_1	槽宽 B_2	(管中心)间距 B_3
(1.43～1.33)d	(1.5～1.0)d	>1.5d	<1.5d	>3d	3d

注：小值对应小口径，d 为吸水管公称直径。

5.4.3.3　水泵吸水管、出水管及流道布置

(1) 吸水管、出水管、流道设计流速：

1）吸水管及出水管的流速可根据表 5-35 的范围选定。

吸水管、出水管流速　　表 5-35

管径(mm)	d<250	250≤d<1000	1000≤d<1600	d≥1600
吸水管内流速(m/s)	1～1.2	1.2～1.6	1.5～2.0	1.5～2.0
出水管内流速(m/s)	1.5～2.0	2.0～2.5	2.0～2.5	2.0～3.0

2）水泵进出水管道上的阀门、缓闭阀和止回阀直径，一般与管道直径流速相同。

(2) 进水、出水流道流速：大型泵站当采用进水与出水流道布置时，应满足下列要求：

1）泵站进水流道：

① 流道型线平顺，各断面面积沿程变化应均匀合理。

② 出口断面处的流速和压力分布应比较均匀。

③ 进口断面处流速宜取 0.8～1.0m/s。

④ 在各种工况下，流道内不应产生涡带。

2）泵站出水流道：

① 与水泵导叶出口相连的出水室型式应根据水泵的结构和泵站的要求确定。

② 流道型线变化应比较均匀，当量扩散角宜取 8°～12°。

③ 出口流速不宜大于 1.5m/s(出口装有拍门时，不宜大于 2.0m/s)。

(3) 吸水管布置：

1）每台水泵宜设置单独的吸水管直接向吸水井或清水池中吸水。如几台水泵采用合并吸水管时，应使合并部分处于自灌状态，同时吸水管数目不得少于两条，在联通管上应装设阀门，当一条吸水管发生事故时，其余吸水管应仍能满足泵房设计水量的要求。

2）吸水管路应尽可能短、减少配件，一般采用钢管或铸铁管，并应注意避免接口漏气。

3）吸水管应有向水泵不断上升的坡度（$i \geqslant 0.005$），并应防止由于施工允许误差，和泵房与管道的不均匀沉降而引起吸水管的倒坡，必要时采用较大的上升坡度。

为了避免在吸水管路内聚积空气，形成空气囊，应避免不正确的安装方法，见图 5-97。

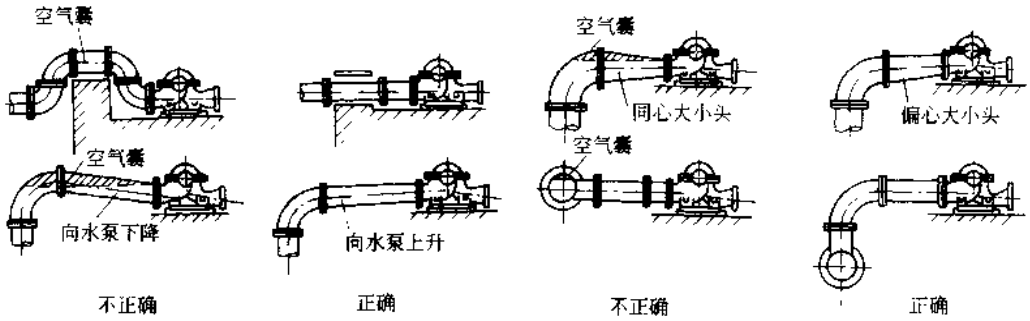


图 5-97 吸水管路的安装

4）如水泵位于最高检修水位以上，吸水管可不装阀门；反之吸水管上应安装阀门，以便水泵检修。阀门一般采用手动。

5）水泵吸入端的渐缩管必须采用偏心渐缩管见图 5-98。如渐缩管与向下的弯头组合时，不直接用标准异径弯头见图 5-98(*c*)，而应分别按偏心渐缩管的配件要求与弯头组合见图 5-98(*a*)，或用特制的偏心渐缩弯头见图 5-98(*b*)。

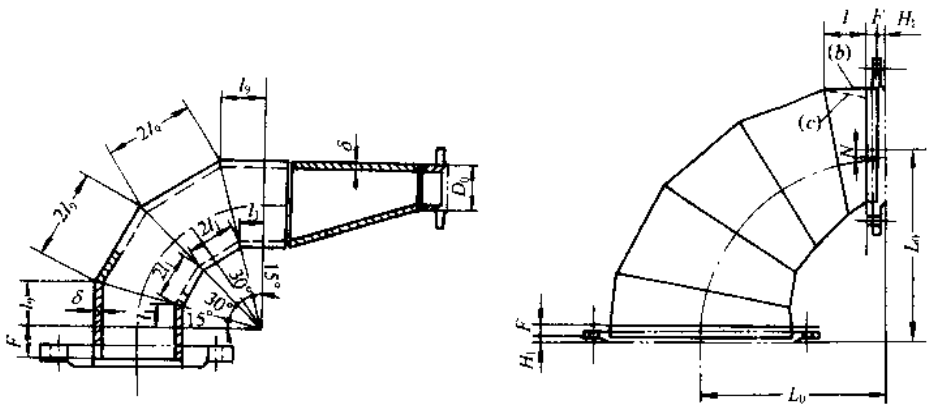


图 5-98 吸水端偏心渐缩弯头

(*a*)S311 标准偏心渐缩管与弯头组合；(*b*)特制偏心渐缩弯头；

(*c*)标准异径弯头 S311

(4) 出水管布置：离心泵出水管件配置应符合下列要求：

1）水泵出口应设工作阀门：

① 出水管工作阀门的额定工作压力及操作力矩，应满足水泵关阀起动的要求。扬程高、管道长的大型泵站，宜选用两阶段关闭的液压操作蝶阀。必要时还须进行水锤计算。

② 泵房内经常启闭的阀门，当管径为 *DN*300 或 *DN*300 以上时，可采用电动或液压传动阀门；在自动化泵房内，所有操作阀门都应安装电动或液控装置。

一般出水管管径≥300mm 时，采用电动阀门。

③ 出水管不宜安装止回阀，如有需要时应安装带缓冲装置的可分阶段关闭止回阀，见第 5.5.3.2 节。

④ 当工作阀门采用电动时，为检修和安全供水需要，对重要的供水泵房有时还须在电动阀门后面再设手动检修阀门。

2）当采用蝶阀时，由于蝶门开启后的位置，可能超过阀体本身长度，故在布置相邻联结配件时应予注意适当设置法兰短管和伸缩（接头）短管。

3）水泵的启、停泵程序以及防止水锤措施应根据泵房地形、出水管敷设高差、线路长短、水泵工作压力及工作条件等因素进行水锤计算后确定，详见第 5.5 节。

4）为使泵房安装方便，可在出水管段设有承插口或伸缩配件，但必须注意防止接口松脱，必要时在与出水横跨总管连接处设混凝土支墩。

5）较大直径的转换阀门、止回阀及横跨管等宜设在泵房外的阀门室（井）内。对于较深的地下式泵房，为避免止回阀等裂管事故和减小泵房布置面积，更宜将闸阀移至室外。

6）阀门室（井）中的大型闸阀、止回阀、水锤消除器等，如重量较大，必要时可设起重设备。

北方地区因防冻需要，常建造阀门室；一般地区可建阀门井或建阀门室。

阀门室（井）内还须设有集水坑排水设备。

7）对于出水输水管线较长、直径较大时，为尽快排除出水管内空气，可考虑在泵后出水管上安装泄气阀。

5.4.3.4　管路敷设

（1）一般要求如下：

1）互相平行敷设的管路，其净距不应小于 0.8m。

2）阀门、止回阀及较大水管的下面应设承重支墩（也可采用拉杆），不使重量传至泵体。

3）尽可能将进、出水阀门分别布置在一条轴线上。

4）管道穿越地下泵房钢筋混凝土墙壁及水池池壁时，应设置穿墙套管或墙管见图 5-99。

① 墙管为铸铁特殊配件，安装时管道直接与墙管连接。墙管的定位要求准确，否则将影响管道安装。

② 穿墙套管为铸铁特殊配件，亦可采用钢管制作。管道安装后，管道与套管间必须采用止水材料封填，否则易造成渗漏水。

5）埋深较大的地下式泵房，如一级泵房的进、出水管道一般沿地面敷设；地面式泵房或埋深较浅的泵房，宜采用管槽内敷设管道，使泵房简洁、交通方便、维修地位宽畅。

管槽必须具有坡度、自流排出积水；或排入泵房内集水坑，由排水泵排出。

（2）伸缩器布置与要求：

当泵房的进出水管见图 5-73、75～78 为直线布置时，拆装水泵和阀门较为困难，常设置具有伸缩或柔性的特殊配件，伸缩器，以方便拆装，需要时还可补偿蝶阀开启时阀瓣伸出长度见图 5-101。

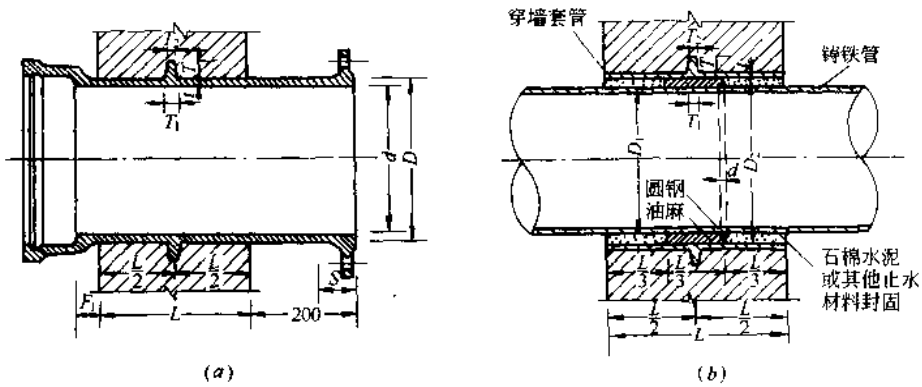


图 5-99 墙管和穿墙套管

(a)墙管;(b)穿墙套管

水泵进出水管二侧的伸缩器,必须用长螺栓、传力杆固定,不得为柔性伸缩。否则会引起水泵、电动机的基础螺栓受力而弯曲,位移等事故。

1) 具有柔性伸缩作用的伸缩套管、伸缩接头只能用于泵房外管道上见图 5-100。其中(a)VSSJA 型法兰式伸缩接头,(b)SSQ_1 套管式伸缩器等,除具有安装拆卸方便外,还对管路的因温差伸缩起调节作用。

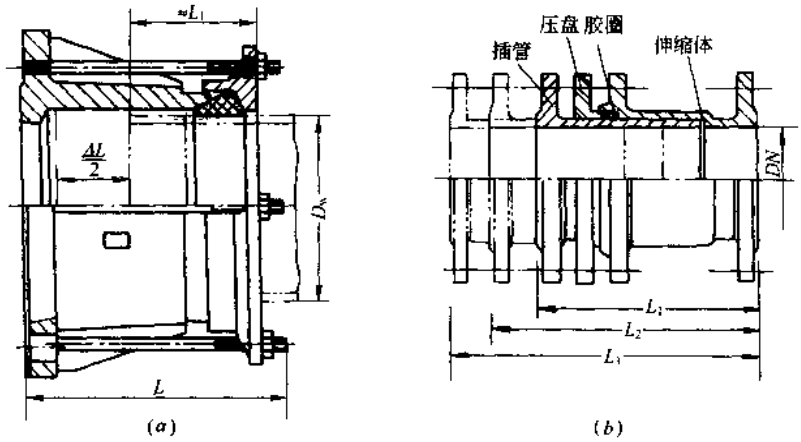


图 5-100 柔性伸缩器(接头)

(a)VSSJA 型法兰式伸缩接头;(b)SSQ_1 型套管式伸缩器(双盘式)

2) 无柔性作用的伸缩器:仅作为方便水泵二侧管道上的阀件拆装之用。安装完毕必须用长螺栓或传力杆固结,不允许柔性伸缩。

图 5-101 所示(a)为带"O"形密封圈伸缩管,管径 $DN600\sim DN2000$;(b)为带长螺栓的限位伸缩接头,管径 $DN65\sim DN3600$mm;(c)为带传力螺杆的传力接头,管径 $DN65\sim DN3200$mm。

各种柔性套管、伸缩管以及伸缩接头尺寸,规格,详见《给水排水设计手册·材料设备》(续册)第 1 册与第 12 册《器材与装置》。

(3) 地面敷设:

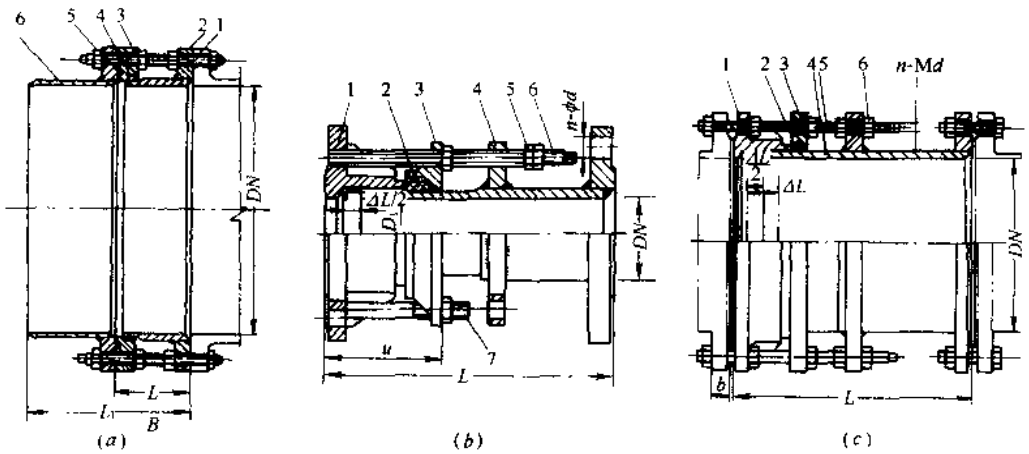


图 5-101　伸缩器

(a)带 O 形圈伸缩管；(a)注：1—螺栓；2—伸缩管；3—平法兰；4、5—O 形密封圈；6—（附）法兰短管
(b)VSSJA-2 限位伸缩接头；(c)VSSJAFC 传力伸缩接头；(b)、(c)注：1—本体；2—密封圈；3—压盖；
4—限位法兰短管；5—螺母；6—长螺柱；7—螺柱

1）当管路敷设在泵房地面以上并影响操作通道时，可在跨越管道处设置跨梯或通行平台，以便操作与通行。

2）管路架空安装应不得阻碍通道及安设于电气设备上，管道可采用悬挂或沿墙壁的支柱安装，管底距地面不应小于 2.0m。

(4) 管槽内敷设(管道设在不通行的管槽内，管槽亦称为管沟)：

1）应有可揭开的盖板，一般采用钢板或铸铁板，也可用预制钢筋混凝土板。

2）管槽的宽度和深度应便于人员下到管槽进行安装检修见图 5-102。

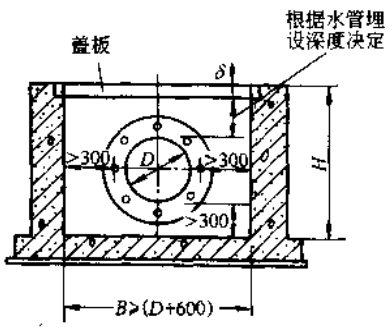


图 5-102　管槽间距

一般，槽深按沟底距管底不小于 300mm；管顶至盖板底的距离应根据水管埋设深度决定，并不小于 150mm；管外壁距槽壁不小于 300mm。

3）管槽的宽度和深度还须按照管道上阀门的设置情况，而适当放大，具体做法如下：

① 大口径闸阀通常带有旁通阀、缓闭阀带液压装置，管槽宽度必须局部放大，或管槽宽度全部按阀门带旁通装置处最大尺寸设置。

② 当出水管上设有缓闭止回阀，尤其是带液压重锤时，重锤落下后应具有高出槽底适当高度的检修空间。管槽深度须满足重锤下垂时的检修、拆卸需要。

4）管槽还须注意与电线槽的交错节点，勿使槽底积水互相渗流，应各自能直接自流排出或排入集水坑，由排水泵提升排出。

管槽底应有坡度，坡向排出口或集水坑。

(5) 泵房外管路敷设：见第 2 章输配水管道敷设和第 13 章水厂总体设计的水厂管线设计。

5.4.3.5 湿式立式水泵的吸水池与进出水流道

(1) 湿式立式水泵(轴流泵、混流泵)的吸水池与吸入水槽布置:立式轴流泵、混流泵的叶轮较接近吸水喇叭口,安装要求较高,需有足够的浸水深度和悬空高度。其布置要求随泵而异,应按水泵制造厂所规定的要求进行吸水井设计。

在设计混流泵的吸水池时,各水泵厂常需按具体运行条件提出特殊安装要求,除设计时必须取得水泵厂的有关资料外,必要时还应做泵站装置的水力模型试验。

以下列出部分水泵厂立式混流泵吸入水槽设计标准供参考。

1) 一般布置要求:

① 数台水泵在同一吸水池中吸水时,应不产生相互干扰,必要时分设吸入水槽。

② 进水水流应尽量布置顺直,避免转弯或偏流。

ⅰ. 吸入水槽应尽量采用单泵布置,水泵吸入口的位置放在吸水槽中间见图 5-103(*a*)、(*c*)。

ⅱ. 由窄的暗渠(管)向宽的吸水井引水时,应使各水泵获得均等水量见图 5-103(*c*)。

ⅲ. 不宜在一个狭窄的水路上串联地排列水泵见图 5-103(*f*)、(*h*)。

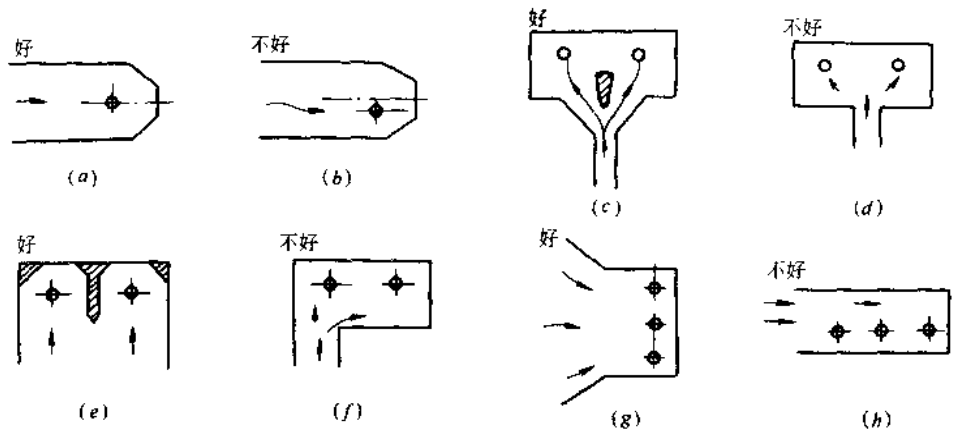


图 5-103 吸入水槽的示意布置

以上布置要求参见表 5-33,其中列出了多种吸水池布置,并提示出存在的问题。

③ 如水流确实无法布置成顺直进入,而以一定角度进入水池时,必须做导流隔板以消除旋涡及噪声,其设计计算可见有关水工设计手册,布置示意见图 5-104。

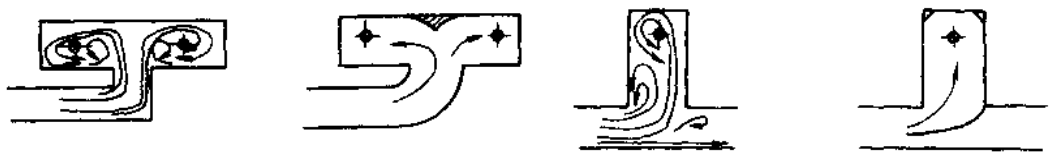


图 5-104 导流板的示意布置

(*a*)水流 180°转弯进入;(*b*)水流 90°转弯进入

2) 立式湿坑混(斜)流泵的吸入水池一般为矩形水槽,美国水利学会标准推荐的湿坑式

吸水池的基本尺寸见图 5-105、106。关于图 5-105、106 的应用说明如下：

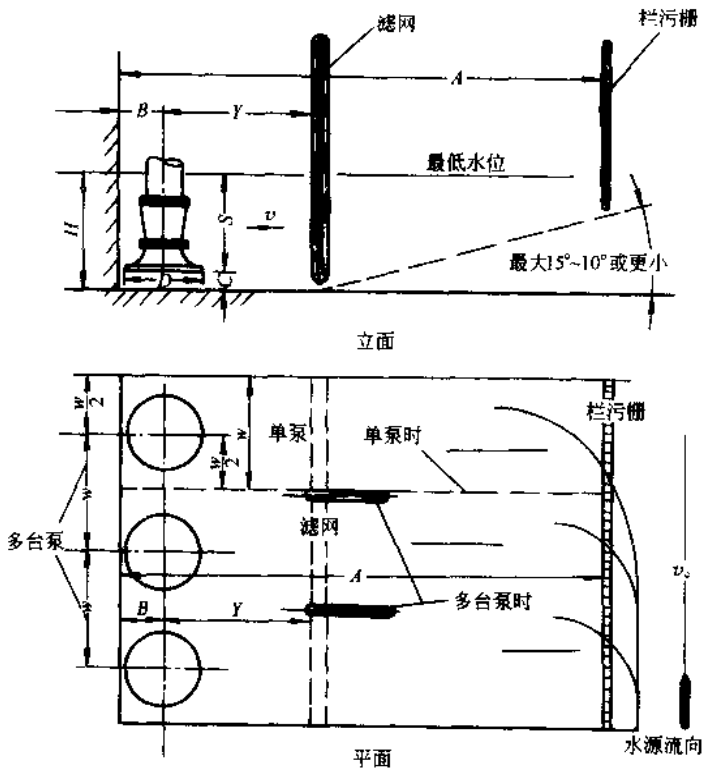


图 5-105　湿坑式吸入水池

① 图 5-105 中推荐的 Y 值，对于大多数吸入喇叭口为 $Y=3D$（D 为喇叭口直径）。

② 图中所示的尺寸都是根据设计点的流量来确定。如增大流量运行，只能是瞬时的或短时间内运行。如果要考虑较长时间的加大流量运行，则应按最大流量设计水槽尺寸。

③ 尺寸 B 为推荐的最大尺寸，根据实际的吸入喇叭口直径，B 可以减小。如果由于动力机或吐出管件的安装确定了后墙到泵中心的距离 B，而此时的 B 尺寸可能大大地超过推荐的 B 值，为此需设置辅助后墙，以保证 B 尺寸的要求。

④ 尺寸 W 是单泵安装的最小水池宽度，W 尺寸可以增大，但如果要缩小的话，则要与泵厂协商或经过模型试验来确定。

⑤ 尺寸 H 为泵吸入喇叭口处正常低水位的最小值（考虑了旋转滤网等水力损失）。该尺寸可瞬时显著降低，对泵没有损害。但应注意 H 并不是淹没深度，淹没深度为 $S=H-C$。

⑥ 尺寸 Y 和 A 为推荐的最小值，它们可以增大，如果没有旋转滤网或水池有斜坡，尺寸 A 应大大加长，并且斜坡应从 Y 尺寸之处开始。

⑦ 如果主流速超过 0.6m/s，则有必要在临近水池处设置导流片，或增大 A 尺寸，或作水池模型试验，或前述措施的综合。

3）世界上各大泵公司都通过模型试验，制定了水槽尺寸的设计规范，现将美国原英格索兰公司（Ingersoll-Rand Co.），日本荏原制作所和德国 KSB 公司各自推荐的吸入水槽主要尺寸规范列入下表，见图 5-107 与表 5-36。

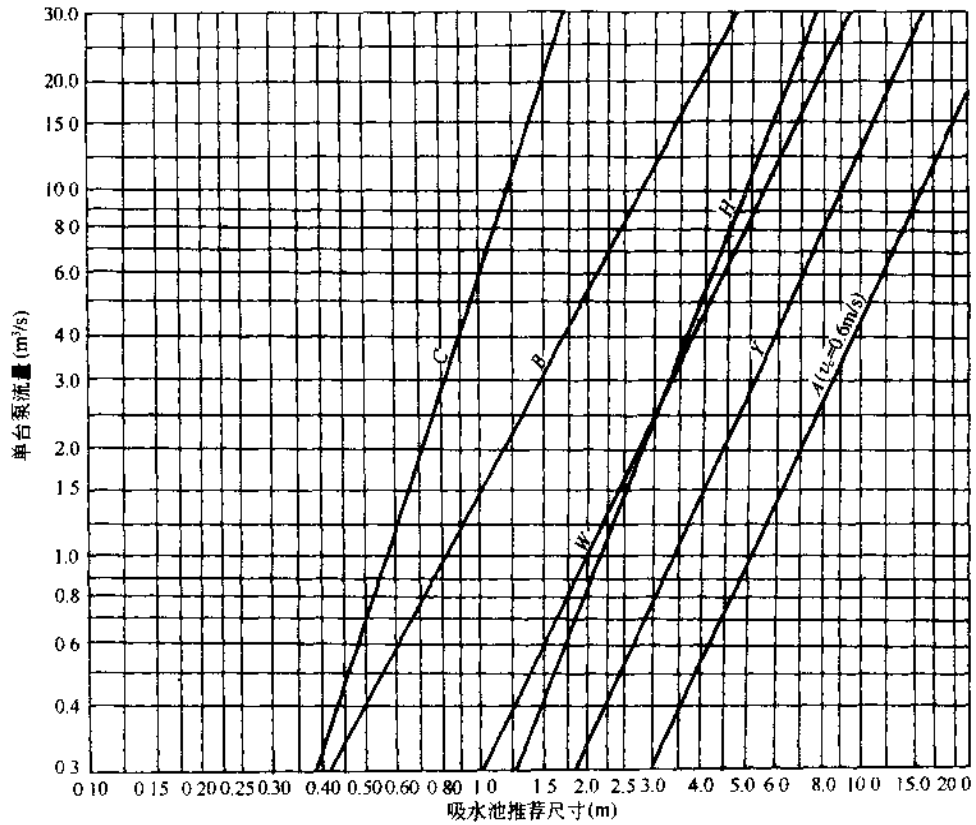


图 5-106　湿坑式吸入水池推荐尺寸

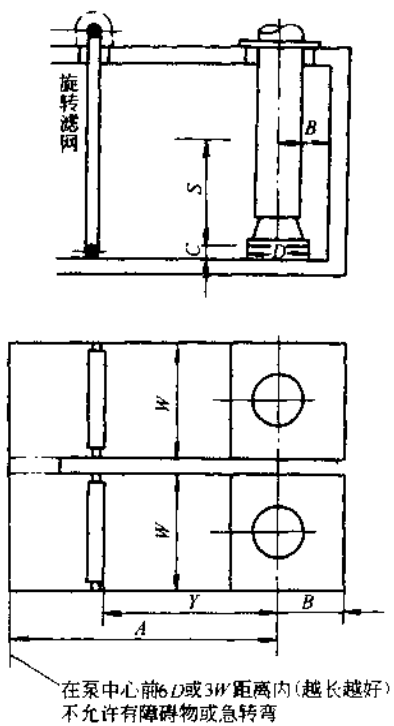


图 5-107　吸入水槽

国外部分水泵厂推荐的吸入水槽尺寸比较　　表 5-36

尺寸代号	A	B	C	W	Y
英格索兰公司	$6D$ 或 $3W$	$0.75D$	$0.3D$	$2D$	$(3\text{-}4D)$
荏原制作所		$0.75\text{-}1D$	$0.5\text{-}0.1D$	$1.8\text{-}2.5D$ 一般 $2D$	$>4D$ 一般 $5D$
KSB 公司		$0.75D$	$\approx 0.46D$	$2D$	

比较表中所列三个世界著名泵公司推荐的水槽尺寸，主要的区别在于 C 值和 Y 值，英格索兰公司推荐的这两个值相对要小些。

4）对于多台水泵合用吸水井的布置要求，可参照图 5-105 的尺寸，并注意推荐与不推荐的布置方式图 5-108 所示。同时要考虑表 5-37 所列数据。

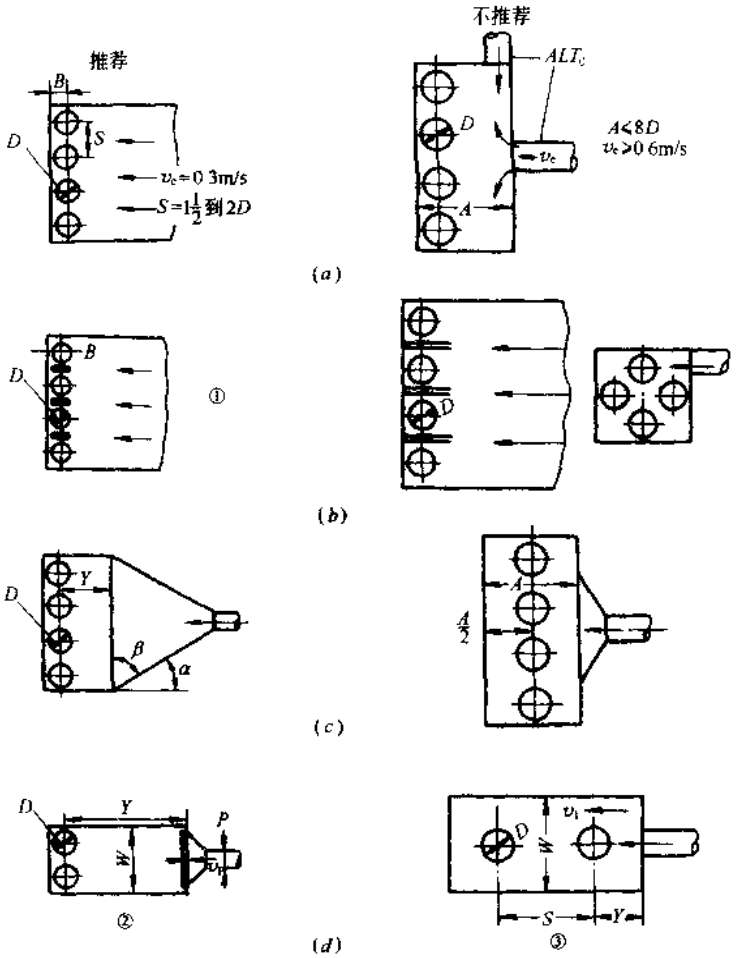


图 5-108　多台水泵的吸入水槽布置

注：图中①—增加（隔墙）壁厚，墙两端做成圆状或卵圆状，在墙后留出 $D/3$ 左右空隙。

②—导流板、格栅或滤网应当横装在进口水道最宽段的开始处。

③—不推荐，除非 $W=5D$ 以上，或 $v_1=0.06$m/s 或以下；$Y=$ 同上列图表；$S=$ 大于 $4D$。

多台水泵吸入水槽布置的数据 表 5-37

W P	1.0	1.5	2.5	4.0	10.0
Y	$3D$	$5D$	$8D$	$10D$	$15D$
v_p	1	2	4	6	8

① 建议的吸水井布置形式是水流以低速、直线地同时流至所有的泵，泵区的流速应为0.3m/s；某些具有0.6m/s或更高流速的布置也得到了良好效果，如这些设计来自模型试验的研究，则结果特别正确。

如果$A\leqslant 8D$、进水流速$v_c\geqslant 0.6$m/s，对于进水管进入吸水井的突然放大或由一侧进水的布置是非建议的形式，见图5-108(a)。

② 多台水泵在一个吸水井吸水时，除非所有水泵均同时工作，一般以不设隔墙为好；如果构造上必须设置隔墙，而这些水泵有可能不同时工作时，则隔墙的后部应留出水流的空间，其高度至少从底板至最低水位以上，而且隔墙的前端不超过吸水喇叭口的边缘，隔墙端部做成圆形或卵形。围绕吸水井边缘设置水泵吸水管的布置是非建议的形式，见图5-108(b)。

③ 吸水井应避免进水管(渠)进入时急剧的放大，特别对于小的进水管接入大的吸水井，应当采用逐渐扩散的连接形式。其扩散角α应尽量小，25°较好，不大于45°、小于25°更好，见图5-108(c)。

④ 如果吸水井的流速低于0.3m/s，只要进水长度满足或超过规定要求，也可适应进水管至吸水井尺寸的急剧变化。把许多泵排列成一行的布置是不被推荐，见图5-108(d)。

(2) 进、出水流道布置：

1) 泵站进、出水流道型式应根据泵型、泵房布置、泵站扬程、出水池水位变化幅度和断流方式等因素，经技术经济比较确定。重要的大型泵站应进行装置模型试验验证。

2) 于坑式混流、轴流立式泵、一般需建肘型或钟型进水流道；肘型和钟型流道的主要尺寸应根据水泵的结构和外形尺寸结合泵房布置确定。肘型和钟型进水流道的进口段底面宜做成平底，或向进口方向上翘，上翘角不宜大于12°；进口段顶板仰角不宜大于30°，进口上缘应淹没在进水池最低运行水位以下至少0.5m。当进口段宽度较大时，可在该段设置隔水墩。

3) 出水流道一般要求：

① 应有合适的断流方式。

② 平直管出口宜设置检修门槽。

③ 对于出水池最低运行水位较高的泵站，可采用直管式出水管道，在出口设置拍门或快速闸门，井应在门后设置通气孔。

直管式出水流道的底面可做成平底，顶板宜向出口方向上翘。

④ 对于立式或斜式轴流泵站，当出水池水位变化幅度不大时，宜采用虹吸式出水流道，配以真空破坏阀断流方式。驼峰底部高程应略高于出水池最高水位，驼峰顶部的真空度不应超过7.5m水柱高。驼峰处断面宜设计成扁平状。虹吸管管身接缝处应具有良好的密封性能。

⑤ 对于低扬程卧式轴流泵站，可采用猫背式出水流道。若水泵叶轮中心线高于猫背式出水流道水位时，应采取抽真空充水起动的方式。

⑥ 出水流道的出口上缘应淹没在出水池最低运行水位以下0.3～0.5m。当流道宽度

较大时，宜设置隔水墩，其起点与机组中心线间的距离不应小于水泵出口直径的 2 倍。

4）进、出水流道均应设置检查孔，其孔径不宜小于 0.7m。

5.4.3.6　潜水泵的泵室布置

通常将大型吸水池、集水池中安装潜水泵的局部吸水区（坑）称作泵室或泵坑；如果是小型池时、集水池即泵室；有时将单台潜水泵室称作泵坑；将多台潜水泵的泵室称为泵房。

潜水泵组为整体式，具有土建结构简单、工程造价低、维护保养方便，大多采用自动控制，具有运行管理简便等优点。目前除应用在取水工程外，已较普遍地用作净水厂冲洗废水回收泵、排水泵，安装在相应的集水池中。

但如果泵室设计不正确时，进入泵室的水流有可能形成旋涡，而卷入大量的气泡，这些空气旋涡也将造成泵运行不正常而产生振动、影响水泵的工作效率。

（1）单台潜水泵的泵室（坑）布置：潜水泵室的最小有效容积与泵的工作流量和所允许的最小工作周期成正比；还与进水方式是连续或间断有关。

当进水量 $Q_{进}$ 为连续时，单泵的泵站工作周期 T 为

$$T=\frac{V}{Q_{进}}+\frac{V}{Q-Q_{进}} \tag{5-52}$$

最小容积应满足：

$$V_{min}=\frac{T_{min}Q}{4} \tag{5-53}$$

式中　T——泵站的工作周期，即泵两次启动之间隔时间（s）；

T_{min}——最小工作周期，可采用 240～360s；

V——有效容积，图 5-109 所示之泵起动与停止之间的体积（L）；

$Q_{进}$——泵站的进水流量（L/s）；

Q——泵的流量（L/s）。

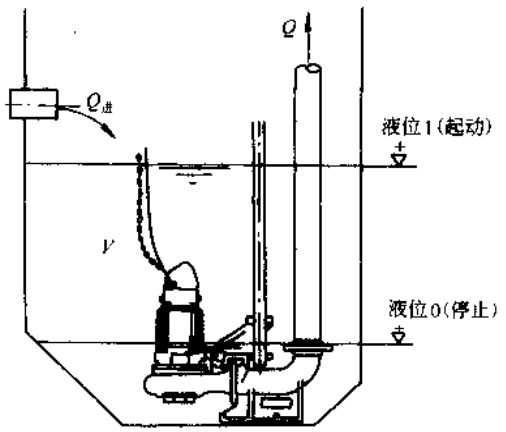


图 5-109　泵坑有效容积

潜水泵的最小工作周期与电动机的特性有关。大部分潜水泵每小时许可的启动次数为 15 次。即最小工作周期为 240s。

（2）多台潜水泵室布置：大型潜水泵室包括吸水坑及进水室二部分。布置要点如下：

1）对于大、中型或大型潜水泵室、即流量超过 100～200L/s 的，在进行泵室设计时，必须考虑不让混入液流中的气体进入泵中。如果有大量气体进入泵中时，泵将不能正常运行；或者是产生剧烈振动，或者形成气塞（Air Lock）以至不能泵水。

2）进水室必须设计合理，使进水分布均匀，避免形成死水区或旋涡区。

图 5-110、111 为多台潜水泵的最小泵室布置，与各种间距要求。

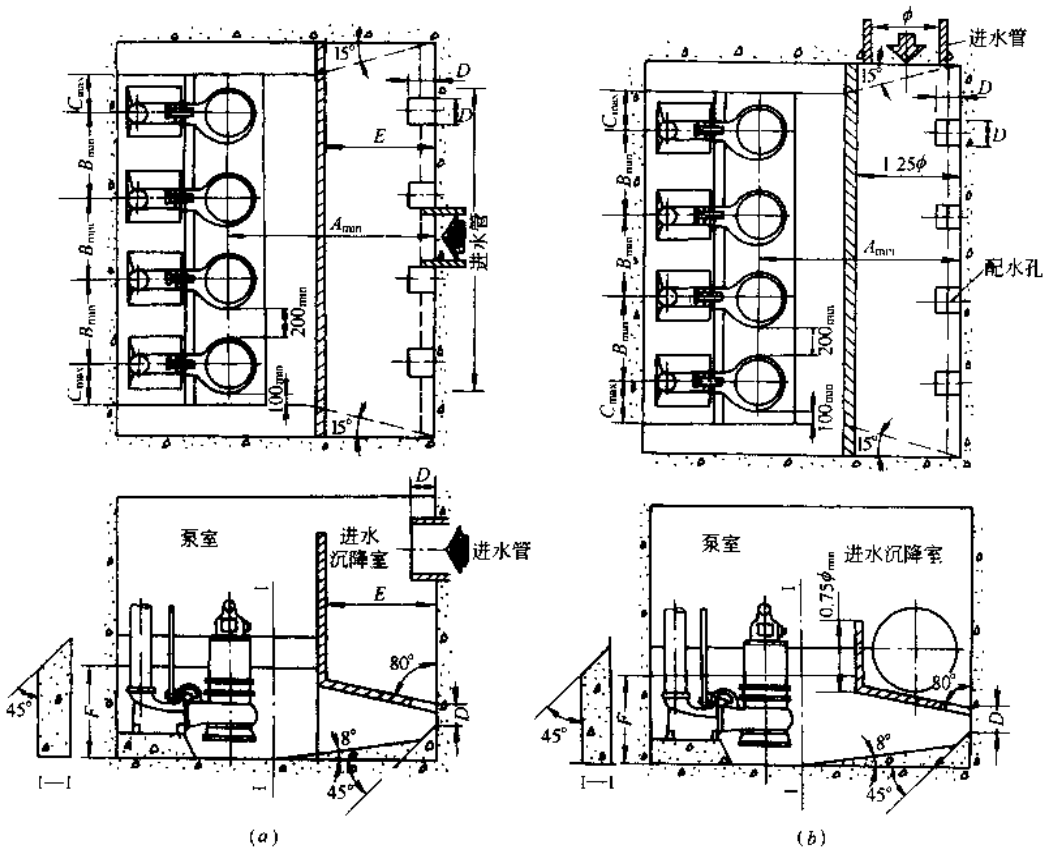


图 5-110 典型的大型泵站布置

(a)进口管在沉降室的中央;(b)进口管在沉降室端部

① 图 5-110 中的 A_{min}、B_{min}、C_{max}涉及潜水泵的外形尺寸,水泵基座及基础尺寸,详见潜水泵样本中的规定。

② 在设计与计算泵坑的有效容积时,如果高度不足,可以增加 A 的数值以满足一定的容积。

③ 两个泵蜗壳之间的距离不应小于 200mm。

④ 泵蜗壳与泵坑壁之间距不应小于 100mm。

3) 最低水位:泵停止运行的最低水位应能保持沉降室的入水口浸没水中,同时亦不应低于泵蜗壳的顶部。

4) 进水管及进水沉降配水室:

① 当进水管位于沉降配水室的中央时,见图 5-110(a),进水管应伸入沉降配水室一段距离 D,与沉降室底部入水口尺寸 D 相同。当达到最大进水量时,水流冲击对面的垂直挡墙,然后分布至两旁沉降室;而在最小进水量及最低水位时,水流也不会直接落到入水口中。

② 沉降室与泵室之间的隔墙,在正对进水管处其高度应略高于管中心线,两旁为略低于进水管的溢流堰参见图 5-112,在达到最大进水量及高水位时,水流不会返回进水管;而且这个溢流堰可以防止在沉降室形成硬壳及积聚流入沉降室的浮渣。在过高水位时,沉降室上部的浮层可以从溢流堰泻入泵室然后泵走。

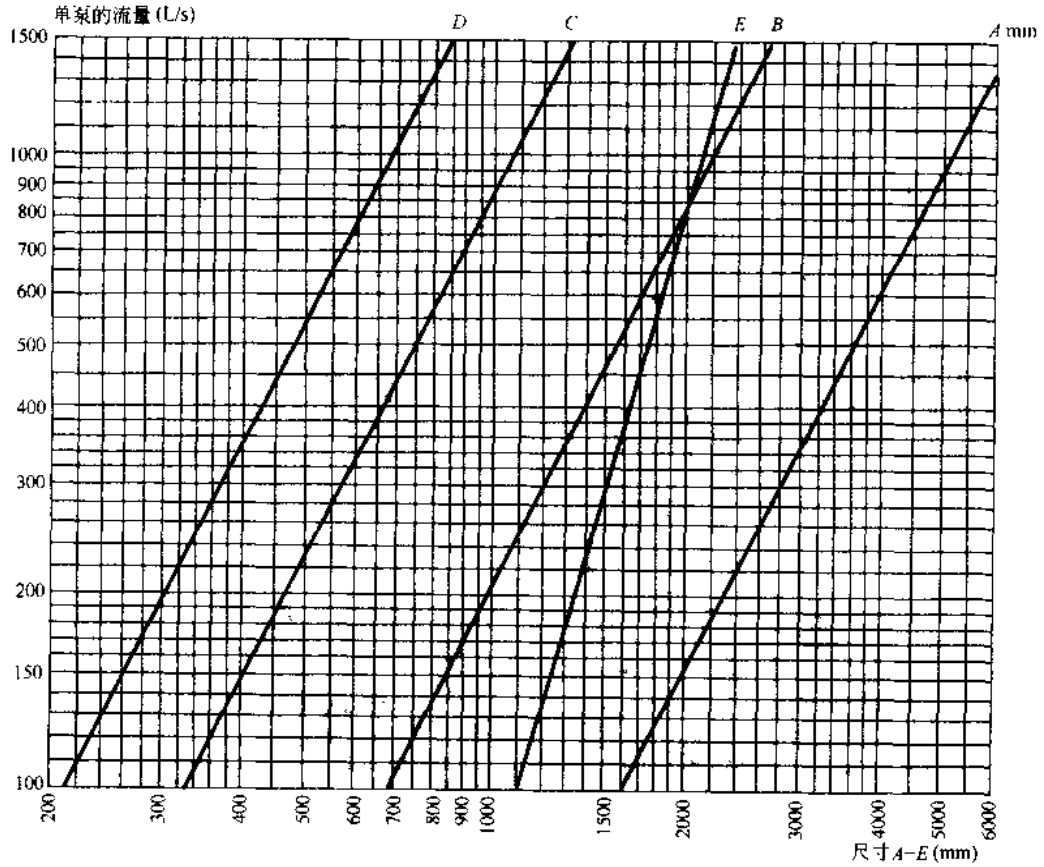


图 5-111　大型泵站的尺寸参数(参阅图 5-110)

5) 泵室：为了防止由于涡流带进空气，蜗壳与泵室内墙之间的结构作了一些特殊安排(见图 5-110)：

① 尺寸 F、其数值应到达电动机定子室一半处。

② 沉降室底部与泵室壁呈 80°角，即使沉降室中有气体经过方形入水口进入泵坑，它也能沿斜壁向上靠近垂直挡墙溢出水面。

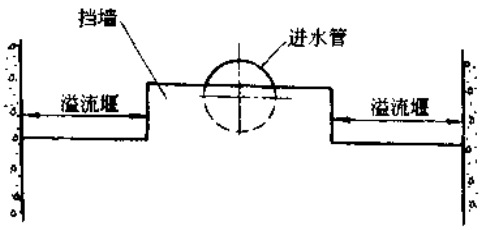


图 5-112　溢流堰

5.5　水锤计算与防护

5.5.1　水锤分类与特征值

5.5.1.1　水锤分类

(1) 引起水锤的原因：

1) 启泵、停泵、启闭阀门或改变水泵转速、叶片角度调节流量时；尤其在迅速操作，水流速度发生急剧变化的情况下。

2）事故停泵，即运行中的水泵动力突然中断时，较多是由于配电系统故障、误操作、雷击等情况下的突然停泵。

（2）水锤破坏的主要表现形式：

1）水锤压力过高，引起水泵、阀门和管道破坏；或水锤压力过低，管道因失稳而破坏。

2）水泵反转速过高或与水泵机组的临界转速相重合，以及突然停止反转过程或电动机再启动，从而引起电动机转子的永久变形，水泵机组的剧烈振动和联结轴的断裂。

3）水泵倒流量过大，引起管网压力下降，水量减小，影响正常供水。

（3）水锤的分类与判别：

1）按产生水锤的原因可分为关（开）阀水锤、启泵水锤和停泵水锤。

2）按产生水锤时管道水流状态可分为：不出现水柱中断与出现水柱中断两类。前者水锤压力上升值 ΔH 通常不大于水泵额定扬程 H_R，或水泵工作水头 H_t，称正常水锤，见图5-113。后者当水柱再弥合时，水锤压力上升值较高，常大于 H_R 或 H_0，是引起水锤事故的重要原因，故称非常水锤或事故水锤见图5-114。

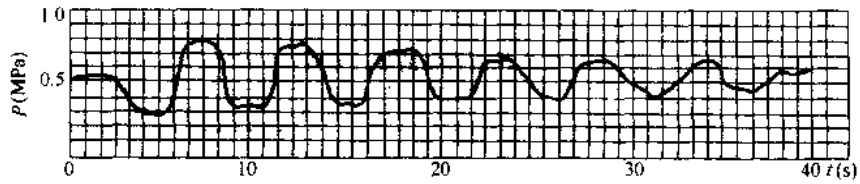


图5-113 水柱不中断的停泵水锤压力过程曲线

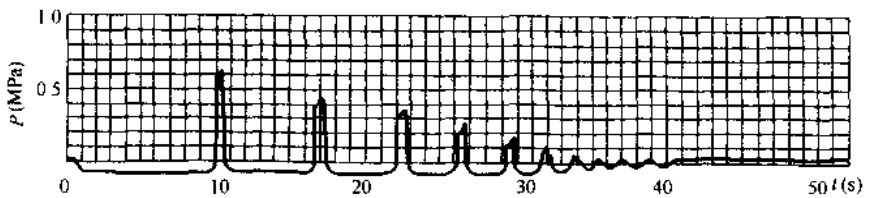


图5-114 水柱中断的停泵水锤压力过程曲线

所谓水柱中断，就是在水锤过程中，由于管道某处水流绝对压力低于水的汽化压力而产生。即

$$\frac{P_1}{\gamma}+\frac{P_a}{\gamma}\leqslant\frac{P_s}{\gamma} \tag{5-54}$$

式中 $\frac{P_1}{\gamma}$——管道中某点的压力（m）（绝对压力）；

$\frac{P_a}{\gamma}$ ——大气压力（m）（绝对压力）；

$\frac{P_s}{\gamma}$——水的饱和蒸汽压力（绝对压力），在常温下取2～3.0m；

γ——水的密度。

3）对于关（开）阀水锤，与关（开）阀时间 T_c 有关，可分为

直接水锤：

$$T_c < T_r \tag{5-55}$$

间接水锤：

$$T_c > T_r \tag{5-56}$$

式中　T_r ——水锤相(s)，见公式(5-65)。

5.5.1.2　水锤特征值

(1) 水锤传播速度 a：对于均质管道输送清水，且不考虑水中所含空气时可按式(5-57)计算：

$$a = \frac{a'}{\sqrt{1+(E_0/E)(D/\delta)C_1}} \quad (\mathrm{m/s}) \tag{5-57}$$

式中　a'—— 声音在水中的传播速度，a'一般取 1435m/s，其计算式为

$$a' = \sqrt{E_0/\rho}$$

其中　E_0——水的弹性系数，取 $2.1\times10^8\mathrm{kg/m^2}$；

ρ——水的密度，取 $102\mathrm{kg\cdot s^2/m^4}$；

E——管壁材料的弹性系数见表 5-38。

常用管道材料的弹性系数　　表 5-38

管道材料	$E(\mathrm{kg/m^2})$	E_0/E	管道材料	$E(\mathrm{kg/m^2})$	E_0/E
钢　管	2×10^{10}	0.01	钢筋混凝土管	2.1×10^9	0.10
铸铁管	1×10^{10}	0.02			

δ——管壁厚度(m)；

D——管道内径(m)；

C_1——不同壁厚，不同支承方式的参数。

1) 对于薄壁管道($D/\delta>25$)：

① 管道只在上游端固定时，

$$C_1 = 1-\frac{\mu}{2} \tag{5-58}$$

式中　μ——管壁材料的泊松比，对于钢取 0.3；对于混凝土取 0.15。

② 全管道固定并没有轴向运动(如地下埋设管道)时，

$$C_1 = 1-\mu^2 \tag{5-59}$$

③ 管道采用膨胀接头连接时，

$$C_1 = 1 \tag{5-60}$$

2) 对于厚壁弹性管($D/\delta\leqslant25$)：

① 只在上游端固定时，

$$C_1 = \frac{2\delta}{D}(1+\mu)+\frac{D}{D+\delta}\left(1-\frac{\mu}{2}\right) \tag{5-61}$$

② 全管道固定，并没有轴向运动时，

$$C_1 = \frac{2\delta}{D}(1+\mu)+\frac{D(1-\mu^2)}{D+\delta} \tag{5-62}$$

③ 管道采用膨胀接头连接时，

$$C_1=\frac{2\delta}{D}(1+\mu)+\frac{D}{D+\delta} \tag{5-63}$$

对于钢筋混凝土管：

$$a=\frac{1435}{\sqrt{1+\left[\frac{E_0}{E}\frac{D}{\delta}(1+9.5\alpha_0)\right]C_1}}\quad(\mathrm{m/s}) \tag{5-64}$$

式中 α_0——配筋系数，通常 $\alpha_0=0.015\sim0.05$。

(2) 水锤相 T_r 按式(5-65)计算：

$$T_r=\frac{2L}{a}\quad(\mathrm{s}) \tag{5-65}$$

式中 L——管道长度(m)；

a——水锤波速(m/s)。

(3) 管道惯性时间常数 T_w(其意义为管道不计水头损失时，流速从 v_0 减小到零的时间)按式(5-66)计算：

$$T_w=\frac{Q_0}{gH_0}\Sigma\frac{L_i}{F_i}\quad(\mathrm{s}) \tag{5-66}$$

当管道面积及材料性质沿 L_i 不变时，

$$T_w=\frac{Q_0L}{gH_0F}=\frac{v_0L}{gH_0}\quad(\mathrm{s}) \tag{5-67}$$

式中 Q_0——管道初始流量($\mathrm{m^3/s}$)；

H_0——管道初始扬程(m)；

v_0——管道初始流速(m/s)；

F_i——管道面积($\mathrm{m^2}$)(注脚 i 代表不同管段的数值)。

(4) 管路常数 2ρ 按式(5-68)计算：

$$2\rho=\frac{av_0}{gH_0} \tag{5-68}$$

(5) 机组时间常数 T_a(又称机组加速时间)按式(5-69)计算：

$$T_a=\frac{GD^2}{375}\frac{n_R}{M_R}\quad(\mathrm{s}) \tag{5-69}$$

式中 GD^2——水泵机组的飞轮惯量($\mathrm{kg\cdot m^2}$)，一般可以取电动机的 GD^2 的 1.1～1.2 倍。电动机 GD^2 可由样本上查得或由电机厂提供；

M_R——水泵额定转矩(kg·m)可用下式计算：

$$M_R=975\frac{N_R}{n_R}$$

其中 N_R——水泵额定轴功率(kW)；

n_R——水泵额定转数(r/min)。

(6) 串、并联管道水锤特征的计算：为了简化计算，把复杂的串、并联管道简化为简单的“当量”管道计算。

1) 串联管道：图 5-115 所示各串联管道 L_i、v_i、a_i 如用简单的“当量”管道代替，其“当量”管道的参数可按式(5-70)～式(5-72)计算：

$$L=\sum_{i=1}^{n}L_i \quad (\mathrm{m}) \tag{5-70}$$

$$a_{cp}=\frac{L}{\sum_{i=1}^{n}\frac{L_i}{a_i}} \quad (\mathrm{m/s}) \tag{5-71}$$

$$v_{cp}=\sum_{i=1}^{n}\frac{L_iV_i}{L} \quad (\mathrm{m/s}) \tag{5-72}$$

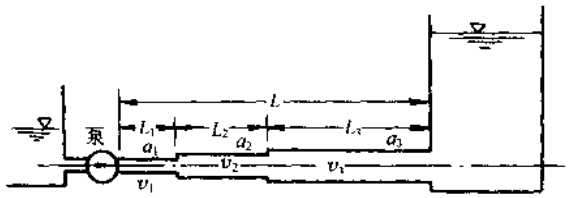


图 5-115　串联管道示意

① 对于间接水锤 $T_c>T_r$ 时，“当量”管道特性常数为

$$2\rho=\frac{av_{cp}}{gH_0} \tag{5-73}$$

$$T_w=\frac{LV_{cp}}{gH_0} \quad (\mathrm{s}) \tag{5-74}$$

$$T_r=\frac{2L}{a_{cp}} \quad (\mathrm{s}) \tag{5-75}$$

当 $T_c>(2.5\sim3)T_r$ 时，对复杂管（无分岔）间接水锤计算作以上近似考虑，能得到较好的结果。

② 对于直接水锤，由于关阀时间 $T_c<T_r$，阀门处水力变化较之反射波的影响早，此时，全管的水流特性来不及产生影响（当阀门为突然关闭或突然开启时，这种情况尤其明显）。因此，在计算特性常数 2ρ 时，应采用靠近阀门这一段的 $2\rho_1$ 值，即

$$2\rho_1=\frac{a_1v_1}{gH_0} \tag{5-76}$$

2）分岔管道：利用截肢法将图 5-116(*a*)的分岔管道简化为图 5-116(*b*)的串联管道，这种方法的特点是：当机组同时停机时，选取最长的一根支管，如图 5-116(*a*)中的支管 1，将其

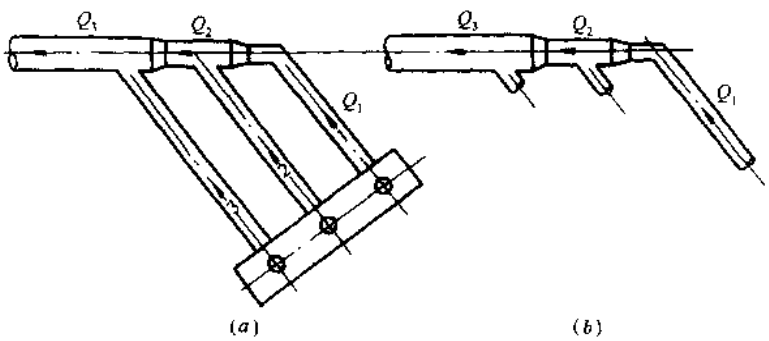


图 5-116　分岔管道简化计算

余的支管截掉，即成图 5-116(*b*)的串联管道，再按上述简化串联管道的方法求解。

在电算程序中则可不用上述简化，其计算方法见程序的说明。

5.5.2 水锤的参数标准和计算方法

5.5.2.1 计算目的和参数标准

(1) 计算目的：计算压力水系统在各种工况时水锤过程的目的在于：

1) 提供最大水锤压力上升值 ΔH_{max}，以便进行泵壳、管道、支墩的强度计算，以及选配管道、阀件。

2) 提供管道沿线主要地点，如水泵出口(或出口阀门、逆止阀)、管道中点、管道隆起点的最大降压值 ΔH_{max}，以便复核管道的稳定性。

3) 提供各种停泵不关阀工况的时间特征值，作为选择水泵出口阀门型式、关阀程序的依据，这些特征值是：

① T_Q 为从水泵动力切断到输水管道水体流动方向开始改变的时间，又称水泵出现零流量时间(s)。

② T_n 为从水泵动力切断到水泵转动方向开始改变的时间，又称水泵出现零转速时间(s)。

③ T_p 为从水泵动力切断到水泵出现最高反转速时间(s)。

以上特征值的意义及停泵不关阀的水锤过程线见图 5-117。停泵不关阀水锤过程线是评价水泵装置设计好坏以及提出防护措施的基础。

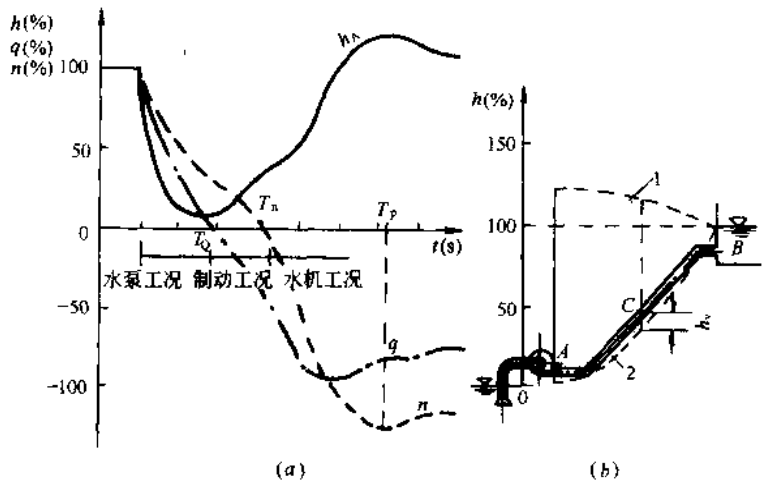


图 5-117 停泵不关阀的水锤过程线

(*a*)无止回阀时水泵出口处水锤过程线；(*b*)无止回阀时管道沿程最大、最小水锤压力分布曲线

1—最高水锤压力线；2—最低水锤压力线

4) 提供水泵机组在作制动工况、水轮机工况运行时，可能出现的最大倒流量 Q_{pmax}，最大反转速 n_{pmax}，是否满足设计标准或要求。

(2) 非常水锤压力估算：

1) 当两水柱再弥合时(见图 5-118)即出现水柱冲击，其压力升高值按式(5-77)估算：

$$\Delta H=\frac{a\Delta v}{2g} \qquad (5\text{-}77)$$

式中　Δv ——见图 5-118，$\Delta v=v_1-v_2$，$v_1>v_2$

弥合后水柱的运动速度为 v_2。

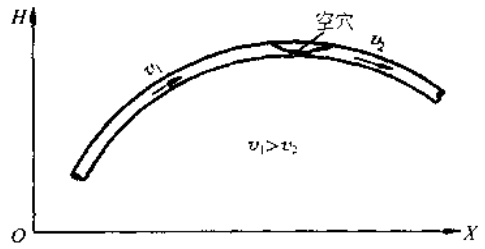


图 5-118　两水柱弥合时运动状态

2）当水泵出口设有止回阀，并在止回阀后水柱再弥合时（见图 5-119），其压力升高按式(5-78)估算：

$$\Delta H=\frac{av}{g}\ (\mathrm{m/s}) \qquad (5\text{-}78)$$

式中　v ——为水柱冲击阀门或止回阀时的速度(m/s)，可按下式估算：

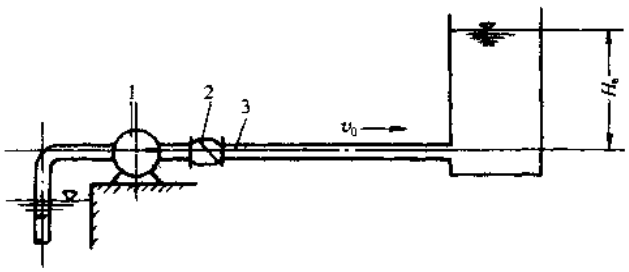


图 5-119　在止回阀处发生水柱弥合时

1—泵；2—止回阀；3—空穴

① 如果在管道水流开始倒流时止回阀关闭，则 $v=v_0$（管道初始流速）(m/s)。

② 如果在管道水流倒流后止回阀关闭，则 v 可按式(5-79)估算：

$$v=\sqrt{\frac{H_s+9}{\Sigma\Delta h_i}}\times v_0\ (\mathrm{m/s}) \qquad (5\text{-}79)$$

式中　H_s——出水池水面到止回阀门处的几何高度(m)；

$\Sigma\Delta h_i$ ——出水池水面到止回阀门处管道正常运行时水头损失(m)。

3）非常水锤对中、低压供水系统危害性特别大，应当注意加以防止。

(3) 水锤参数标准：水泵和输水管路发生水锤过程时，水泵及管道的压力 H、流速 v 和水泵转矩 M 均随时间 t 而变化；当水泵启、停时还会发生水泵转速 n 的变化，甚至旋转方向的改变。按照《泵站设计规范》(GB/T 50265—97)提出如下数值作为设计考虑：

1）水泵出口处最大的水锤压力上升值 Δh_{max}，应不超过水泵出口额定压力的 30%～50%，可用式(5-80)计算：

$$\Delta h_{max}=\Delta H_{max}/H_R \qquad (5\text{-}80)$$

式中　H_R——水泵额定压力(MPa)；

ΔH_{max} —— 最大水锤压力增值(MPa)；

$\Delta H_{max}=H_{max}-H_R$(MPa)，其中

H_{max} ——最大水锤压力(MPa)。

H_{max}还应不大于水泵、管道及阀门的试验压力或按表 5-39 采用。

允 许 Δh_{max} 值 表 5-39

水泵或压力管道的压力(MPa)	Δh_{max}的允许值	水泵或压力管道的压力(MPa)	Δh_{max}的允许值
$H<0.4$	0.5～0.7	$H>4.0$	0.15
$1.0\geqslant H\geqslant 0.4$	0.3～0.5	当设置防护装置时	$\geqslant 0.25$
$4.0\geqslant H\geqslant 1.0$	0.15～0.3		

2) 因水锤压力下降，管道出现最低压力 H_{min} 的允许值，建议应大于所输水体水温所对应的饱和水蒸气压力(P_v/γ)，使水流不出现水柱中断；当水柱中断是不可避免时，应研究是否采取防护措施。

3) 水泵反转速升高值 $\Delta\alpha_{max}$：

$$\Delta\alpha_{max}=\Delta n_{max}/n_R \tag{5-81}$$

$$\Delta n_{max}=n_{pmax}-n_R(\text{r/min})$$

式中 n_R——水泵额定转速(r/min)；

n_{pmax}——水泵最大反转速(r/min)。

水泵作反转运行时，即为水轮机工况，应参照水轮机的有关规定，并考虑水泵的临介转速。水泵的临介转速应由水泵厂提供，一般建议 $\Delta\alpha_{max}$ 以不大于 0.2 为宜。

4) 对于倒流量 Q_p 的允许值，应由供水的对象及其重要性来决定。

5.5.2.2 计算方法

(1) 计算方法：有可能产生水锤危害的水泵站及供水系统，在各设计阶段均应进行事故停泵水锤计算与分析：

1) 在可行性研究阶段，可采用图解计算或简易计算。

2) 在初步设计阶段及施工图阶段宜采用特征线法、或其他精度比较高的计算方法进行计算。

(2) 水锤电算程序：针对不同的系统与所要解决的问题，可采用相应的水锤计算程序。

1) 湖南省电力勘测设计院计算程序，该程序的计算框图见图 5-120。

该程序的功能有：

① 可以计算简单管路、复杂管路及管网。

② 可以计算管道水柱分离发生的地点、时间和空穴的体积。

③ 可以计算停泵及停泵关阀的水力过渡过程。

2) 国家电力公司成都勘测设计院计算程序：该程序应用特征线法编制。管道发生水柱中断再弥合的水锤压力过程计算结果，与实测成果相符。

3) 武汉水利电力大学、清华大学及西北建筑工程学院计算程序：该程序针对水泵站及供水系统布置的特点，编制了计算复杂供水泵站、长距离输水、水柱中断与弥合时压力变化过程的电算程序。

(3) 简易计算法：

1) 关阀水锤的简易计算法：图 5-121 所示的输水管道，如不计管道水头损失、且阀门线性关闭时，阀前的最大压力升值 ΔH_{max} 可利用 R. S. Quiek(R. S 魁克图)水锤计算图(见图 5-122)计算。

【例】 图 5-121 所示输水管道出口设有阀门，关阀历时 $T_c=8s$，$H_0=100m$，$v_0=3m/s$，

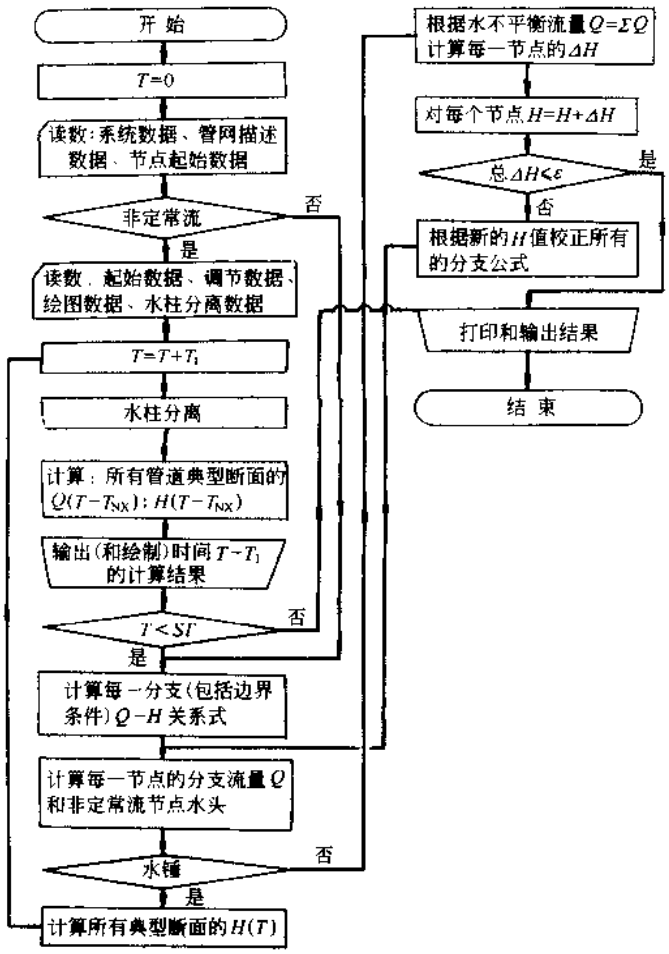


图 5-120　压力水管道系统中水锤计算简明程序框图

T 时间；Q 流量；H 水头；T_1 时间间隔；ST 时限；T_{NX} 水锤波在管道 NX 处的传播时间；ε 收敛极限

$a=980\text{m/s}$。

【解】

$$\rho=\frac{av_0}{2gH_0}=\frac{980\times 3}{2\times 9.81\times 100}=1.5$$

$$\theta=\frac{aT_c}{2L}=\frac{980\times 8}{2\times 980}=4$$

查图 5-122 得

$$R=\frac{g}{av_0}\Delta H_{max}=0.15$$

$$\Delta H_{max}=\frac{0.15av_0}{g}=\frac{0.15\times 980\times 3}{9.81}=45\text{m}$$

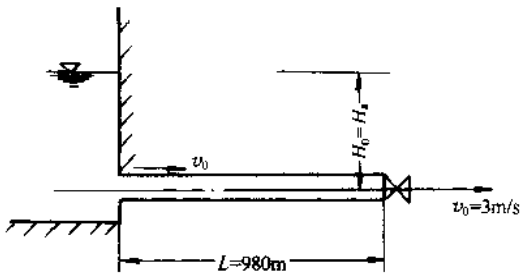


图 5-121　关阀水锤计算

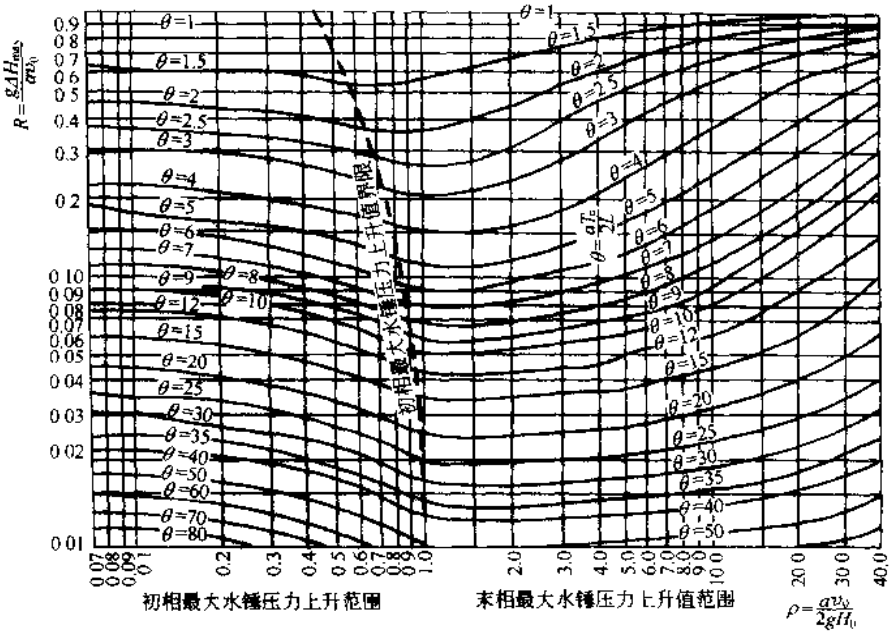


图 5-122 R. S. Quiek(魁克)水锤计算图

2) 停泵水锤的简易计算法:图 5-123 为 J. Parmakian(J. 帕马金)的不计算管道水头损失时的停泵不关阀水锤过程主要参数的计算图表。

① 在满足下列条件时,利用帕马金图表计算停泵水锤,可以得到满意的结果:

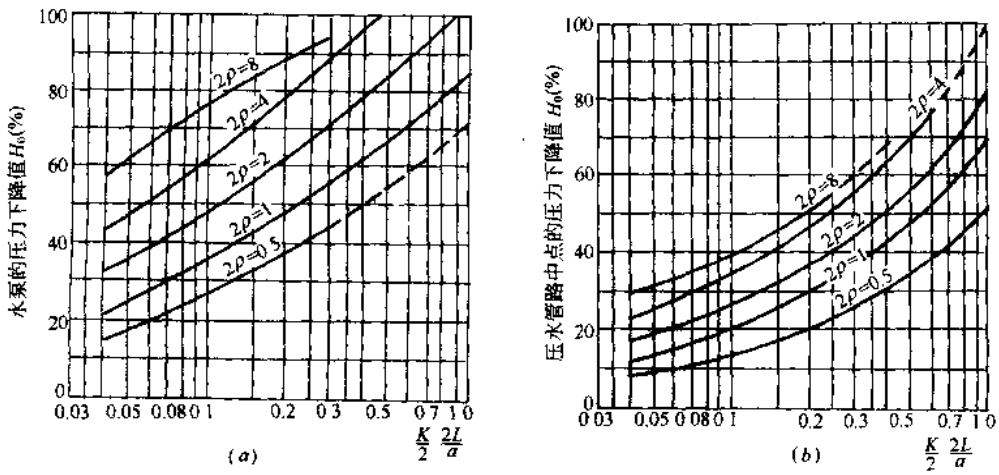


图 5-123 停泵水锤简易计算图(帕马金图)(一)

(a)水泵的压力下降值 H_0;(b)压水管路中点的压力下降值 H_0

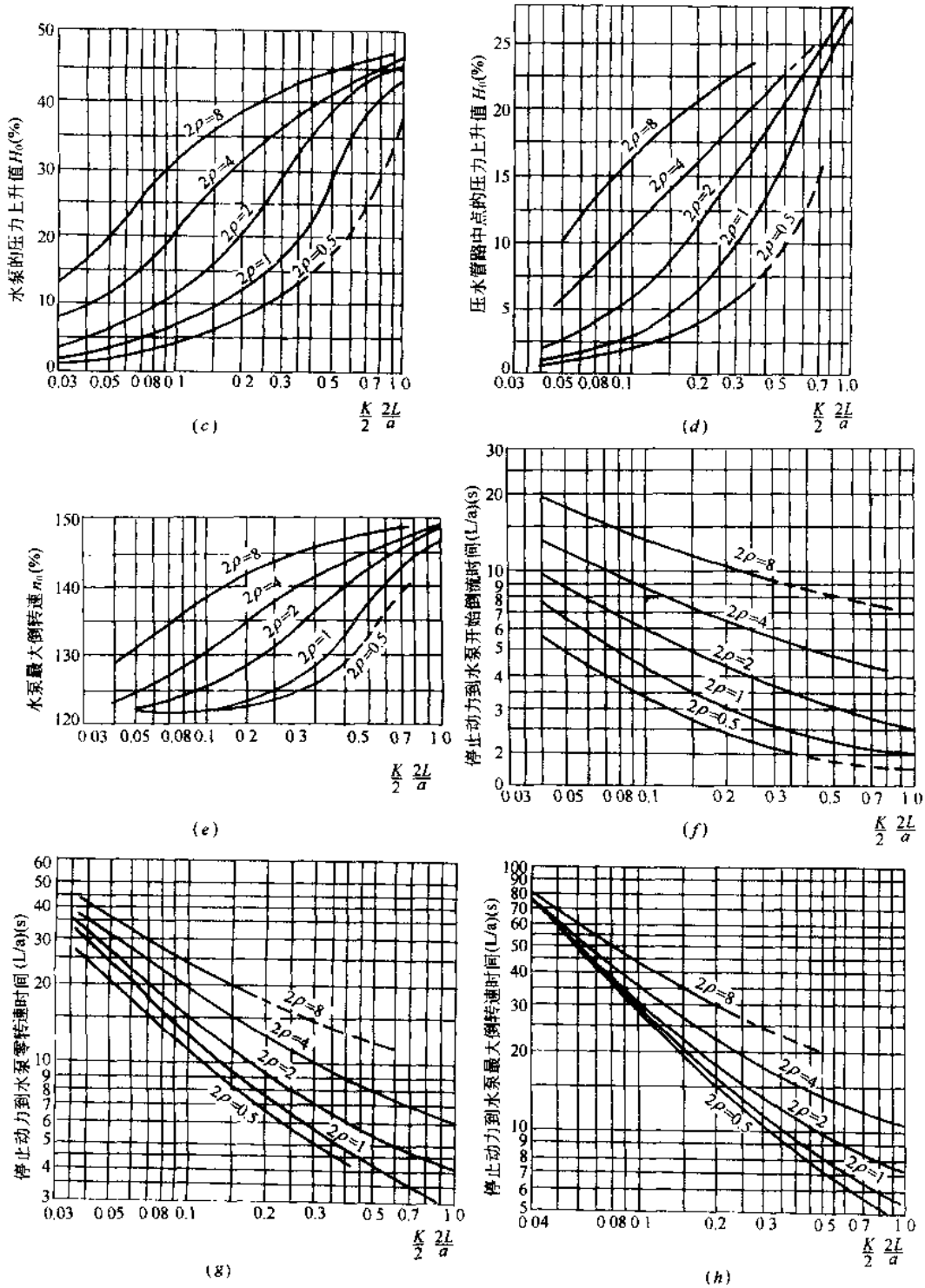


图 5-123　停泵水锤简易计算图(帕马金图)(二)

(c)水泵的压力上升值 H_0;(d)压水管路中点的压力上升值 H_0;(e)水泵最大倒转速 n_0;(f)停止动力到水泵开始倒转时间(L/a);(g)停止动力到水泵零转速时间(L/a);(h)停止动力到水泵最大倒转时间(L/a)

ⅰ. 离心水泵。

ⅱ. 管长度小于 700～800m。

ⅲ. $GD_2 \geqslant 1000 \sim 1500\ \mathrm{kg \cdot m^2}$。

ⅳ. 管道水头损失小于 10%。

ⅴ. 水泵工作点是最高效率点($H_R = H_0$)。

当水泵工作点偏离最高效率点时,也有较大的参考价值,而且当水泵装置设计恰当时,设计工况下的水泵工作点与最高效率点应是比较接近的。

② 帕马金计算图表的 X 轴为$\frac{K}{2}\frac{2L}{a}$值,

$$K=\frac{1}{T_s}=\frac{375M_R}{GD^2 n_R}$$

$$\frac{K}{2}=\frac{187.5M_R}{GD^2 n_R}$$

式中 L——管段长度(m);

a——水锤波速(m/s);

T_s——机组时间常数(s),见公式(5-69)。

【例】 泵站及管路布置见图 5-124。

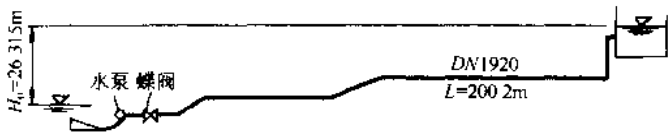


图 5-124 泵站及管路布置

其参数如下:

(1) 水泵:

1) $Q_R = 4.55$(单泵)、3.55(并联)$\mathrm{m^3/s}$

2) $H_R = 26.315$(单泵)、28.535(并联)m

3) $n_R = 495\mathrm{r/min}$

4) 水泵轴功率 $N_{R1} = 1200\mathrm{kW}$

5) 电动机功率 $N_2 = 1600\mathrm{kW}$

6) 机组:$GD^2 = 8000\mathrm{kg \cdot m^2}$

(2) 管道:

1) 直径:$D = 1920\mathrm{mm}$

2) 管长:$L = 200.2\mathrm{m}$

3) 管材:钢

4) 壁厚:$\delta = 8\mathrm{mm}$

5) 流速:单泵 $v_0 = 1.6\mathrm{m/s}$

6) 两泵并联:$v_0 = 2.36\mathrm{m/s}$

7) 摩擦损失:不计

【解】 计算如下:

$$M_R = 972\frac{N_R}{n_R} = 972\frac{1200}{495} = 2356.4\text{kg}\cdot\text{m}$$

$$\frac{K}{2} = \frac{187.5M_R}{GD^2 n_R} = \frac{187.5\times 2356.4}{8000\times 495} = 0.112$$

(1) 水锤波速：

$$a = \frac{1435}{\sqrt{1+\left(\frac{E_0}{E}\frac{D}{\delta}\right)C_1}} = \frac{1435}{\sqrt{1+\left(0.01\times\frac{1.9}{0.008}\right)\times 1}} = 781.1\text{m/s}$$

(2) 管路常数：$2\rho = av_0/gH_0$

1) 单泵运行：$2\rho = \frac{781.1\times 1.6}{9.81\times 26.315} = 4.84$

2) 两泵并联：$2\rho = \frac{781.1\times 2.36}{9.81\times 28.535} = 6.585$

(3) 相长：

$$T_r = \frac{2L}{a} = \frac{2\times 200.2}{781.1} = 0.513\text{s}$$

$$\frac{K}{2}T_r = 0.112\times 0.513 = 0.0574$$

(4) 查图 5-123 得：

1) 水泵出口处最低压力 H_{min}：

① 单泵：$H_{min} = 26.315(1-0.54) = 12.1\text{m}$

② 两泵并联同时停泵：$H_{min} = 28.535(1-0.6) = 11.4\text{m}$

2) 管道中点处最低压力 H_{min}：

① 单泵：$H_{min} = 26.315/2 - 26.315\times 0.28 = 5.79\text{m}$

② 并联：$H_{min} = 28.535/2 - 28.535\times 0.3 = 5.71\text{m}$

3) 水泵出口处最高压力 H_{max}：

① 单泵：$H_{max} = 26.315(1+0.14) = 30.0\text{m}$

② 并联：$H_{max} = 28.535(1+0.18) = 33.67\text{m}$

4) 管道中点处最高压力 H_{max}：

① 单泵：$H_{max} = 26.315/2 + 26.315\times 0.075 = 15.13\text{m}$

② 并联：$H_{max} = 28.535/2 + 28.535\times 0.09 = 16.84\text{m}$

5) 水泵倒流开始时间 T_Q：

① 单泵：$T_Q = \frac{L}{a}\times 12.5 = \frac{200.2}{781.1}\times 12.5 = 3.2\text{s}$

② 并联：$T_Q = \frac{L}{a}\times 15 = 3.84\text{s}$

6) 水泵反转开始时间 T_n：

① 单泵：$T_n = \frac{L}{a}\times 33 = 8.49\text{s}$

② 并联：$T_n = \frac{L}{a}\times 36 = 9.23\text{s}$

7) 水泵最高反转速 n_{pmax}：

① 单泵：$n_{pmax} = 495\times 1.265 = 626.2\text{r/min}$

② 并联：$n_{pmax} = 495\times 1.30 = 643.5\text{r/min}$

8）水泵最高反转速出现时间 T_p：

① 单泵：$T_p=\frac{L}{a}\times 67=17.17\text{s}$

② 并联：$T_p=\frac{L}{a}\times 71=18.2\text{s}$

图 5-126(*a*)至 5-126(*l*)为计算水泵出口处管道$\frac{1}{2}L$、$\frac{3}{4}L$处，管道水头损失为 0%、20%、40%及 60%时的最低水锤压力图表；利用该图表，可较容易地做出最低压力坡线见图 5-125，从而判断管道有无出现水柱中断之可能。

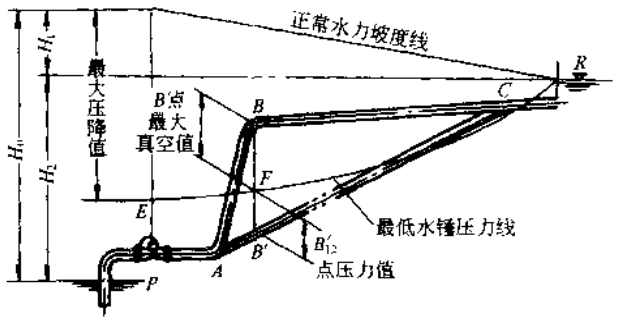
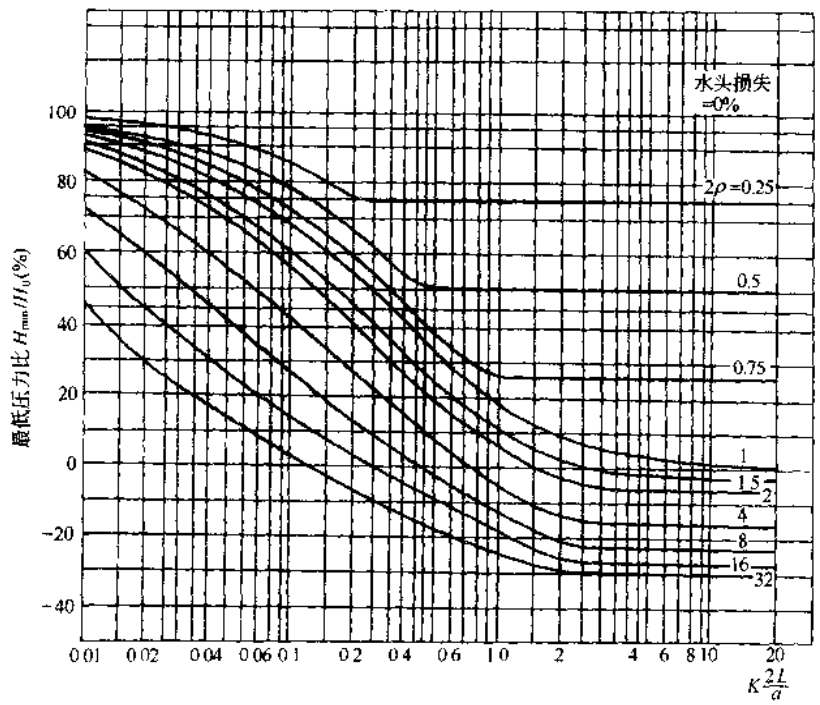


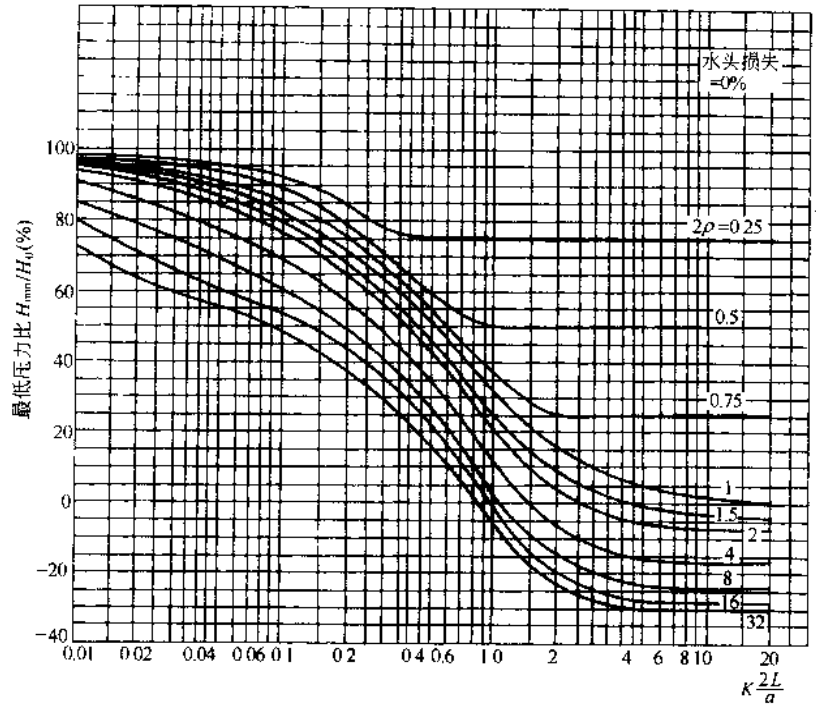
图 5-125 管道最低压力与管道布置



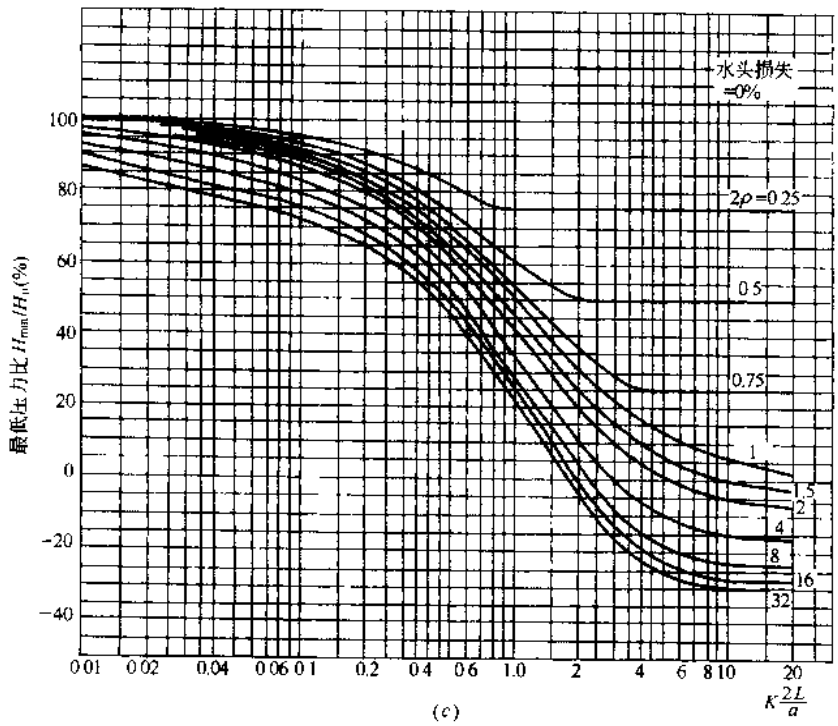
(*a*)

图 5-126 管道水锤压力下降值图(一)

(*a*)水泵出口处最低压力比(水头损失 0)



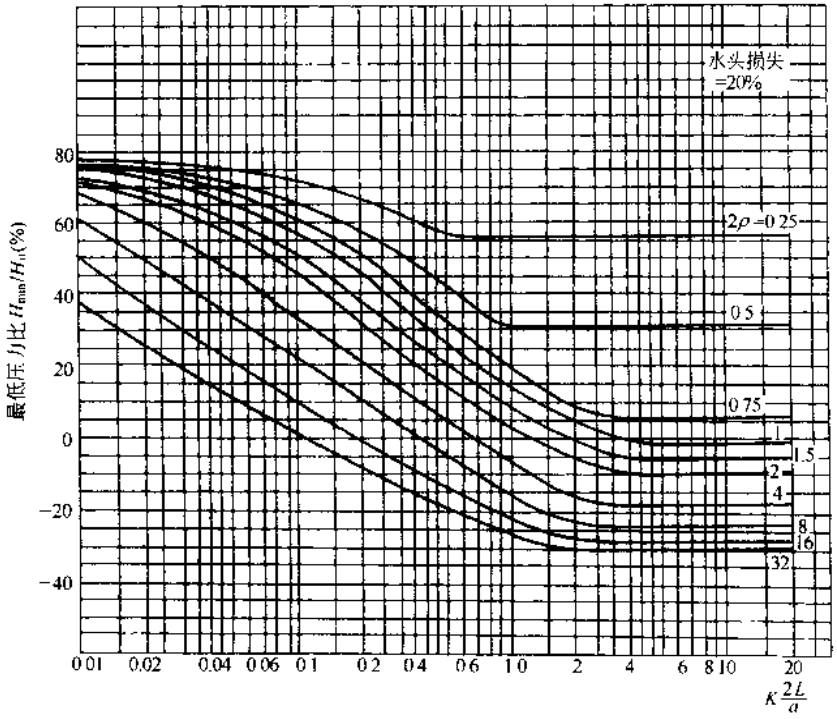
(b)



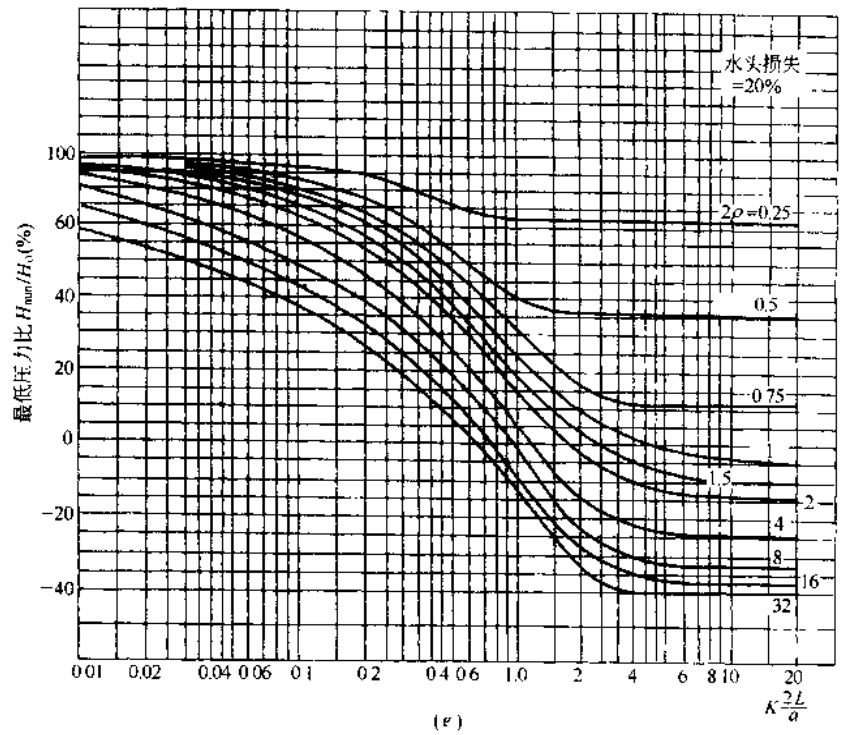
(c)

图 5-126　管道水锤压力下降值图(二)

(b) 1/2L 处最低压力比(水头损失 0)；(c)3/4L 处最低压力比(水头损失 0)



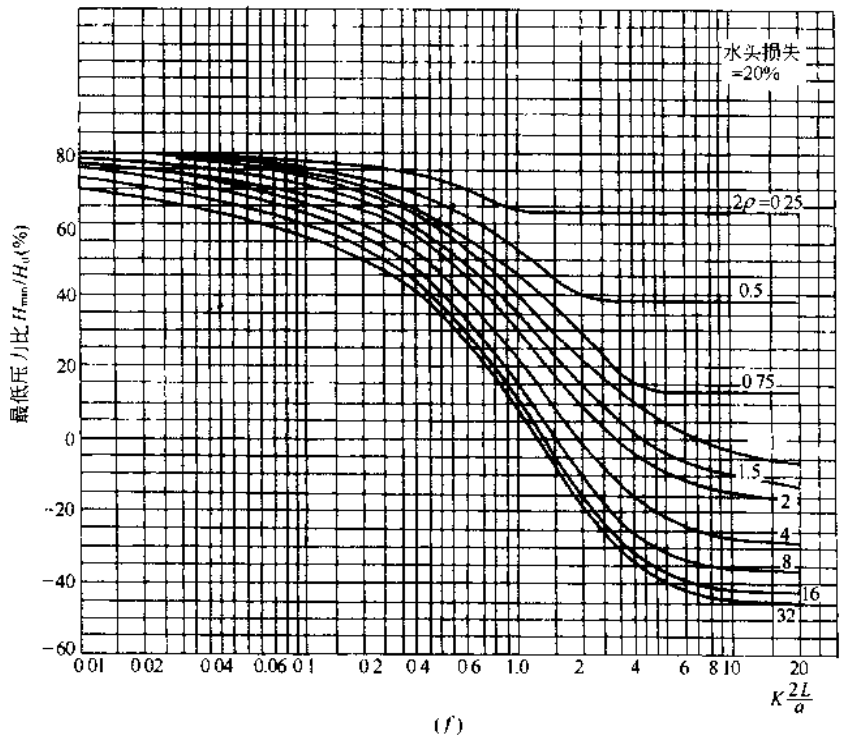
(d)



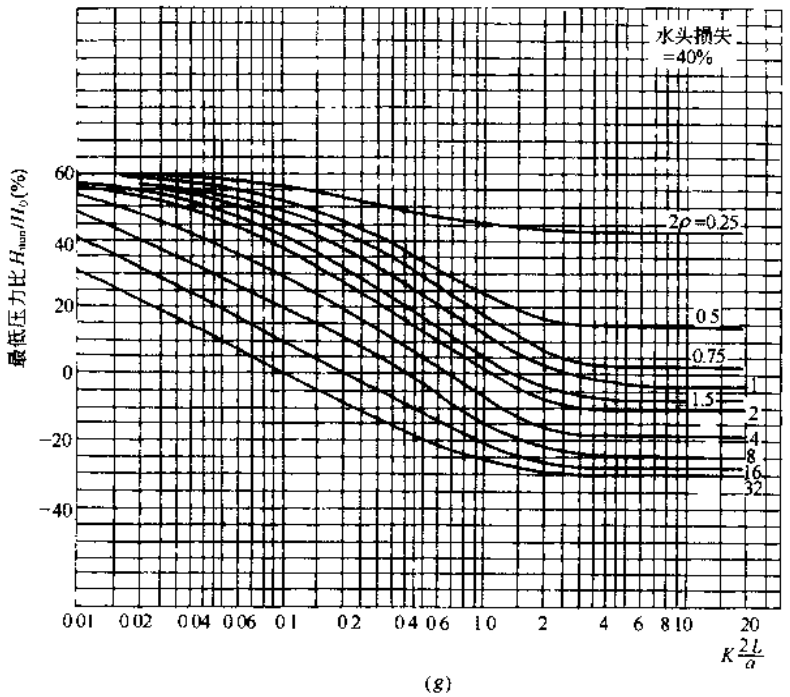
(e)

图 5-126 管道水锤压力下降值图(二)

(d) 水泵出口处最低压力比(水头损失 20%);(e) 1/2L 处最低压力比(水头损失 20%)



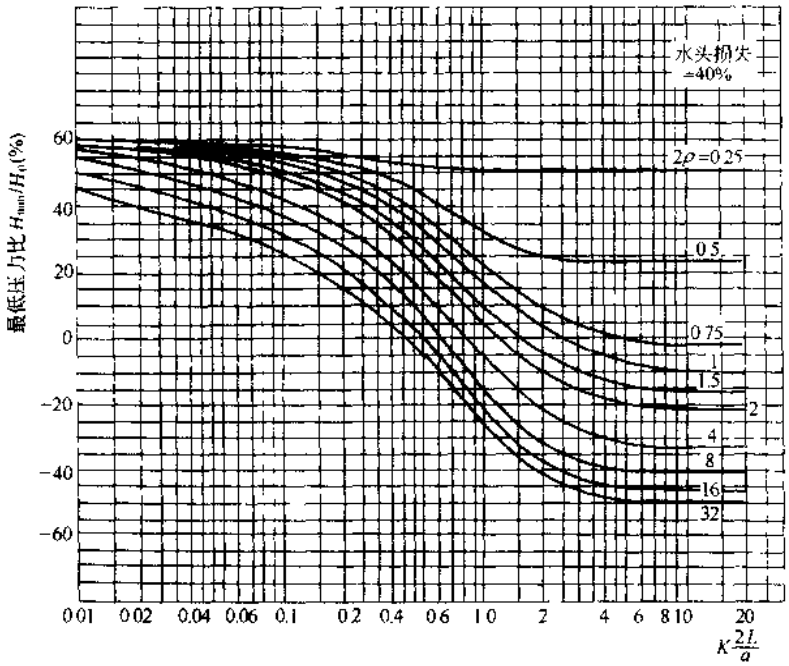
(*f*)



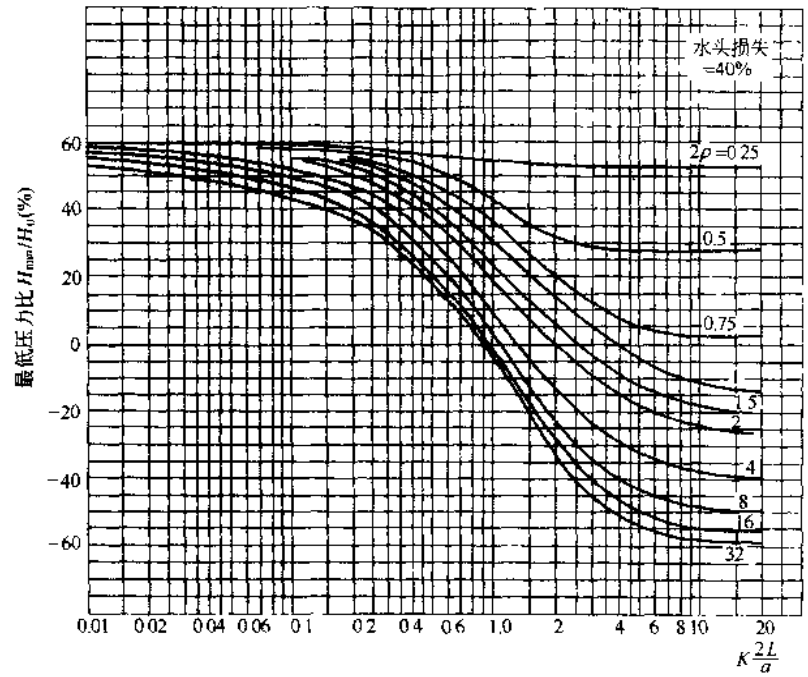
(*g*)

图 5-126　管道水锤压力下降值图(四)

(*f*) 3/4*L* 处最低压力比(水头损失 20%)；(*g*) 水泵出口处最低压力比(水头损失 40%)



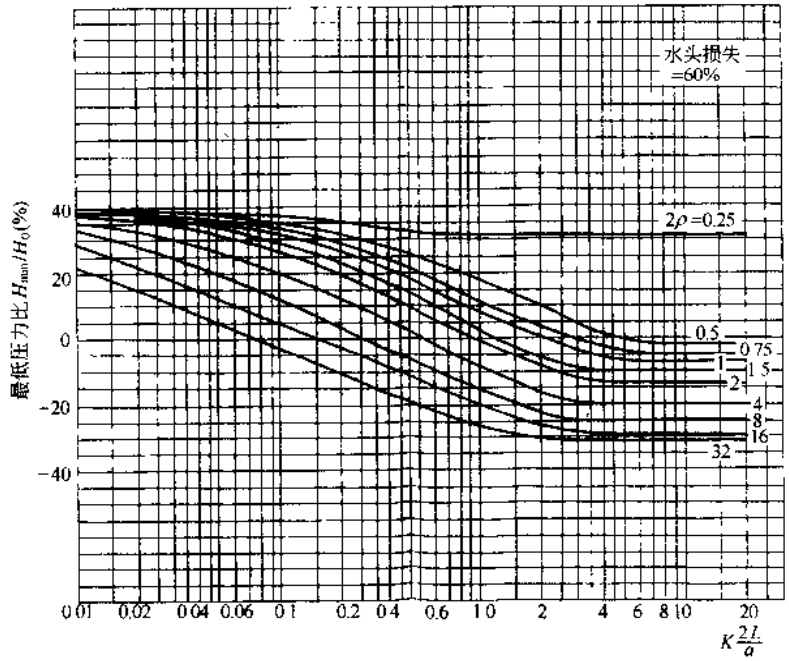
(h)



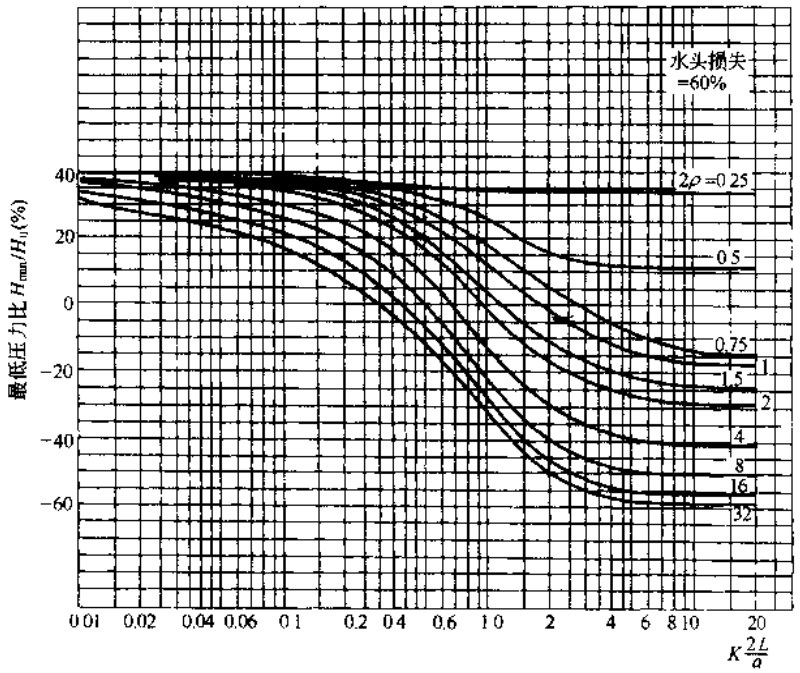
(i)

图 5-126 管道水锤压力下降值图(五)

(h) 1/2L 处最低压力比(水头损失 40%);(i) 3/4L 处最低压力比(水头损失 40%)



(*j*)



(*k*)

图 5-126　管道水锤压力下降值图(六)

(*j*) 水泵出口处最低压力比(水头损失 60%)；(*k*) 1/2L 处最低压力比(水头损失 60%)

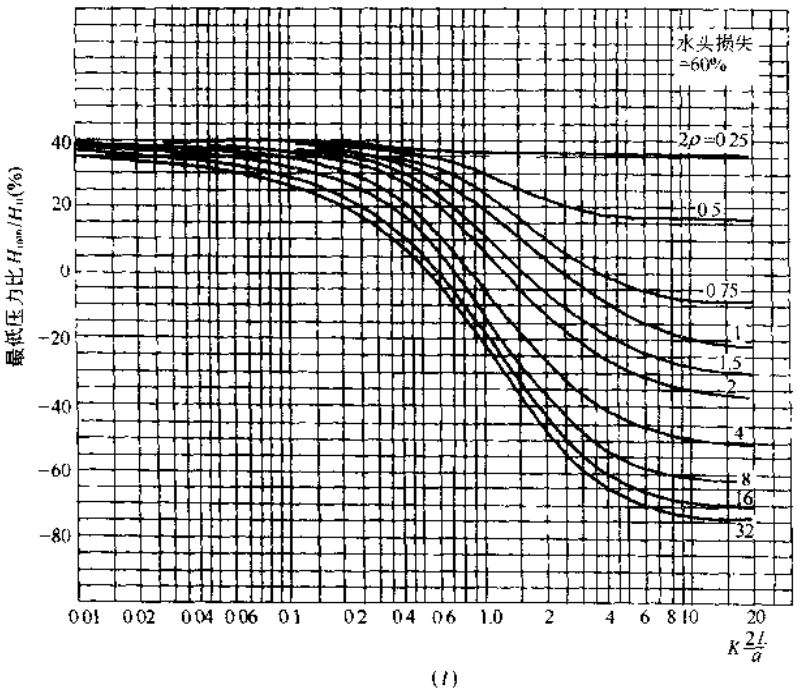


图 5-126 管道水锤压力下降值图(七)

(l) 3/4L 处最低压力比(水头损失 60%)

5.5.3 水 锤 防 护

5.5.3.1 一般原则

(1) 关(开)阀水锤:

1) 防止关(开)阀水锤最有效的办法,是延长关(开)阀时间 T_c,以避免发生直接水锤。

2) 对于不停泵关闭水泵出口阀门:

① 阀前压力等于水泵出口压力,其最大值通常为水泵的关死扬程 H_c,与关阀时间无关,但与水泵的类型有关。可从水泵厂提供的水泵特性曲线上查到,对于离心泵、混流泵不应在阀门全关时停泵,宜将阀门关至 15%～30%时停泵联锁关阀为宜,这样可以降低水泵出口压力,防止水泵振动及延长阀门的使用寿命。对于轴流泵在泵出口一般不应设阀门。

② 阀后压力先是下降,然后才是上升,其关阀水锤的类型也可以用公式(5-55)、式(5-56)来判别。

正确选择关阀时间,对长距离的输水管道系统尤为重要。

(2) 启泵水锤:

1) 防止启泵水锤的有效办法,是排除管道空气使管道充满水;打开除水泵出口处阀门外的所有阀门,最后再启泵。因此,需在管道的隆起处各点设置自动排气阀,或设置充水设施。

2) 当水泵必须在空管时启动,为防止启泵水锤,可采用分阶段开阀启泵方式,但对于离心泵应校核电动机启动功率。

① 水泵出口阀门打开 15%～30%(对于蝶阀可先开 15°～30°),但管道上其余阀门应全开。

② 启动水泵。

③ 待管道充满水后再将阀门全开或开到所需要的开度。

3) 对于图 5-127 所示水泵装置,为了防止启泵水锤可考虑以下几种措施:

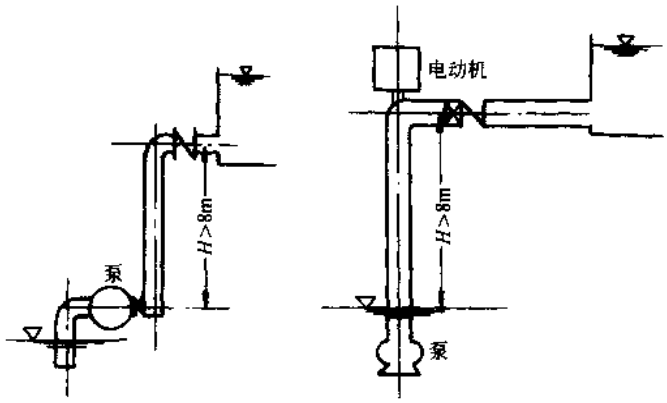


图 5-127　水泵装置

① 在止回阀前设自动排气阀。

② 在止回阀处设旁通阀。

③ 事故停泵后,应待止回阀后管道充满水再启泵。

④ 不应该在水泵出口阀门全开时启泵,否则会发生很大的水冲击,据调查分析国内几个泵站的重大水锤事故多在这种情况下产生。

4) 对于比转数 $n_s>330$ 的轴流泵,如关阀启泵,由于启动功率 N_c 大大超过水泵的额定功率 N_R,水泵机组难以启动。所以对高比转数轴流泵的启动问题,应进行专门的研究。

(3) 停泵水锤:

1) 通过对停泵水锤过程计算,只有当水锤参数超过允许值,在技术经济相同条件下,应首先选用以下措施:

① 增加管道直径、壁厚。

② 选用 GD^2 较大的电动机。

③ 改变管路纵剖面布置形式,见图 5-125。将管道从布置在最低压力线以上(又称管道向上凸,在此部位易形成气囊)改为布置在最低压力线以下(又称管道向下凹),以防止水柱中断。

④ 减少管道长度,由一个泵站变为二个泵站,用吸水井把二个泵站衔接起来。

2) 对于单泵单管,在许多情况下的最简单办法是通过水泵倒流泄水。但为了防止失水过多、减少水泵倒转时间和返转转数,应考虑在管道的末端设置如下装置(见图 5-128):

① 溢水池。

② 拍门。

③ 虹吸出水并设置真空破坏阀。

3) 对于中、小型水泵站,为防止水泵倒转与系统失水,一般在水泵出口安装止回阀。但

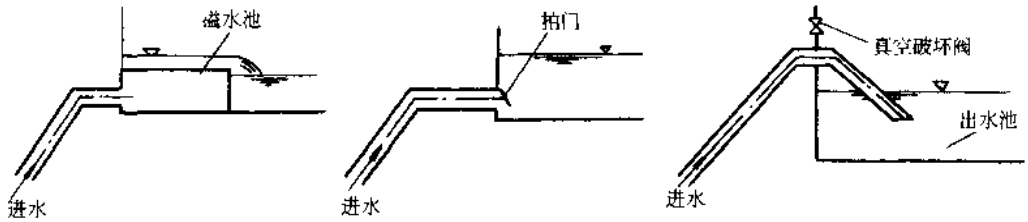


图 5-128 防止水倒流的设施

(a)溢水池;(b)拍门;(c)虹吸出水并设置真空破坏阀

止回阀往往是引起停泵水锤压力上升的原因,因此应该设置辅以防止压力升高的措施。如下开式、自闭式水锤消除器,缓闭止回阀,气囊式水锤消除器,空气室和安全阀等措施。

4) 对于大、中型水泵站,且管道中不发生水柱中断时,防止水泵倒转和系统失水、压力升高的有效办法,是在水泵出口安装具有两阶段关闭的液控止回蝶阀、快开电动蝶阀及二阶段自闭阀门等,以代替通常在水泵出口安装的止回阀和闸阀。

5) 停泵水锤过程首先是压力下降,然后才是压力上升,且压力下降大,上升压力也大,因此,能有效地防止压力下降的措施,就一定能有效地防止压力上升;但能有效地防止压力上升的措施,则不一定能有效地防止压力下降,在选择水锤消除设备时应特别予以注意。

6) 防止压力下降或水柱中断最有效的办法,是向发生压力下降的部位输入水或空气,即设置空气室、单(双)向调压室或空气阀;或者在发生水柱中断的下游侧设止回阀,以减少水柱弥合的强度。

以上各种水锤防护装置的适当位置见图 5-129。

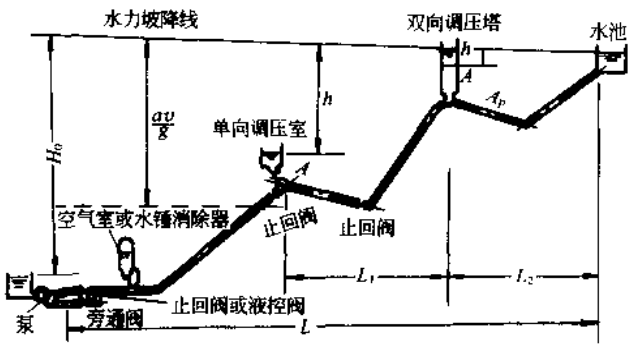


图 5-129 各种水锤防护设备的适当位置

(4) 消除水锤设备:常用的有三种类型:

1) 压力外泄型:包括下开式、自闭式水锤消除器,爆破膜等。

2) 分阶段关闭型:包括各种缓闭、双速、调速启闭的止回阀、蝶阀等。

3) 蓄能型:如飞轮、气水接触式空气罐、气囊式空气罐等。

常用的水锤消除设备,详见给水排水设计手册第 9 册《专用机械》与《给水排水设计手册·材料设备》(续册)第 1 册。

5.5.3.2　防护措施的选择与计算

(1) 空气室：设在水泵装置止回阀附近见图 5-130(*a*)，其结构形式见图 5-130(*b*)。

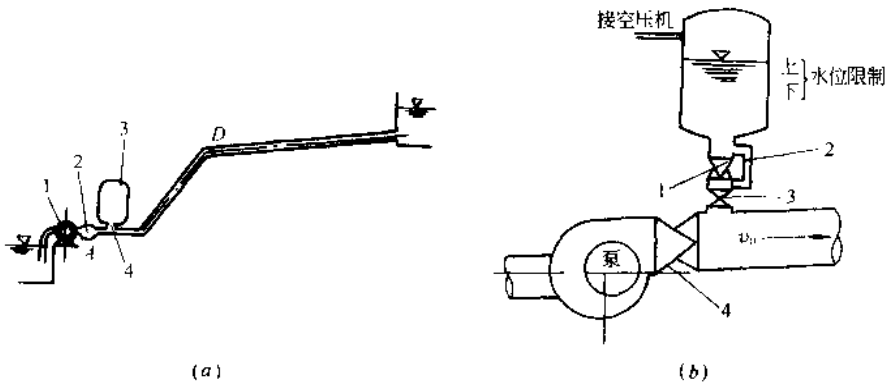


图 5-130　空气室位置及结构

(*a*)空气室安装位置；1—水泵；2 -止回阀；3- 空气室；4—阻尼孔；

(*b*)空气室结构：1--出口止回阀；2—旁通管；3—出口隔离阀；4—止回阀

水泵正常工作时，空气室内的空气被压缩而储备能量，当水泵突然停止时，管道中压力降低，空气室向管道中补水，以防止降压过大和水柱中断；当管道压力上升时，通过旁通管向空气室内徐徐充水，从而减少压力上升。因此对空气室的要求为：从空气室出水水头损失要小，而进水的水头损失要大，其比值一般为 1∶2.5。

空气室出口管一般为干管直径的 1/4～1/2，而旁通管直径为干管直径的 1/10。

1) 当通过电算已求得管道水柱中断所形成的空穴体积 C_1 时，可以用式(5-82)计算空气室的容积：

$$C=(C_1+C_0)K' \quad (m^3) \tag{5-82}$$

式中　C—— 空气室的容积(m^3)；

C_1 —— 管道中水柱中断所形成的空穴容积(m^3)；

K' —— 系数，为防止在管道出现最低压力时，空气室内的空气进入管道，可取 1.1～1.3；

C_0 —— 对应于管道正常工作压力 H_0^*(绝对压力)时的空气体积(m^3)，

$$C_0=\left(\frac{H^*}{H_0^*-H^*}\right)^{1/1.2}$$

其中　H^* —管道最低压力(绝对压力)(m)，为了防止水柱中断，管道绝对压力可取3～5 m。

2) 当不知道管道中空穴的容积时，可以利用帕马金图(见图 5-131)进行近似计算。该图表的适应条件为

① 空气室紧靠水泵出口止回阀附近。

② 在水泵突然停止时，止回阀立即关闭。

③ 空气室内的压缩空气的压力与容积的关系为

$$H^*C^{1.2}=常数$$

在求得空气室内工作压力 H_0^* 的体积 C_0 时，管道出现最低压力 H_{min}^*，空气的体积 C'，

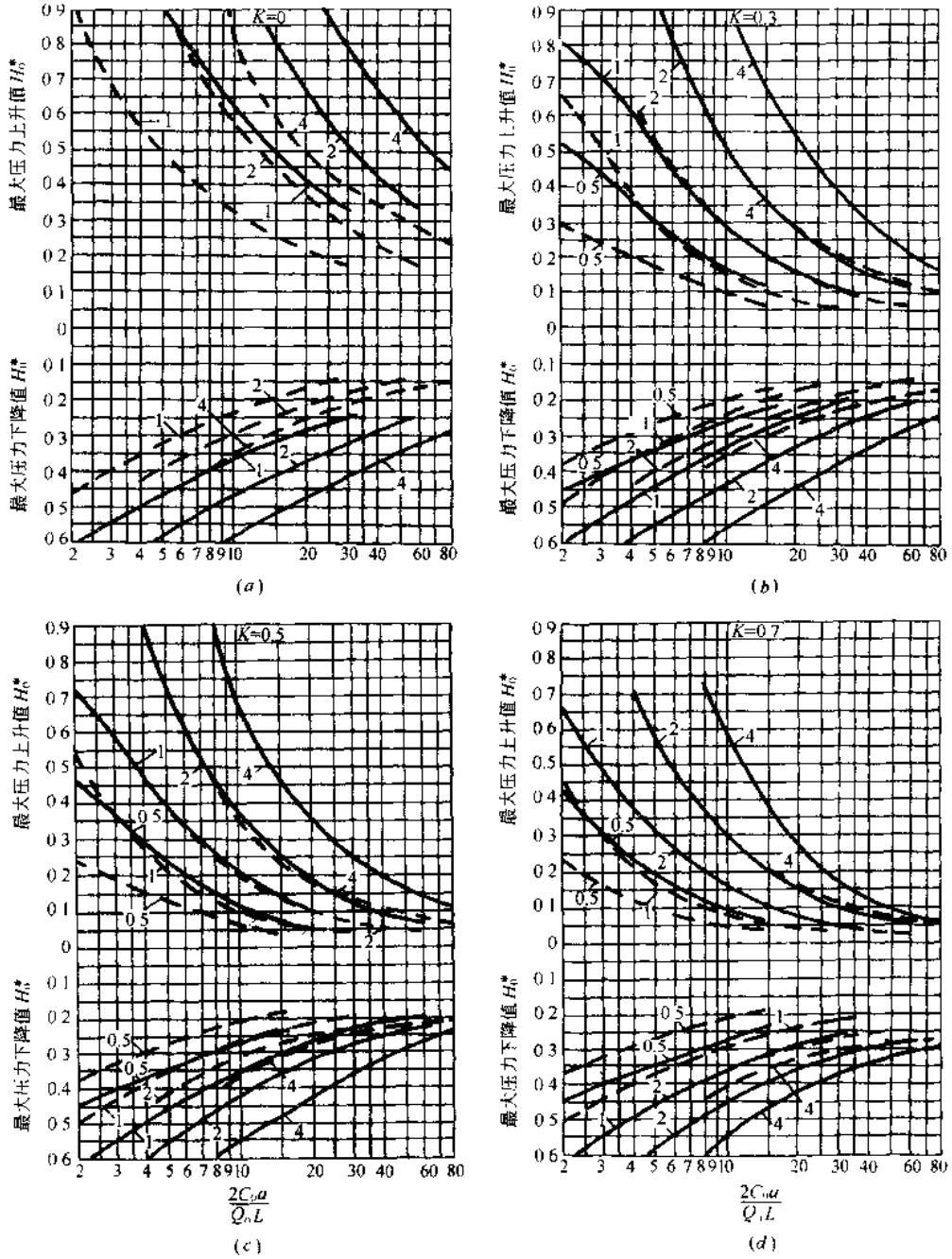


图 5-131 Parmakian(帕马金图)空气室计算图

注：图中曲线上数字为 2ρ 值，其中

——泵出口处压力变化；

----管路中点的压力变化。

即空气室所需的最小容积可由式(5-83)求得：

$$C'=C_0\left(\frac{H_0^*}{H_{\min}^*}\right)^{1.12} \tag{5-83}$$

④ 在同一流量下流进与流出空气室的水头损失之比大约为 2.5∶1.0。

⑤ 图中的 K 值按式(5-84)求得：

$$K=\frac{H_{f1}+H_{f2}}{H_0^*} \tag{5-84}$$

式中　H_{f1}——管道中的水头损失(m)；

H_{f2}——向空气室流入流量为 Q_0 时，空气室进口水头损失。

(2) 气囊式水锤消除器：空气室内的空气由于与水接触，空气易被水流带走，因而要定期补充空气。为克服这一缺点，可采用气囊式水锤消除器(见图 5-132)。使用前，由筒体上部向胶囊中充气(空气或惰性气体)，其压力一般为水泵工作压力的 0.9 倍。

气囊式水锤消除器容积 V 的计算详见给水排水设计手册第 9 册《专用机械》第 9.3.5 节。

在水泵出口设空气室或气囊式水锤消除器，还可以防止启泵水锤，减少压力波动。

(3) 调压室：是一个钢制或钢筋混凝土的水箱，压力管道上的调压室有单向与双向调压室两种，见图 5-133。

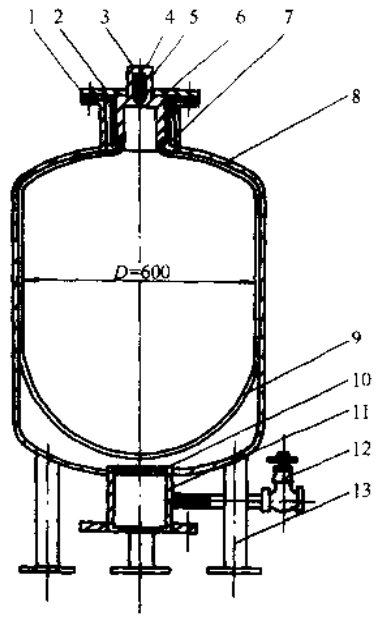
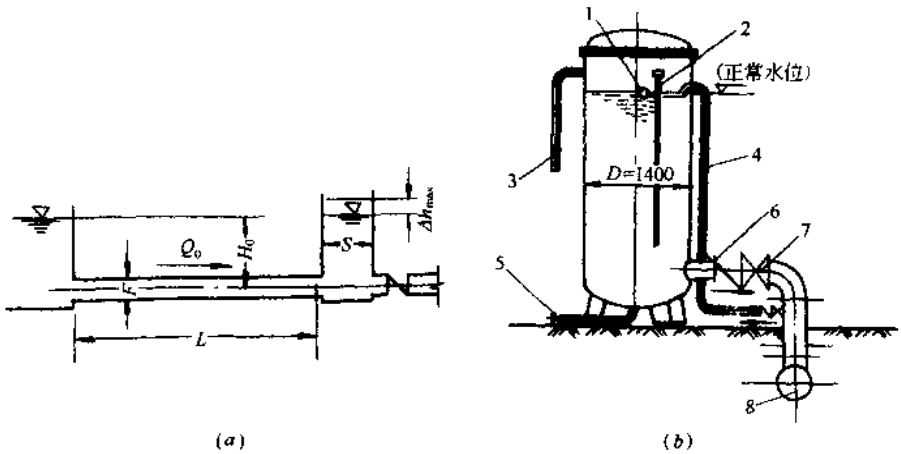


图 5-132　气囊式水锤消除器

1—上法兰；2—法兰盖；3—护帽；4—气门芯；5—气门嘴；6—闷头；7—连接筒；8—筒体；9—气囊；10—网板；11—接管；12—闸阀；13—座脚



(a)　(b)

图 5-133　单、双向调压室

(a)双向调压室；(b)单向调压室

1—浮球；2—水位计；3—溢水管；4—补水管；5—放水阀；6—$DN250$ 止回阀；7—$DN250$ 闸阀；8—$DN450$ 输水管

1）双向调压室：双向调压室的水面与管道上的测压管高度相同，在大流量、低扬程的水泵站，可设在水泵出口处见图 5-134(*a*)；而高扬程泵站则设在管道末端接近出水池处见图 5-134(*b*)。

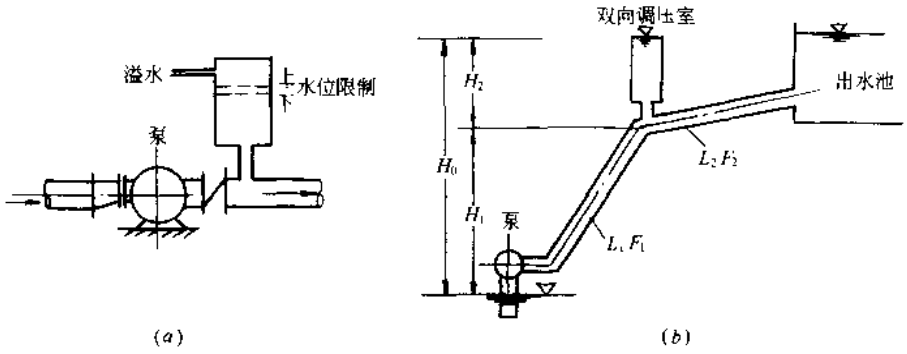


图 5-134 双向调压室的设置位置

① 在突然停泵时，调压室向管道补水，水面下降，但不被拉空，因而调压室要有足够的容积。其值略约大于未设调压室时管道水柱中断的空穴容积，可通过电算求得。对于图 5-134(*b*)所示的布置也可用式(5-85)计算：

$$C=\frac{Q_0}{2}(T_{w2}-T_{w1})K \tag{5-85}$$

式中 T_{w1}——管段 L_1 的管道惯性时间常数(s)，

$$T_{w1}=\frac{L_1Q_0}{gF_1H_1}=\frac{L_1v_1}{gH_1} \quad (s)$$

T_{w2}——管段 L_2 的管道惯性时间常数(s)，

$$T_{w2}=\frac{L_2Q_0}{gF_2H_2}=\frac{L_2V_2}{gH_2} \quad (s)$$

K——系数，一般取 1.1～1.3。

② 调压室的断面积可用式(5-86)计算：

$$A=\frac{C}{(Z_2-Z_1)} \quad (m^2) \tag{5-86}$$

式中 Z_1——调压室处管道顶部的标高(m)；

Z_2——调压室处管道测压管标高(m)。

当管道水体倒流压力上升时，向调压室补水，调压室水位上升。所以，调压室要有足够的高度或设置溢流装置。为了减少从调压室到出水池之间管道的压力上升，以设溢流装置为宜。

③ 调压室最大水位上升值 ΔH_{max} 用式(5-87)计算：

$$\Delta H_{max}=\frac{Q_0}{F_2}\sqrt{\frac{F_2L_2}{Ag}} \tag{5-87}$$

式中 F_2——为 L_2 管段的管道断面积(m^2)。

2）单向调压室：单向调压室的结构形式见图 5-133(*b*)。由于在单向调压室的出口管道上设有止回阀，当突然停泵管道测压管高度低于调压室水面时，则向管道补水，防止过大的

降压。当管道压力上升时，止回阀关闭，调压室的水面高程可低于管道测压管高度。因此，单向调压室在水泵装置中应用比较广泛。

① 单向调压室的容积按公式(5-85)计算，但系数 K 取 2。

② 一个单向调压室对下游侧(以正常流向为准)管道的防护范围是有限的，其作用范围大约可达到调压室水面高程。因此，标高在水面以上的管道可能出现水柱中断，需设第二个单向调压室；如管道转折较多，可能在数处形成水柱中断，因此在管道上需布置多座单向调压室。

③ 在设单向调压室管道的上游侧和下游侧的最低点处设止回阀见图(5-129)，则防护的效果会更好。

④ 位于单向调压室出口的止回阀，是调压室的重要部件，如一个阀易出故障，可并列地设二个止回阀，且止回阀应在管道发生倒流时关闭，否则产生水锤压力上升。

⑤ 由于突然停泵，调压室动作后，应尽快地向调压室充水，以备水泵再次启动。因此，主管向单向调压室的补给水管要有一定的直径，浮球阀动作要准确可靠。

⑥ 在寒冷地区单向调压室应采取防冻措施。

(4) 二阶段关闭阀门：是一种简易可行的水锤防护措施，已获得较为普遍的应用。详见给水排水设计手册第 9 册《专用机械》第 12 册《器材装置》与《给水排水设计手册·材料设备》(续册)第 1 册等。

控制二阶段关闭阀门的装置，常用液压系统、调速型电器或带阻尼设施等。应用的阀门为普通蝶阀，带偏心、止回的蝶阀和偏心止回阀等。

目前使用较多的是液控止回蝶阀、带阻尼蝶式止回阀，小口径管道上亦有应用各种带阻尼装置的止回阀等。其中调速型电动蝶阀较为新颖而简单，但要求控制电路的工作电源必须十分可靠。

1) 两阶段关闭阀门的工作特点与功能：

① 防止正常水锤压力的升高。

② 防止系统通过水泵过大的倒泄流量，从而降低水泵的反转数与减少水泵反转时间，减少系统失水。

上述两个功能对单泵、单管或两泵单管，且管道长度不大于 1000m 的供水系统，较易同时得到满足。如果一条母管上并联水泵 2 台以上，则关阀程序要根据防护的目的(是防止水锤压力上升过高，或防止水的倒流量过大)确定，需列出多个方案，通过优化计算确定。

当供水系统管道超过 1000m 且事故停泵时有水柱中断与再弥合，从而引起非常水锤时，则除了在水泵出口后安装两阶段关闭阀外，还应采用其他对应的措施，才能有效地防止水锤事故的发生。因此，设计时必须弄清所设计的供水系统在事故停泵时水力过流过程的基本特征，掌握液控蝶阀的基本功能，以及关阀参数确定方法，否则仅在水泵出口处安装了这种阀门，事故停泵时仍然会发生水锤破坏事故。

2) 决定关阀程序的方法：决定两阶段关闭阀门关阀程序的简易计算法如下，其适用条件为一泵一管或两泵一管，管道长度在 1000m 以内。

① 对于单管系统：

ⅰ. 计算停泵不关阀水力过渡过程：在供水系统、水泵机组、管道布置(特别是纵剖面布置)确定之后，首先计算在水泵不关阀事故停泵的条件下的系统水力过渡过程见图 5-117，

通过计算可以得到下列时间参数：

T_Q 为从水泵动力切断到输水管道水体开始倒流的时间(s)，又称水泵出现零流量时间，并与公式(5-66)计算的管道惯性时间常数 T_w 相对照，一般情况下，$T_Q=T_w$。

T_n 为从水泵动力切断到水泵转动方向开始改变时间(s)，又称水泵出现零转数的时间。

T_p 为从水泵动力切断到水泵出现最高反转速时间(s)。

根据计算结果，判定管道是否有水柱中断及再弥合的可能，如有，能否通过改变管道纵剖面布置，及管道出口方式来加以消除，否则还要拟定采用防止非常水锤事故的措施。

ⅱ．决定关阀程序的公式：

两阶段关闭阀关阀过程见图 5-135。

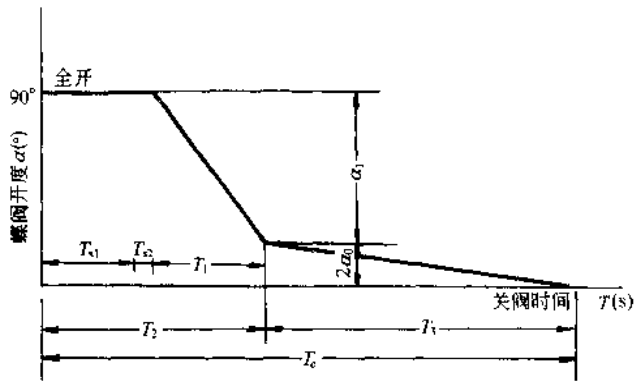


图 5-135 两阶段关闭阀的关阀过程

图 5-135 中：

$$\left.\begin{aligned} T_c &= T_2+T_3 \\ T_2 &= T_Q \\ T_3 &\geqslant (T_p-T_2) \\ \alpha_1 &= 90^\circ-2\alpha_0 \end{aligned}\right\} \tag{5-88}$$

式中 T_c——阀门全关完成时间(s)；

T_2——从水泵切断电源到阀门快关(对应 α_1 角)完成时间(s)，

$$T_2=T_Q=T_{01}+T_{02}+T_1 \tag{5-89}$$

其中 T_{01}——电气延滞时间(s)，当 T_Q 时间大于 15s 时，可以采用电气延滞来增加阀门快关完成时间(条件：事故停泵时控制电源不中断，若不满足时，须与阀门厂进行协商)；

T_{02}——阀门惯性(或机械)滞后时间，由阀门厂提供，可取 0.3s；

T_1——阀门快关时间，由阀门厂提供资料，一般蝶阀关闭角度为 60°～70°时，最快为 3s，最长时间为 15s；

T_3——阀门慢关完成时间(s)；

$T_3\leqslant(T_p-T_2)$时，水泵可不反转，水锤压力会高，因此 T_3 至少应为$(2\sim3)T_2$；

α_0——临界冲转角(°)，一般 $2\alpha_0$ 可取 20°～30°。

② 对于两泵一管系统：

ⅰ．首先进行以下两种工况事故停泵时水力过渡过程计算：

（ⅰ）两泵同时停，不关阀时的水力过渡过程计算见图 5-117。

（ⅱ）两泵运行，停一台泵不关阀的水力过渡过程计算，通过计算可以得到：

T_{Q21}为两台泵运行，停一台泵时，出现零流量时间(s)。

T_{Q22}为两台泵运行，停二台泵时，出现零流量时间(s)。

T_{j21}为两台泵运行，停一台泵时，出现最大倒转数时间(s)。

然后判定管道是否出现水柱中断与再弥合，如有可能最好是通过改变管道纵剖面高程布置来加以消除，否则还应采取防止非常水锤破坏的措施。

ⅱ. 关阀参数的决定：阀门关阀过程同图 5-135，其参数按式(5-90)计算：

$$\left.\begin{aligned} T_c &= T_2 + T_3 \\ T_2 &= T_{Q21} \\ T_3 &\geqslant (T_{Q22} - T_2) \\ \alpha_1 &= 90^\circ - 2\alpha_0 \end{aligned}\right\} \tag{5-90}$$

式中　T_{Q22} ——应与 T_{w22}相对照，取大值；

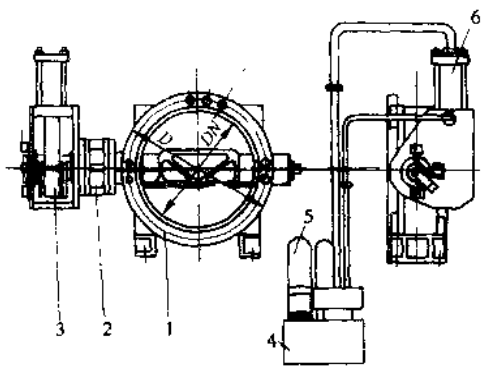
T_{w22}——由公式(5-66)计算的 2 台泵同时事故停泵时管道惯性时间常数，一般$T_{Q22}=T_{w22}$，至少应取 $T_{Q22}-T_2>3T_2$，以防止两台泵事故停泵时产生过高水锤压力。

3）常用的两阶段关闭阀门：两阶段关闭阀门常用的有止回或调速型蝶阀，及蝶式或缓冲止回阀。

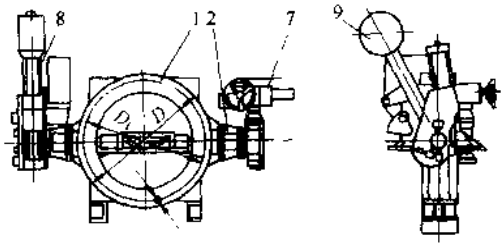
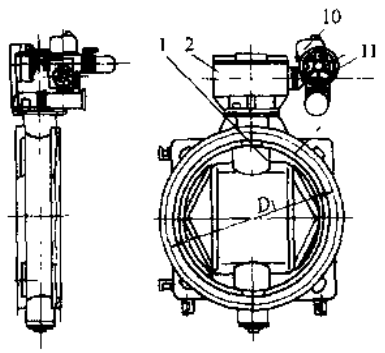
① 止回或调速型蝶阀：

ⅰ. 止回或调速型蝶阀的类型和特点见表 5-40。其中液控止回蝶阀为应用较早、最为普遍的液控开启、重锤关闭型（见表 5-41）；与近年开发的全液控启、闭型（见表 5-40）。

常用两阶段关闭蝶阀特点与比较　　表 5-40

类型	外形与结构	特　点
全液控止回蝶阀		1. 该阀开启、关闭皆由液压驱动，占地少，能耗降低 2. 具有止回和截止双重作用，一阀代二阀 3. 阀门下部为双偏结构，密封可靠，摩擦小，寿命长，同时能助关闭，流阻小 4. 开启、关闭时间皆可调整，可有效防止系统中产生水锤 5. 在事故状态，可由蓄能器中油驱动阀门开关 6. 系统中油压由压力继电器控制，随时保压 7. 可以多方位安装：立式、卧式

续表

类型	外形与结构	特点
电动止回蝶阀		1. 该阀由电动机械驱动开启，重锤势能关闭 2. 具有止回阀和截止阀的双重作用，一阀代二阀 3. 阀门下部为双偏心结构，密封可靠，摩擦力小，寿命长，同时能助关闭 4. 阀门全开状态由机械钩锁定，关闭电磁锁拔出、关闭。由阻尼缸实现分段关闭，关闭时间可调，有效防止系统产生水锤 5. 失电时，在重锤作用下自动关闭 6. 只能卧式安装
调速型电动蝶阀		1. 该阀开启、关闭皆由电动驱动 2. 在电源十分可靠情况下，可安装在泵出口取代蝶阀和止回阀，即一阀代二阀 3. 蝶阀结构简单，流阻系数小 4. 采用改变电动机频率的控制方式，使阀的关闭分为快、慢两个阶段；电动机亦可多阶段变速关阀；且各段关闭时间可调，有效的防止系统中产生水锤 5. 具有普通蝶阀的所有功能 6. 可以立式、卧式，或任意位置安装

注：表内图中：1—蝶阀；2—传动支座；3—液动装置；4—液压站；5—蓄能器；6—油缸；7—电动装置；8—阻尼锁定装置；9—重锤；10—调速电动装置；11—手轮。

ⅱ. 液控止回蝶阀：安装在水泵出口处的液控止回蝶阀见图 5-136。阀门由液压驱动开启，靠重锤势能关闭。

（ⅰ）液控止回蝶阀的特点是分两阶段关闭。当突然停泵时，蝶阀先是快关，然后是慢关。快关段蝶阀关闭角度大，为全关的 60%～80%，而时间较短，以限制水泵倒流量过大，使水泵不反转或反转速小于允许值。慢关段蝶阀关闭角度小，但时间较长，其目的在于减少或消除水锤压力的上升。

此外，与通常在水泵出口安装止回阀与闸阀相比，可有效防止系统水锤的产生，还有以下优点：

ⅰ）水头损失小，一般止回阀阻力系数 ζ 为 1.7～2.5，而蝶阀阻力系数为 0.24～0.6，可节能。

ⅱ）阀体结构简单、安装尺寸小。但需考虑蝶阀全开、阀瓣呈水平的位置，以及重锤的上下运动位置。

ⅲ）阀板不摆动，而止回阀在水泵正常运行时，由于供水压力的波动而造成阀板不断摆

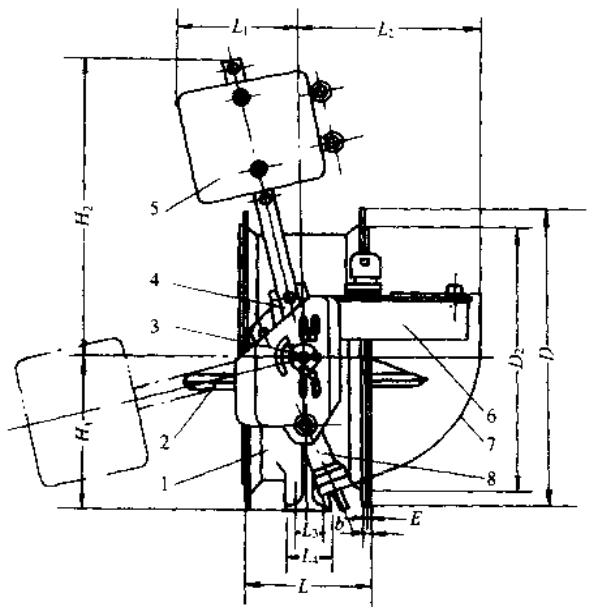


图 5-136　液控止回蝶阀

1—阀体；2—蝶门；3—轴；4—连接杆；5—重锤；6—油箱；7—高压软管；8—套筒式伸缩油缸

动，撞击阀壳易使阀体破裂。

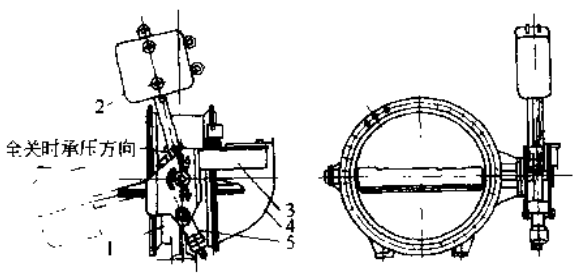
ⅳ）由于是液压开阀，开阀力矩大，克服了一般电动闸阀在动水时难于打开的缺陷。

（ⅱ）具有止回和截止双重作用，常用一阀代二阀。

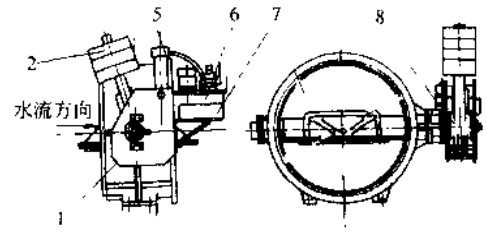
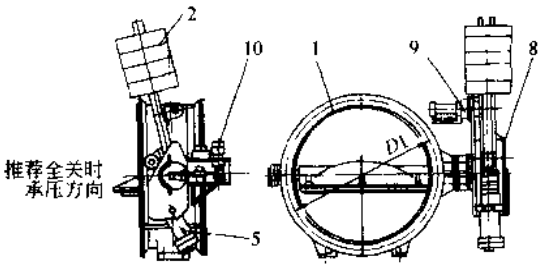
（ⅲ）液控止回蝶阀：液控止回蝶阀使用得最早，曾出现过阀门液压系统内漏量过大，重锤不能维持在预定开启的位置，致液压泵经常启、停，使阀门不能正常工作。为了克服此缺点，除了提高阀门液压件的精度，使内漏量控制在国家标准以内外，可设置自动保压装置。如长沙阀门厂生产的自动保压型液控蝶阀；铁岑阀门厂生产的保位型、保压可调型、锁定型等分阶段启闭的止回蝶阀，其特点与比较见表 5-41。

现已改进液控系统、取消重锤关闭，成为全液控的止回蝶阀，见表 5-40。

常用液控止回蝶阀特点与比较　　表 5-41

类型	外形与结构	特　点
保位型		1. 关闭分成快、慢两阶段，并快慢关时间可调，可有效防止系统产生水锤 2. 具有自动复位功能，当重锤由于泄油原因下落至 75°开度时，油泵启动、阀门自动复位

续表

类型	外形与结构	特点
保位可调型		1. 关闭分成快、慢两阶段，并快、慢关时间可调。根据不同工况要求，快慢关的切换角度也可调节，可有效防止系统水锤的产生 2. 具有保压作用：系统中压力降低，可由压力继电器启动电机保压 3. 自动复位功能：在压力继电器失控情况下，由行程开关启动电机阀门自动复位
锁定型		1. 同保位型； 2. 该阀具有锁定装置，阀在全开位置由锁定油缸将重锤臂锁住，有效防止重锤下落 3. 具有双重保压功能，由压力继电器分别控制锁定油缸系统油压和主油缸系统油压，低压时由油泵分别补压 4. 适用于要求可靠锁定的工况

注：表内图中：1—蝶阀；2—重锤；3—油箱；4—高压软管；5—摆动油缸；6 液控箱；7 电控箱；8 液动装置；9 锁定油缸；10 液压操作箱。

ⅲ. 调速型电动蝶阀，见表 5-40 中图示；

（ⅰ）蝶阀靠电动启闭，操作方便。

（ⅱ）蝶板为双平板桁架，阻力低，蝶板处全开时阻力系数不超过 0.3，见图 5-137；该阀可节能。

（ⅲ）阀门关闭时，电动装置分快关、慢关两个阶段。蝶板从全开位置到开度 30°左右为快关；余下角度为慢关。根据工况不同，可调节快慢关的角度及时间，见图 5-138；以防止产生较大的水锤。

（ⅳ）当停电时，该阀也可自动操作。

（ⅴ）根据用户要求，该阀的阀体、蝶板等可改为耐蚀铸铁以适应海水的腐蚀。

② 带缓冲装置的蝶式止回阀：许多阀门厂已对止回阀进行改革，加装各种阻尼、缓冲装置，以改变阀门的速关工况；并具有防水锤功能。详见给水排水设计手册第 9 册《专用机械》和第 12 册《器材与装置》。

上海石油化工机械制造公司开发的 H477 型防水锤蝶式止回阀，具有缓冲和两阶段关阀功能见图 5-139，其特点如下：

ⅰ. 该阀依靠介质本身的流动状态自动开、关蝶板，可防止介质倒流。

ⅱ. 对与流阻特性相关的结构元件，运用流体力学原理进行了合理设计。阻力系数 ζ 值小，比同类产品节能 30%～70%。

ⅲ. 可按预先规定的关阀程序快、慢两阶段关阀，减小或避免关阀水锤，防止水体倒流。

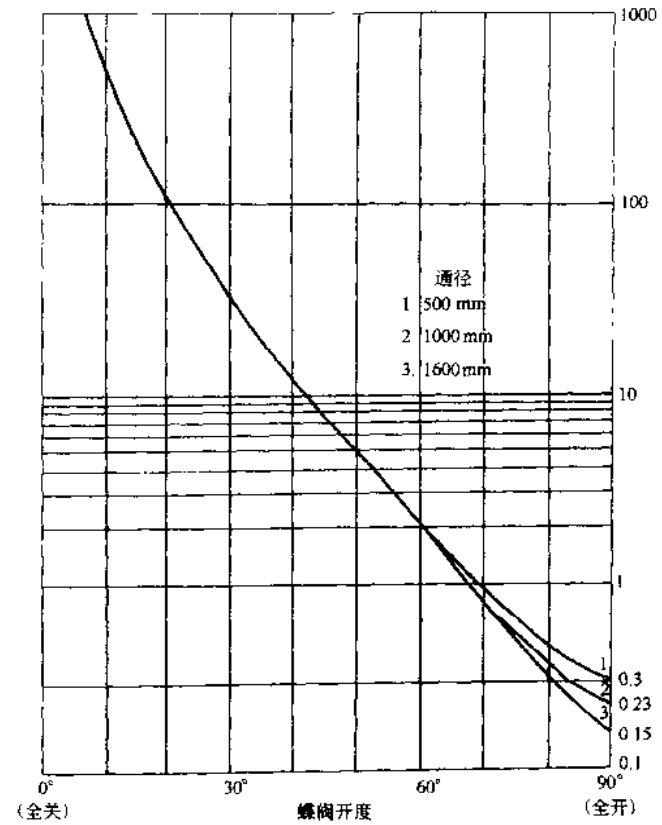


图 5-137　蝶阀各开度的损失系数 ξ

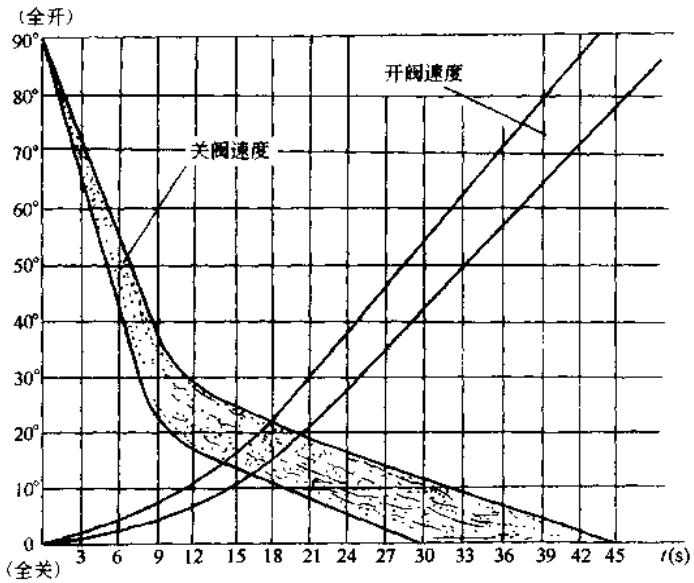


图 5-138　调速型蝶阀开、关速度范围

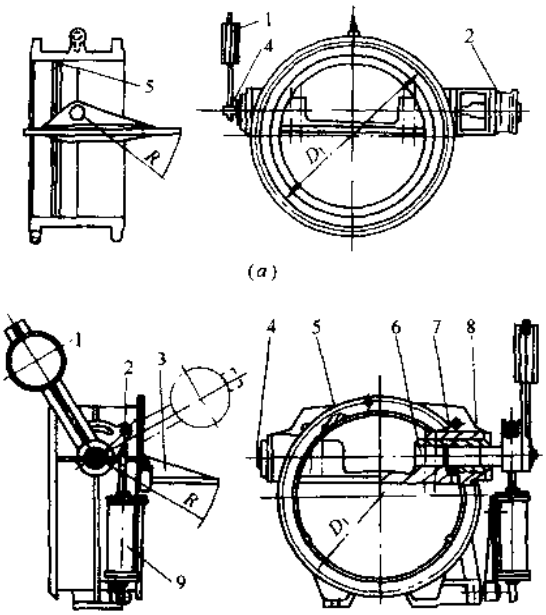


图 5-139 带缓冲装置蝶式止回阀

(a) H47T-6/10 DN300～450；(b) H47T/DN500～1600

1—重锤；2—阀体；3—蝶板；4—开度指针；5—密封圈；6—阀轴；7—支套；8—轴承；9—缓冲油缸组件

而且快关、慢关、角行程以及时间可在较宽范围内调整，以适应不同供水系统使用要求，可调范围如下，全开角行程 90°：

ⅰ）快关：0°～70°～80°，出厂调整时间范围、快关＜3s。

ⅱ）慢关：70°～80°～90°，慢关时间可达 400s。

ⅳ. 缓冲油缸采用立式，可调、变节流缓冲结构，缓冲性能可靠，不漏油。

ⅴ. 采用金属密封圈：阀座密封圈为铜合金或不锈钢，蝶板密封面由铬不锈钢堆焊加工而成，性能好，寿命长。

ⅵ. 蝶板采用双偏置结构：其运动中心与几何中心不重合，在关阀入座前蝶板运动轨迹接近水平移动，使密封面摩擦少，吻合度高，密封性好。

双偏置结构几何参数确定在最佳值，有利于减少流阻、振动、降低水锤效应。

ⅶ. 为使缓闭止回蝶阀具有良好的关阀、消减水锤作用，还须根据具体系统要求，调整、整定与防水锤关阀特性相关的重锤重量、偏转角度、力臂长度、阻尼杆位置等参数，并作好测试。一般先将出水阀或检修阀关剩 20％开度情况下，作停泵关阀试验，确认以下工况是否良好：

（ⅰ）快慢两阶段关阀。

（ⅱ）无水锤升压。

（ⅲ）无关阀明显撞击声。

（ⅳ）油缸液压有效建立。

（V）关阀后油缸有较长的卸压时间后，方可进行出水阀或检修阀关剩大开度下的停泵关阀操作。

（5）水锤消除器：

1）安装在水泵止回阀后的停泵水锤消除器目前已有多种类型，主要有：

① 下开式停泵水锤消除器。

② 自闭式停泵水锤消除器。

③ 自动复位（白银式）停泵水锤消除器。

2）上述三种类型的水锤消除器，在防护水锤的工作原理上均相似。在停泵过程中当出口压力下降到一定值时，消除器开启，当水锤升压波向水泵返回时，由于通过消除器向外排水，因而 Δv 减少、从而达到减少 ΔH 压力上升的目的，其详细的动作过程及设计见给水排水设计手册第 9 册《专用机械》。

3）为使消除器排水泄压，而不使干管其他部分出现水柱中断，消除器排水口应当有较大的阻力系数，使排水量不大于干管正常流量，一般采用正常流量的 20%～30%。下开式水锤消除器阻力系数为 $\xi=8$，如阻力系数 ξ 过小，可以在排水管上加孔板以增大阻力。

4）为使消除器自闭时关阀水锤压力上升值较小，其自闭（复位）时间 T_c 应为

$$T_c=(10\sim20)T_r$$

5）消除器管径（d）按式（5-91）计算：

$$d=\frac{D}{4\sqrt{\dfrac{2gH_1}{\xi\left[v_1-\dfrac{g}{a}(H_1-H_0)\right]^2}}}\quad(\text{mm}) \tag{5-91}$$

式中　D——输水管的直径（mm）；

H_1——管道允许的水头（m）可采用管道试验水头；

ξ——消除器阻力系数，采用 $\xi=8$；

v_1——管内水流速度，

$$v_1=\frac{v'}{\sqrt{1+A_2}}+\frac{g}{a}H_0\quad(\text{m/s})$$

其中　v'——水锤始冲流速，

$$v'=v_0-\frac{g}{a}H+\frac{g}{2a}(H_f-H_z)\quad(\text{m/s})$$

$$A_2=\left(\frac{H_f}{H_0}\right)\left(\frac{v'}{v_0}\right)^2$$

v_0——水锤发生前管中流速（m/s）；

a——水锤波速（m/s）；

H_0——管道初始工作水头（m）；

H_f——管道沿程水头损失（m）；

H_z——管道起点止回阀中心与管道末端之高程差（m）。

消除器管径也可采用式（5-92）估算：

$$d_0=0.25D\quad(\text{mm}) \tag{5-92}$$

6）消除器口径选择：消除器口径选择见表 5-42。

消除器口径选择 表 5-42

管径 DN(mm)	消除器口径 dn(mm)	管径 DN(mm)	消除器口径 dn(mm)
200	50	600	150～200
300	50～100	700	200～150+200
350	100～150	800	200～200(2个)
400	100～150	900	150(2个)～200(2个)
450	100～150	1000	200(2个)～200(3个)
500	150～200		

7）水锤消除器保护干管的长度，一般不大于800m。

(6) 爆破膜片：在止回阀出水侧主管上接一支管，在其管端部用一薄金属膜片封闭。当突然停泵水锤压力超过预定值时，膜片破裂，使水自由流出，因而降低管内压力，以保护管道和设备的安全。膜片固定方式见图 5-140。

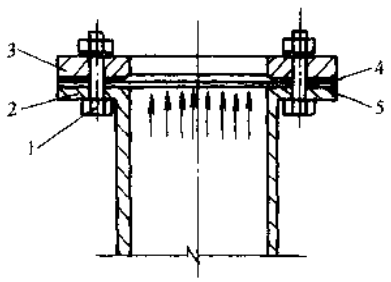


图 5-140 膜片固定方式示意
1—螺栓；2—法兰；3—法兰式透盖；4—垫圈；5—膜片

1）膜片材料可采用铝板、紫铜、合金等延伸率较高的材料。铸铁片虽然取材方便，破碎面积大，泄水量多，降压效果好，但由于其材料性能极不稳定，爆破压力变幅很大，有时不够安全可靠。

2）膜片的爆破压力 P_m，可用式(5-93)估算：

$$P_m = 2.56\sigma_s \frac{S}{D} \quad (\text{MPa}) \tag{5-93}$$

式中 σ_s——膜片的极限拉应力(N/mm²)；

S——膜片厚度(cm)；

D——膜片直径(cm)。

对牌号为 L_{1M}、L_{2M}的工业铝板，根据试验当膜片受压拉裂时，其爆破压力为

$$P_m = 200 \frac{S}{D^{0.92}} \quad (\text{MPa}) \tag{5-94}$$

3）爆破膜片应批量储备，每批均须作爆破应力试验。

4）爆破膜片可作为高扬程、小流量泵站的水锤防护措施；对大型泵站可作为管道的备用保护措施。优点是方法简便、但不能自动复位和不能较快的恢复正常供水。

(7) 空气阀：有单口和双口两种，详见第 2 章和给水排水设计手册第 12 册《器材与装置》。

通常在管道的隆起点安装空气阀见图 5-141。采用单口还是双口习惯上取决于管径大小，更为精确的应通过计算确定。

1）空气阀的作用：空气阀不仅能在管道正常运行或水泵启动过程中排除管道内积存的空气，保持管道的过水能力与防止启泵水锤；而且在管道出现负压时，可向管道内吸进空气，当出现水柱中断时可向空腔补气，以提高空腔内压力不使水体汽化；并当水柱倒流时可减缓其倒流速度，降低弥合强度，起缓冲作用降低非常水锤压力。

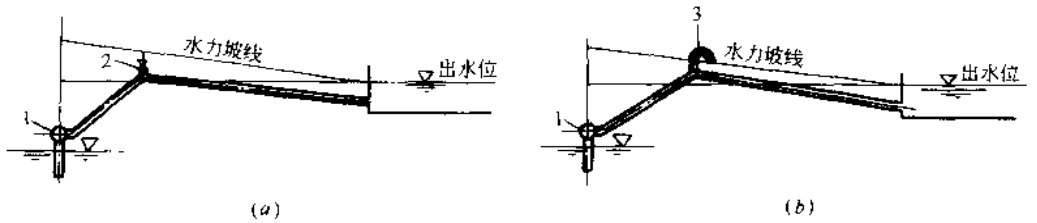


图 5-141　空气阀或竖管进气设施

(a)空气阀;(b)进排气竖管

1- 水泵;2 -空气阀;3　竖管

2) 水柱分离发生的地点、时间与空穴体积等计算较复杂,需用相应的水锤计算程序进行电算,见第 5.5.2.2 节。目前还缺少简易计算方法,空气阀的设置可参考以下办法:

① 对于大流量、低扬程的供水管道,如产生空腔处管道工作压力在 10m 以内,最简便的办法是在空腹处设通气竖管,见图 5-141(b)。通气竖管的直径可取干管直径的 1/4～1/5。

② 对高扬程的中、小型供水系统,在空腔处可设置进气阀见图 5-141(a)。进气阀的过流面积以不小于干管过流面积的 1/20 为宜。

如采用通常设在管道隆起处的排气阀来代替停泵时的进气阀(即一阀两用),应特别注意因为由于阀门质量不好或维护检修不及时,可能发生停泵不进气的故障。故建议,用止回阀来作为进气阀(排气阀可以保留)见图 5-142。

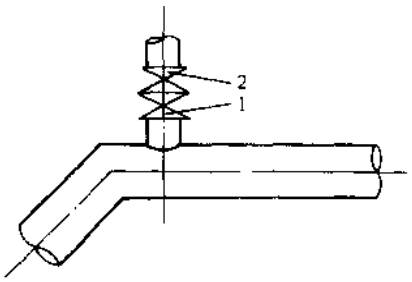


图 5-142　用止回阀作进气阀

1--截止阀(水泵工作时全开);2-- 止回阀(水泵工作时关,停泵时自动打开)

③ 补气后管道内往往有一个较大的气柱。

3) 空气阀构造简单,安装空间小,设备费用低,是一种较经济的水锤保护方法。缺点是:在排气过程的水柱再结合时,往往发生远高于常压的压力上升;或低压周期、水柱分离吸入空气,在水泵再启动时会发生二次压力上升。

因补气后管道内往往有一个较大的气柱,电源断电后如迅速恢复,水泵在较短时间内再启动时,空气可能无法在补气处及时排出,将会在其后管道内产生不利作用。

通常可在短时间系统失水影响不大时,电源恢复后应先启动一台水泵,阀门以小开度向管道内充水排气,充水完成后再逐台启动其余水泵。

6 净水工艺选择

6.1 生活饮用水水质要求

城镇水厂净水处理的目的是去除原水中悬浮物质、胶体物质、细菌、病毒以及其他有害成分，使净化后水质满足生活饮用水的要求。

生活饮用水水质应符合下列基本要求：

(1) 水中不得含有病原微生物。

(2) 水中所含化学物质及放射性物质不得危害人体健康。

(3) 水的感官性状良好。

我国卫生部 2001 年 6 月颁布的《生活饮用水卫生规范》规定的生活饮用水水质检验项目及限值见表 6-1、2。表 6-1 为常规检验项目；表 6-2 为非常规检验项目。对于非常规检验项目可根据当地水质情况和存在的问题确定检验项目和频率。

生活饮用水水质常规检验项目及限值 **表 6-1**

项　目	限　值
感官性状和一般化学指标：	
色	色度不超过 15 度，并不得呈现其他异色
浑浊度	不超过 1 度(NTU)[①]，特殊情况下不超过 5 度(NTU)
臭和味	不得有异臭、异味
肉眼可见物	不得含有
pH	6.5～8.5
总硬度(以 $CaCO_3$ 计)	450mg/L
铝	0.2mg/L
铁	0.3mg/L
锰	0.1mg/L
铜	1.0mg/L
锌	1.0mg/L
挥发酚类(以苯酚计)	0.002mg/L
阴离子合成洗涤剂	0.3mg/L
硫酸盐	250mg/L
氯化物	250mg/L
溶解性总固体	1000mg/L
耗氧量(以 O_2 计)	3mg/L，特殊情况下不超过 5mg/L[②]

续表

项　目	限　值
毒理学指标：	
砷	0.05mg/L
镉	0.005mg/L
铬(六价)	0.05mg/L
氰化物	0.05mg/L
氟化物	1.0mg/L
铅	0.01mg/L
汞	0.001mg/L
硝酸盐(以N计)	20mg/L
硒	0.01mg/L
四氯化碳	0.002mg/L
氯仿	0.06mg/L
细菌学指标：	
细菌总数	100CFU/mL③
总大肠菌群	每100mL水样中不得检出
粪大肠菌群	每100mL水样中不得检出
游离余氯	在与水接触30min后应不低于0.3mg/L，管网末梢水不应低于0.05mg/L(适用于加氯消毒)
放射性指标④：	
总α放射性	0.5Bq/L
总β放射性	1Bq/L

① 表中NTU为散射浊度单位。

② 特殊情况包括水源限制等情况。

③ CFU为菌落形成单位。

④ 放射性指标规定数值不是限值，而是参考水平。放射性指标超过表6-1中所规定的数值时，必须进行核实分析和评价，以决定能否饮用。

生活饮用水水质非常规检验项目及限值　　表6-2

项　目	限　值	项　目	限　值
感官性状和一般化学指标		钍	0.0001mg/L
硫化物	0.02mg/L	二氯甲烷	0.02mg/L
钠	200mg/L	1,2-二氯乙烷	0.03mg/L
毒理学指标		1,1,1-三氯乙烷	2mg/L
锑	0.005mg/L	氯乙烯	0.005mg/L
钡	0.7mg/L	1,1-二氯乙烯	0.03mg/L
铍	0.002mg/L	1,2-二氯乙烯	0.05mg/L
硼	0.5mg/L	三氯乙烯	0.07mg/L
钼	0.07mg/L	四氯乙烯	0.04mg/L
镍	0.02mg/L	苯	0.01mg/L
银	0.05mg/L	甲苯	0.7mg/L

续表

项　目	限　值	项　目	限　值
二甲苯	0.5mg/L	七氯环氧化物	0.0002mg/L
乙苯	0.3mg/L	六氯苯	0.001mg/L
苯乙烯	0.02mg/L	六六六	0.005mg/L
苯并(a)芘	0.00001mg/L	林丹	0.002mg/L
氯苯	0.3mg/L	马拉硫磷	0.25mg/L(感官限值)
1,2-二氯苯	1mg/L	对硫磷	0.003mg/L(感官限值)
1,4-二氯苯	0.3mg/L	甲基对硫磷	0.02mg/L(感官限值)
三氯苯(总量)	0.02mg/L	五氯酚	0.009mg/L
邻苯二甲酸二(2-乙基己基)酯	0.008mg/L	亚氯酸盐	0.2mg/L(适用于二氧化氯消毒)
丙烯酰胺	0.0005mg/L	一氯胺	3mg/L
六氯丁二烯	0.0006mg/L	2,4,6 三氯酚	0.2mg/L
微囊藻毒素-LR	0.001mg/L	甲醛	0.9mg/L
甲草胺	0.02mg/L		
灭草松	0.3mg/L	三卤甲烷①	该类化合物中每种化合物的实测浓度与其各自限值的比值之和不得超过 1
叶枯唑	0.5mg/L		
百菌清	0.01mg/L	溴仿	0.1mg/L
滴滴涕	0.001mg/L	二溴一氯甲烷	0.1mg/L
溴氰菊酯	0.02mg/L	一溴二氯甲烷	0.06mg/L
内吸磷	0.03mg/L(感官限值)	二氯乙酸	0.05mg/L
乐果	0.08mg/L(感官限值)	三氯乙酸	0.1mg/L
2,4-滴	0.03mg/L	三氯乙醛(水合氯醛)	0.01mg/L
七氯	0.0004mg/L	氰化物(以 CN-计)	0.07mg/L

① 三卤甲烷包括氯仿、溴仿、二溴一氯甲烷和一溴二氯甲烷共四种化合物。

6.2 主要净水工艺

给水处理工艺中主要的单元工艺有曝气(气提)、混凝沉淀、过滤、化学沉析、离子交换、膜处理、化学氧化及消毒、吸附以及生物处理等。

表 6-3 为各净水单元对各种不同污染物去除效果的分析，可作为净水工艺选择的参考。

水处理工艺对可溶污染物去除的效果　　表 6-3

污染物种类	曝气和气提	混凝、沉淀或 DAF①、过滤	预涂层过滤	石灰软化	化学氧化和消毒	膜处理			离子交换		吸附		
						纳滤	反渗透	电渗析	阴离子	阳离子	粒状活性炭	粉末活性炭	活性氧化铝
第一类污染物													
无机物													
锑							×②	×					
砷(+3)		XO③		XO			×	×	×				×
砷(+5)		×		×			×	×	×				×

续表

污染物种类	曝气和气提	混凝、沉淀或DAF[①]、过滤	预涂层过滤	石灰软化	化学氧化和消毒	膜处理			离子交换		吸附		
						纳滤	反渗透	电渗析	阴离子	阳离子	粒状活性炭	粉末活性炭	活性氧化铝
第一类污染物													
钡				×			×	×		×			
铍		×		×			×	×					
镉		×		×			×	×		×			
铬(+3)		×		×			×	×		×			
铬(+6)							×	×	×				
氰化物					×								
氟化物				×			×	×					×
铅[④]													
汞(无机)				×			×	×					
镍				×			×	×		×			
硝酸盐							×	×	×				
亚硝酸盐							×	×	×				
硒(+4)		×					×	×	×				×
硒(+6)							×	×	×				×
钍							×	×					×
有机物													
挥发性有机物	×										×		
合成有机物							×				×	×	
农药/除草剂						×	×				×	×	
溶解性有机碳		×				×	×				×	×	
放射性核素													
镭(226和228)				×			×	×		×			
铀							×	×	×				
第二类污染物和引起感官问题的物质													
硬度				×		×	×	×		×			
铁		XO	XO	×						×			
锰		XO	XO	×						×			
总溶解固体							×	×					
氯化物							×	×					
硫酸盐						×	×	×					
锌				×			×	×		×			
色度		×			×	×	×				×	×	
嗅、味	×				×						×	×	

① DAF——溶气浮选。

② × —— 对该污染物适用的工艺。

③ XO—— 该工艺结合氧化时适用。

④ 铅——一般是腐蚀产物，采用控制腐蚀的处理优于用水处理工艺去除。

本表摘自美国《Water Quality and Treatment》1999年。

6.3 净水工艺选择

6.3.1 净水工艺选择原则

净水工艺选择的原则应是针对当地原水水质的特点以最低的基建投资和经常运行费用达到要求的出水水质。

在进行净水工艺选择时，必须充分掌握以下资料：

(1) 原水水质的历史资料：对原水的水质应该作长期的观察。就地表水而言，丰水期和枯水期的水质、受潮汐影响河流的涨潮与落潮水质以及表层与深层的水质都要加以分析比较。

(2) 污染物的形成及其发展趋势：对产生污染物的原因进行分析，寻找污染源。对潜在的污染影响和今后发展的趋势也应做出分析和判断。

(3) 出水水质的要求：不同的供水对象对水质的要求有所不同。就城市供水而言，必须符合国家规定的水质要求。在确定水质目标时还应结合今后水质可能的提高做出相应规划考虑。

(4) 当地或者相类似水源净水处理的实践：当地已有给水处理厂，其处理效果是对所采用净水工艺最可靠的验证，也是选择净水工艺的重要参考内容。

(5) 操作人员的经验和管理水平：要使工艺过程能达到预期的处理目标，操作管理人员具有十分重要的作用。同样的处理设备由于操作人员的不同可能产生不同的效果。因此在工艺选择时，应尽量选择符合当地习惯和使用要求的净水工艺。

(6) 场地的建设条件：不同处理工艺对于占地或地基承载等会有不同的要求，因此在工艺选择时还应结合建设场地可能提供的条件进行综合考虑。有些处理工艺对气温关系密切(如生物处理)，在其选用时还应充分注意当地的气候条件。

(7) 今后可能的发展：随着水质要求的提高，或者原水水质的变化，可能会对今后净水工艺提出新的要求，因此选择的工艺要求对今后的发展具有较大的适应性。

(8) 经济条件：经济条件是工艺选择中一个十分重要的因素。有些工艺虽然对提高水质具有较好的效果，但是由于投资较大或运行费用较高而难以被接受。因此工艺选择还应结合当地的经济条件进行考虑。

6.3.2 净水构筑物及适用条件

目前用作净水处理的构筑物类型众多，一般形式及适用条件，可参见表 6-4。

6.3.3 净水工艺流程选择

净水工艺流程应根据原水的水质和用户对水质的要求，通过小型试验确定；或参考相似情况下已建成运行的净水厂的工艺流程选定。表 6-5～9 的净水工艺流程可作为选择时的参考。

6.3.3.1 一般水源净水工艺流程

一般水源是指原水水质基本符合《地表水环境质量标准》Ⅱ类水源的水质要求，其净水工艺流程可参见表 6-5 选择。

净水工艺及构筑物选择　　表 6-4

净水工艺		构筑物名称	适用条件		出水浊度(NTU)
			进水含砂量(kg/m^3)	进水浊度(NTU)	
高浊度水沉淀	自然沉淀	天然预沉池 平流式或辐射式预沉池 斜管预沉池 沉砂池	10～30		≈2000
	混凝沉淀		10～120		
	澄清	水旋澄清池	<60～80		一般为 20 以下
		机械搅拌澄清池	<20～40		
		悬浮澄清池	<25		
一般原水沉淀	混凝沉淀	平流式沉淀池		一般小于 5000，短时间内允许 10000	一般为 5 以下
		斜管(板)沉淀池		500～1000，短时间内允许 3000	
	澄清	机械搅拌澄清池		一般小于 3000，短时间内允许 3000～5000	
		水力循环澄清池		一般小于 500，短时间内允许 2000	
		脉冲澄清池		一般小于 3000	
		悬浮澄清池(单层)		一般小于 3000	
		悬浮澄清池(双层)		3000～10000	
气浮		平流式气浮池	一般小于 100，原水中含有藻类以及密度小的悬浮物质		一般为 5 以下
		竖流式气浮池			
普通过滤		普通快滤池或双阀滤池		一般不大于 5	一般为 1 以下
		双层或多层滤料滤池			
		虹吸滤池			
		无阀滤池			
		移动罩滤池			
		压力滤池			
接触过滤(微絮凝过滤)		接触双层滤池		一般不宜超过 25	
		接触压力滤池			
		接触式无阀滤池			
		接触式普通滤池			
微滤		微滤机	原水中含藻类、纤维素、浮游物时		
氧化		臭氧接触池	原水有臭味，受有机污染较重		
		臭氧接触塔			
吸附		活性炭吸附池		一般不大于 3	

续表

净水工艺	构筑物名称	适用条件		进水浊度(NTU)
		进水含砂量(kg/m^3)	出水浊度(NTU)	
消毒	液氯	有条件供应液氯地区		
	氯胺	原水有机物较多		
	次氯酸钠	适用于小型水厂和管网中途加氯		
	二氧化氯	国内目前应用较少		
生物处理	弹性填料生物接触氧化池	原水受有机污染较重,特别氨氮含量较高		
	颗粒填料生物接触氧化池			

一般水源净水工艺流程选择参考 表 6-5

净水工艺流程		适用条件
Ⅰ	原水→混凝沉淀或澄清→过滤→消毒	一般进水浊度不大于2000~3000NTU,短时间内可达5000~10000NTU
Ⅱ	原水→接触过滤→消毒	进水浊度一般不大于25NTU,水质较稳定且无藻类繁殖
Ⅲ	原水→混凝沉淀→过滤→消毒(洪水期) 原水→自然预沉→接触过滤→消毒(平时)	山溪河流。水质经常清晰,洪水时含泥砂量较高
Ⅳ	原水→混凝→气浮→过滤→消毒	经常浊度较低,短时间不超过100NTU
Ⅴ	原水→(调蓄预沉或自然预沉或混凝预沉)→混凝沉淀或澄清→过滤→消毒	高浊度水二级沉淀(澄清)工艺,适用于含砂量大、沙峰持续时间较长的原水处理
Ⅵ	原水→混凝→[气浮/沉淀]→过滤→消毒	经常浊度较低,采用气浮澄清;洪水期浊度较高时,则采用沉淀工艺

6.3.3.2 除藻净水工艺流程

水库、湖泊水往往浊度较低、含藻较高。在除浊的同时需考虑除藻,其净水工艺流程可参见表6-6选择。

除藻净水工艺流程选择参考 表 6-6

净水工艺流程		适用条件
Ⅰ Ⅱ	原水→气浮→过滤→消毒 原水→微滤→接触过滤→消毒	进水浊度一般不大于100NTU
Ⅲ	杀藻药剂↓ 原水→混凝沉淀或澄清→过滤→消毒	含藻不十分严重
Ⅳ	原水→混凝沉淀→气浮→过滤→消毒	浊度较高,且含藻量较大

6.3.3.3　受微量有机物污染水源的净水工艺流程

对受微量有机物污染，水质达不到规定标准要求的水源，一般不宜作为生活用水水源。如就近确实无法找到合适水源时，也可对受微量污染原水进行水质预处理或深度处理的方案进行比较，但必须使其出水达到生活饮用水水质标准。

当选用预处理或深度处理方案时，必须充分掌握原水水质及变化规律，并对净水效果进行试验和论证，然后结合工程投资、经常维护费用、能耗、管理技术条件等，进行技术经济比较。表 6-7 所列工艺流程仅供方案选择时参考。

微量有机污染水源的净水工艺流程选择参考　　表 6-7

	净水工艺流程
Ⅰ	O_3 预氧化 ↓ 原水→混凝沉淀或澄清→过滤→消毒
Ⅱ	↓粉末活性炭或 $KMnO_4$ 原水→混凝沉淀或澄清→过滤→消毒
Ⅲ	原水→混凝沉淀或澄清→过滤→活性炭吸附→消毒
Ⅳ	原水→混凝沉淀或澄清→过滤→O_3 接触氧化→活性炭吸附→消毒
Ⅴ	O_3 预氧化 ↓ 原水→混凝沉淀或澄清→过滤→O_3 接触氧化→活性炭吸附→消毒
Ⅵ	原水→生物预处理→混凝沉淀或澄清→过滤→消毒
Ⅶ	原水→生物预处理→混凝沉淀或澄清→过滤→O_3 接触氧化→活性炭吸附→消毒

6.3.3.4　含铁、含锰水净水工艺流程

当处理后水中铁、锰含量超过现行的《生活饮用水卫生规范》的规定，应对原水进行除铁、除锰处理。

在选择除铁、除锰净水工艺时，应掌握详细的水质分析资料，凡有条件的地方应先进行处理工艺的小型试验。

除铁、除锰净水工艺，可参见表 6-8 选择。

除铁、除锰净水工艺流程选择　　表 6-8

		净水工艺流程	适用条件
除铁	Ⅰ	原水→曝气→氧化沉淀→过滤	不适用于溶解性硅酸含量高且碱度低时
	Ⅱ	Cl_2 混凝剂 ↓ ↓ 原水→混凝→沉淀→过滤	适用于各种含量地下水除铁
	Ⅲ	原水→曝气→FeOH 滤层过滤	不适用于还原性物质多和氧化速度快的原水
除锰	Ⅰ	$KMnO_4$ ↓ 原水→混凝→沉淀→过滤	
	Ⅱ	Cl_2 ↓ 原水→锰砂过滤	
	Ⅲ	原水→曝气→生物过滤	

续表

		净水工艺流程	适用条件
同时除铁、锰	Ⅰ	Cl_2 混凝剂 ↓ ↓ 原水→混凝→沉淀→过滤(除铁)→过滤(除锰)	当原水含铁、锰低时，可应用一级过滤
	Ⅱ	Cl_2 ↓ 原水→曝气→过滤(除铁)→过滤(除锰)	
	Ⅲ	$KMnO_4$ ↓ 原水→曝气→过滤(除铁)→过滤(除锰)	
	Ⅳ	原水→曝气→生物除铁除锰过滤	
	Ⅴ	原水→曝气→过滤(除铁)曝气→生物除锰过滤	含铁量大于10mg/L、含锰量大于1mg/L的地下水

6.3.3.5 含氟水净水工艺流程

当原水的氟化物含量超过现行的《生活饮用水卫生规范》时，应对原水采取除氟处理。除氟的净水工艺流程可参见表6-9。

除氟净水工艺流程选择　　表6-9

适用条件		净水工艺流程
Ⅰ	原水→空气分离→吸附过滤	地下水含氟
Ⅱ	原水→混凝→沉淀→过滤 ↑ 药剂	地下水或地表水含氟
Ⅲ	原水→过滤→离子交换	地下水含氟
Ⅳ	原水→过滤→电渗析	地下水含氟

7 混　凝

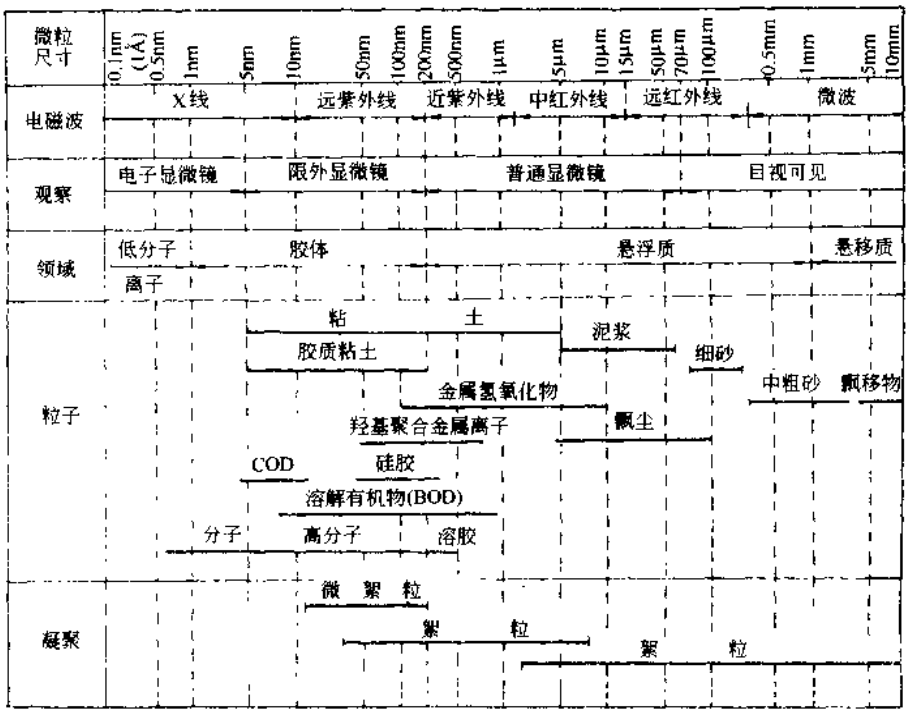
7.1 混凝剂及投加

7.1.1 混凝作用及常用药剂

7.1.1.1 混凝作用

天然水中含有各种悬浮物、胶体和溶解物等杂质，使水呈现出浊度、色度、臭和味等。杂质按其尺寸大小可分为悬浮物、胶体颗粒及溶解物，见表 7-1。天然水中的胶体微粒大多数属粘土类带负电荷的胶体。

水中杂质的性质　　表 7-1



水质的混凝处理，是向水中加入混凝剂（或絮凝剂），通过混凝剂水解产物压缩胶体颗粒的扩散层，达到胶粒脱稳而相互聚结；或者通过混凝剂的水解和缩聚反应而形成的高聚物的

强烈吸附架桥作用，使胶粒被吸附粘结。混凝处理过程包含了凝聚和絮凝二个阶段，凝聚阶段形成较小的微粒，再通过絮凝以形成较大的絮粒。在絮粒形成过程中，不但能吸附悬浮颗粒，还能吸附一部分细菌和溶解物质。絮粒可在一定的沉淀条件下从水中分离、沉降出来。

7.1.1.2 常用混凝药剂

为了达到混凝作用所投加的各种药剂统称为混凝剂。按混凝剂在混凝过程中所起的作用可分为凝聚剂、絮凝剂和助凝剂。习惯上也常把凝聚剂称作混凝剂。

凝聚剂通常指在混凝过程中主要起脱稳作用而投加的药剂；絮凝剂主要指通过架桥作用把颗粒连接起来所投加的药剂；助凝剂则是指为改善混凝效果而投加的各种辅助药剂。

助凝剂按所起作用又可分为三类：用于调整水的 pH 值和碱度的酸碱类；为破坏水中有机物，改善混凝效果的氧化剂；和为改善某些特殊水质的絮凝性能而投加的助凝剂。

(1) 常用凝聚剂：给水处理中常用凝聚剂见表 7-2。

常用凝聚剂　　表 7-2

名　称	分子式	一般介绍
固体硫酸铝	$Al_2(SO_4)_3 \cdot 18H_2O$	1. 制造工艺复杂，水解作用缓慢 2. 含无水硫酸铝 50%～52%，含 Al_2O_3 约 15% 3. 适用于水温为 20～40℃ 4. 当 pH＝4～7 时，主要去除水中有机物 pH＝5.7～7.8 时，主要去除水中悬浮物 pH＝6.4～7.8 时，处理浊度高，色度低(小于 30 度)的水
液体硫酸铝		1. 制造工艺简单 2. 含 Al_2O_3 约 6% 3. 坛装或罐装车、船运输 4. 配制使用比固体方便 5. 使用范围同固体硫酸铝 6. 易受温度及晶核存在影响形成结晶析出 7. 近年来在南方地区较广泛采用
明　矾	$Al_2(SO_4)_3 \cdot K_2SO_4 \cdot 24H_2O$	1. 基本性能同固体硫酸铝 2. 现已大部被硫酸铝所代替
硫酸亚铁(绿矾)	$FeSO_4 \cdot 7H_2O$	1. 腐蚀性较高 2. 絮体形成较快，较稳定，沉淀时间短 3. 适用于碱度高，浊度高，pH＝8.1～9.6 的水不论在冬季或夏季使用都很稳定，混凝作用良好，但原水的色度较高时不宜采用，当 pH 较低时，常使用氯来氧化，使二价铁氧化成三价铁
三氯化铁	$FeCl_3 \cdot 6H_2O$	1. 对金属(尤其对铁器)腐蚀性大，对混凝土亦腐蚀，对塑料管也会因发热而引起变形 2. 不受温度影响，絮体结得大，沉淀速度快，效果较好 3. 易溶解，易混合，渣滓少 4. 原水 pH＝6.0～8.4 之间为宜，当原水碱度不足时，应加一定量的石灰 5. 在处理高浊度水时，三氯化铁用量一般要比硫酸铝少 6. 处理低浊度水时，效果不显著

续表

名　称	分　子　式	一　般　介　绍
碱式氯化铝	$[Al_n(OH)_mCl_{3n-m}]$ （通式） 简写 PAC	1. 净化效率高，耗药量少，出水浊度低，色度小，过滤性能好，原水高浊度时尤为显著 2. 温度适应性高；pH 适用范围宽（可在 pH＝5～9 的范围内），因而可不投加碱剂 3. 使用时操作方便，腐蚀性小，劳动条件好 4. 设备简单，操作方便，成本较三氯化铁低 5. 是无机高分子化合物

（2）常用絮凝剂：絮凝剂分无机絮凝剂与有机絮凝剂。某些无机絮凝剂常被归入凝聚剂，如聚合氯化铝、聚合硫酸铁等。有时也有将有机絮凝剂归入助凝剂的，如活化硅酸等。

给水处理中常用的絮凝剂见表 7-3。

常用絮凝剂　　表 7-3

名　称	分　子　式	一　般　介　绍
聚丙烯酰胺 （PAM）	$\left[\begin{matrix}-CH_2-CH- \\ CONH_2\end{matrix}\right]_x$ 又名三号絮凝剂	1. 在处理高浊度水（含砂量 10～150kg/m³）时效果显著，既可保证水质，又可减少混凝剂用量和一级沉淀池容积。目前被认为是处理高浊度水最有效的高分子絮凝剂之一，并可用于水厂污泥脱水 2. 聚丙烯酸胺水解体的效果比未水解的好，生产中应尽量采用水解体，水解比和水解时间应通过试验求得 3. 与常用混凝剂配合使用时，应视原水浊度的高低按一定的顺序先后投加，以发挥两种药剂的最大效果 4. 聚丙烯酰胺固体产品不易溶解，宜在有机械搅拌的溶解槽内配制溶液，配制浓度一般为 2%，投加浓度 0.5%～1% 5. 聚丙烯酰胺中丙烯酰胺单体有毒性，用于生活饮用水净化时，其产品应符合优等品要求 6. 是合成有机高分子絮凝剂，为非离子型。通过水解构成阴离子型，也可通过引入基团制成阳离子型
丙烯酰胺与二甲基二烯丙基季铵盐共聚絮凝剂 （HCB）	$\left[\begin{matrix}-CH_2-CH-CH-CH_2- \\ \quad\quad\quad\quad\quad\quad \\ \quad\quad CH_2 \quad\quad CH_2 \\ \quad\quad\quad N^+ \quad\quad Cl^- \\ \quad\quad CH_3 \quad\quad CH_3\end{matrix}\right]_n$	1. 为丙烯酰胺（AM）与二甲基二烯丙基季铵盐（DMDAAC）的共聚物 2. 具有三个功能基团：酰胺基、阳离子和阴离子 3. 三个功能团之间含量的相互比例将决定絮凝剂在各方面的效能 4. 对于黄河高浊度原水，当含砂量小于 50kg/m³ 时，HCB 加注量小于 PAM 加注量；反之则增大 5. 采用 HCB 对于降低沉淀后剩余浊度具有较大优越性
活化硅酸 （活化水玻璃）	$Na_2O \cdot xSiO_2 \cdot yH_2O$	1. 适用于硫酸亚铁与铝盐混凝剂，可缩短混凝沉淀时间，节省混凝剂用量 2. 原水浑浊度低，悬浮物含量少及水温较低（约在 14℃以下）时使用，效果更为显著 3. 可提高滤池滤速 4. 必须注意加注点 5. 要有适宜的酸化度和活化时间

续表

名　称	分 子 式	一 般 介 绍
骨　胶		1. 骨胶有粒状和片状两种，来源丰富，骨胶一般和三氯化铁混合后使用 2. 骨胶投加量与澄清效果成正比，且不会由于投加量过大，使混凝效果下降 3. 投加骨胶及三氯化铁后的净水效果比投纯三氯化铁效果好，降低净水成本 4. 投加量少，投加方便
海藻酸钠	$(NaC_6H_7O_6)x$ 简写 SA	1. 原料取自海草、海带根或海带等 2. 生产性试验证实 SA 浆液在处理浊度稍大的原水(200NTU 左右)时助凝效果较好，用量仅为水玻璃的 1/15 左右，当原水浊度较低(50NTU 左右)时助凝效果有所下降，SA 投量约为水玻璃的 1/5 3. SA 价格较贵，产地只限于沿海

(3) 常用助凝剂见表 7-4。

常用助凝剂　　表 7-4

种　类	名称分子式或代号	一 般 介 绍
氯	Cl_2	1. 当处理高色度水及用作破坏水中有机物或去除臭味时，可在投凝聚剂前先投氯，以减少凝聚剂用量 2. 用硫酸亚铁作凝聚剂时，为使二价铁氧化成三价铁可在水中投氯
生石灰	CaO	1. 用于原水碱度不足时 2. 用于去除水中的 CO_2，调整 pH 值
氢氧化钠	NaOH	1. 用于调整水的 pH 值 2. 投加在滤池出水后可用作水质稳定处理 3. 一般采用浓度≤30%商品液体，在投加点稀释后投加 4. 气温低时会结晶，浓度越高越易结晶 5. 使用上要注意安全

7.1.1.3 铝盐凝聚剂

(1) 硫酸铝：

1) 硫酸铝分子式为 $Al_2(SO_4)_3 \cdot xH_2O$，以铝矾土与硫酸为主要原料制备而成。根据其是否进行浓缩、结晶，分为固体硫酸铝和液体硫酸铝。

2) 固体硫酸铝外观为灰白色粉末或块状晶体。在空气中长期存放易吸潮结块。由于有少量硫酸亚铁存在使产品表面发黄。

3) 硫酸铝易溶于水，水溶液呈酸性反应。

4) 硫酸铝的质量指标见表 7-5。

硫酸铝的质量指标　　表 7-5

项　目	粗　制　品		
	甲　级	乙　级	丙　级
$\omega(Al_2O_3)(\%)$	≥16.5	≥15.5	≥14.5
$\omega(Fe_2O_3)(\%)$	≤1.0	≤1.0	≤1.0
$\omega(H_2SO_4)(\%)$	≤2.0	≤2.0	≤2.0
ω(水不溶物)(%)	≤24.0	≤27.0	≤30.0
$\omega(As_2O_3)(\%)$	≤0.01	≤0.01	≤0.01

5）硫酸铝是给水处理中最常用的凝聚剂之一。当加入水中时迅速溶解，析出 SO_4^{2-}，铝离子与水反应而水解。水解时将有各种不同的水化分子进行聚合反应，形成各种不同的单核子和多核子聚合物。

6）硫酸铝水解产物的存在形态非常复杂，随溶液 pH 值不同而变化。在同一 pH 值条件下可存在多种形态，只不过有些所占的量较多而有些较少，见图 7-1。

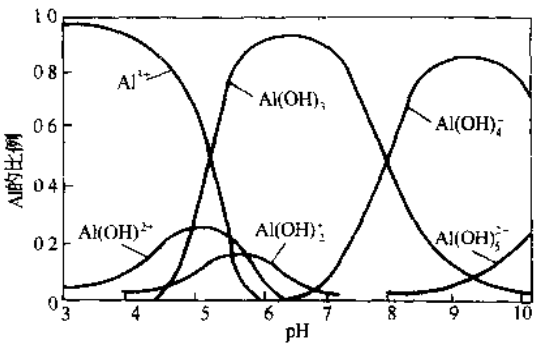


图 7-1　Al(Ⅲ)化合物存在形态(10^{-4}M)

7）硫酸铝的混凝作用与投药后水的 pH 值和凝聚剂加注量有关。当 pH 较低时，形成的络合物以带正电荷居多，可通过吸附和电中和使胶体脱稳；pH 较高时，则形成带负电荷较多，主要起架桥联结的作用；当药剂投加量充分、pH 值适中时，则可通过网捕达到凝聚。

（2）碱式氯化铝：

1）碱式氯化铝（又名聚合氯化铝或羟基氯化铝），是三氯化铝和氢氧化铝的复合盐，化学通式为 $Al_n(OH)_mCl_{3n-m}$。碱式氯化铝是一种无机高分子化合物，其组成随原料及制作条件的不同而异，非单一固定的分子结构，而由各种络合物混合组成。

其分子量较一般凝聚剂大，但最大不过数千，比有机高分子絮凝剂的分子量小。

2）碱式氯化铝的絮凝体较硫酸铝的致密且大，形成快，易于沉降，混凝效果好。碱式氯化铝在混凝过程中消耗碱度少，适应的 pH 范围较硫酸铝宽且稳定。

3）碱式氯化铝的腐蚀性较小。

4）与硫酸铝比较，含 Al_2O_3 成分高，具有投药量少，节省药耗，降低制水成本等优点。

5）碱式氯化铝的混凝效果与盐基度关系密切。原水浊度越高，使用盐基度高的碱式氯化铝，其混凝沉淀效果好。当原水浊度在 80～10000NTU 时，相应的碱式氯化铝最佳盐基度在 40%～85%之间。我国目前生产的产品，其盐基度控制在 60%以上。

6）碱式氯化铝的外观状态与盐基度、制造方法、原料、杂质成分及含量等有关，与盐基度的关系可见表 7-6。

7）碱式氯化铝的稀释与投加与其他凝聚剂相同。投加浓度随原水浊度而异，最低浓度为 5%（以商品原液计），最浓可直接投加原液。

碱式氯化铝的外观 表 7-6

盐基度	状态		盐基度	状态	
	液体	固体		液体	固体
<30%		晶状体	>60%	无色透明液	玻璃状或树脂状
30%~60%		胶状体	>70%		不易潮介，易保存
40%~60%	淡黄色透明液				

碱式氯化铝与硫酸铝(液体)相比，冬季析出温度更低，碱式氯化铝为−18℃，硫酸铝为−12.4℃。

8) 碱式氯化铝的质量标准：

外观：灰褐色至灰白色液体。

相对密度(d_4^{20})：≥1.2。

Al_2O_3：≥10%(质量百分数)。

盐基度：50%~80%。

pH 值：3.5~4.5。

水不溶物：≤1%(质量百分数)。

碱式氯化铝产品本身是无毒的，据全国各地使用情况、净化后的生活用水一般均符合国家饮用水水质卫生标准。

但目前许多自来水厂自行生产碱式氯化铝，由于原料复杂，生产工艺各异，有些常带有有害重金属元素。因此在采用碱式氯化铝时，应严格符合适用于生活饮用水净化的混凝剂卫生要求。

7.1.1.4 铁盐凝聚剂

(1) 三氯化铁：

1) 三氯化铁 $FeCl_3$ 可采用将盐酸与铁屑作用生成二氯化铁溶液再用氯气氯化而得，或者将氯气直接通入浸泡铁屑的水中一步合成三氯化铁溶液。

2) 固体三氯化铁为黑棕色结晶，大部分为薄片状，属于六方晶系，吸湿性强，易溶于水。三氯化铁水溶液稀释时，能水解生成棕色絮状氢氧化铁沉淀，其水解率与浓度有关。

3) 三氯化铁的质量指标见表 7-7。

三氯化铁质量指标 表 7-7

项目	一级品	二级品	液体产品
ω($FeCl_3$)(%)	≥95	≥90	≥42
ω($FeCl_2$)(%)	<2	<4	≤0.25
ω(水不溶物)(%)	≤3	≤4	
ω(游离酸)(以 HCl 计)(%)			≤0.25

4) 三氯化铁腐蚀性强，不仅对金属有腐蚀，对混凝土也有较强腐蚀，使用中要有防腐措施。

5) 三氯化铁的混凝效果受温度影响小，絮粒较密实，适用原水的 pH 值约在 6.0~8.4 之间。

(2) 硫酸亚铁：

1) 硫酸亚铁又称绿矾，分子式为 $FeSO_4 \cdot 7H_2O$。

2) 硫酸亚铁在水中溶解时，将分解成二价铁离子和硫酸根离子。二价铁离子与水中碱度反应生成氢氧化亚铁，而二价铁化合物是一种可溶性物质，凝絮速度很慢，且受 pH 值的严格限制，因此一般需使其氧化成氢氧化铁 $Fe(OH)_3$。

3) 理论上当 pH>7 时二价铁可氧化为三价铁，但实际上却很难被完全氧化。因此只有当 pH 大于 8.5，且原水具有足够碱度和氧存在时应用硫酸亚铁絮凝才有较好效果。

4) 当水中溶解氧不足时，硫酸亚铁水解形成氢氧化铁胶体的过程很缓慢，此时可投加强氧化剂氯，直接将亚铁变为高铁。化学反应如下：

$$2FeSO_4 + 3Ca(HCO_3)_2 + Cl_2 = 2Fe(OH)_3 \downarrow + 2CaSO_4 + CaCl_2 + 6CO_2$$

氯的用量为 $FeSO_4 \cdot 7H_2O$ 的 1/8，故加氯量可按式(7-1)计算：

$$[Cl_2] = \left[\frac{a}{8} + (1.5 \sim 2)\right] \quad (mg/L) \tag{7-1}$$

式中　a　　硫酸亚铁投量(mg/L)，以 $FeSO_4 \cdot 7H_2O$ 计。

(3) 聚合硫酸铁：

1) 聚合硫酸铁又称聚铁，分子式为 $[Fe_2(OH)_n(SO_4)_{3-\frac{n}{2}}]_m$，式中 $n<2$，$m=f(n)$。

2) 聚合硫酸铁的产品指标如下：

外　观	棕红色粘稠液体	粘度[(20℃)/(MPa·s)]	11　以　上
相对密度(20℃)	1.45	pH 值	0.5
$\rho(Fe^{3+})(g \cdot L^{-1})$	160 以上	碱化度(%)	8.33～16.67
$\rho(Fe^{2+})(g \cdot L^{-1})$	1 以下		

3) 生产聚合硫酸铁的原料有铁矿石、铁屑、氧化铁盐、硫铁矿石等。首先用硫酸将上述物质溶解，然后用不同氧化剂将剩余亚铁离子氧化，以 $NaNO_2$ 作催化剂。盐基度取决于溶液中的硫酸根与铁离子的比例。

4) 聚合硫酸铁是硫酸铁在水解-聚合过程中的一种中间产物。在制备过程中，控制加酸量使 Fe^{3+} 盐发生水解、聚合反应。液体聚合硫酸铁中含有大量聚合阳离子，如 $[Fe_3(OH)_4]^{5+}$、$[Fe_4O(OH)_4]^{6+}$、$[Fe_6(OH)_{12}]^{6+}$ 等，可迅速发挥电中和和絮凝架桥作用。

5) 聚合硫酸铁的应用渐趋增多，主要是因为与低分子凝聚剂相比，其絮粒形成速度快、颗粒密度大、沉降速度快，对于 COD、BOD、色度等有一定去除效果，对于处理水的温度和 pH 值适应范围广，原料价格低廉，生产成本较低。

7.1.1.5　聚丙烯酰胺

(1) 聚丙烯酰胺絮凝特点：

1) 聚丙烯酰胺絮凝剂(PAM)俗称二号絮凝剂，是由丙烯酰胺聚合而成的有机高分子聚合物，无色、无味、无臭，能溶于水，没有腐蚀性。聚丙烯酰胺在常温下比较稳定，高温时易降解，并降低絮凝效果。

聚丙烯酰胺贮存应考虑防冻措施，室内温度不低于 2℃。

2）聚丙烯酰胺分子结构为

$$\left[\begin{array}{c} -CH_2-CH- \\ \quad\quad | \\ \quad\quad CONH_2 \end{array}\right]_n$$

结构式中丙烯酰胺分子量为71.08，n值为$2\times10^4\sim9\times10^4$，故聚丙烯酰胺分子量一般为$1.5\times10^6\sim6\times10^6$。

聚丙烯酰胺絮凝剂有很长的分子链，对水中的泥砂颗粒具有高效的吸附与架桥作用。

3）国产水处理剂聚丙烯酰胺有粉剂和透明胶状两种，详见《水处理剂聚丙烯酰胺》(GB 17514—1998)。目前国内较多采用含量为85%以上的粉剂产品。粉剂产品便于运输，且产品质量稳定、单体含量小，因而有逐渐替代胶体产品的倾向。

4）聚丙烯酰胺是处理高浊度水最有效的高分子絮凝剂之一，可单独使用，也可与混凝剂同时使用。当含砂量为10～150kg/m³时，效果显著，既可保证水质，又可减少混凝剂用量和一级沉淀池的容积。

5）聚丙烯酰胺的水解：

① 聚丙烯酰胺产品有非水解产品和水解产品。据兰州市给排水公司试验结果，当浑液面沉速相同时，各种药剂的用量比例为：

自行水解：生产厂水解产品：非水解产品＝1：2～3：5～6。

处理效果以自行水解药剂最好。直接使用非水解产品一般仅在小型净水厂或高浊度水延续时间很短时采用。

② 聚丙烯酰胺在氢氧化钠等碱类的作用下，可起水解反应，使聚丙烯酰胺的呈卷曲状的长分子链展开，增加吸附面积和提高架桥能力。目前在处理高浊度水中，一般均使用水解度为30%左右的聚丙烯酰胺水解体。其单体的水解反应方程式如下：

$$(CH_2-\underset{\displaystyle CONH_2}{\underset{|}{CH}})+NaOH=(CH_2-\underset{\displaystyle COONa}{\underset{|}{CH}})+NH_3\uparrow$$

③ 聚丙烯酰胺的水解度：水解度——即水解时聚丙烯酰胺分子中酰胺基转化为羟基的百分数。聚丙烯酰胺水解反应生成聚丙烯酸钠，使其成为丙烯酰胺和丙烯酸钠的共聚物，分子结构式为

$$\left(-\underset{\displaystyle CONH_2}{\underset{|}{CH}}-CH_2-\underset{\displaystyle COONa}{\underset{|}{CH}}-CH_2-\underset{\displaystyle CONH_2}{\underset{|}{CH}}-CH_2\right)_n$$

其中丙烯酸钠在水中易电离成$RCOO^-$和Na^+，使聚丙烯酰胺的共聚物(水解体呈阴离子型。

聚丙烯酰胺水解的结果，使非离子型变成阴离子型，在链节静电斥力的作用下，使卷曲状的分子链展开拉长，提高吸附、架桥的絮凝效果。但如果水解过度使水中负电荷离子过强，则反而影响对天然水中阴离子型粘土类胶粒的吸附作用。根据兰州等地实践，以30%的水解度为宜。

④ 水解度的控制：由于聚丙烯酰胺水解时有氨气放出，因此判别聚丙烯酰胺絮凝剂是否成为水解体较为简单，只需用有无氨味来区别。

⑤ 影响聚丙烯酰胺溶液水解度的因素有：加碱比、溶液的浓度、水解时间和水解温度，一般要通过试验确定。

ⅰ. 溶解搅拌时间：一般为 0.75～1h，但提高水温和搅拌速度，可以加快絮凝剂的溶解速度，但温度最高不超过 55℃，否则将降低絮凝效果。

ⅱ. 水解时间：一般水解时间 8～48h 或更长时间（根据 NaOH 的投加量而定）。

（2）聚丙烯酰胺的投加量及浓度：

1）投加量确定：聚丙烯酰胺絮凝剂在处理不同浊度时的投加量，一般以原水混凝试验或相似水厂的生产运行经验确定。

2）允许的最大投加量：

① 聚丙烯酰胺本体是无害的，而聚丙烯酰胺产品有极微弱的毒性，主要由于产品中含未聚合的丙烯酰胺单体和游离丙烯腈所致。

经十余年毒理试验表明，如采用丙烯酰胺单体含量以干重计小于 1%（相当于以商品重量计，小于 0.08%）的产品，并控制投加量，对人体是无害的。降低聚丙烯酰胺产品中丙烯酰胺单体含量，有可能提高投加量。

② 生活饮用水处理的聚丙烯酰胺允许投加量不能超过表 7-8。

生活饮用水中聚丙烯酰胺允许投加量　　表 7-8

聚丙烯酰胺最高容许浓度(mg/L)	
经常使用	非经常使用
1.0	2.0

注：1. 经常使用指每年使用时间超过 1 个月。

2. 非经常使用指每年使用时间不超过 1 个月。

③ 卫生部颁布的《生活饮用水卫生规范》规定生活饮用水中丙烯酰胺单体含量应小于 0.5μg/L。

3）投加浓度：聚丙烯酰胺溶液的投加浓度以越稀越好，但浓度太稀会造成庞大的投加设备，一般投加浓度以 0.5%～2%为宜。

4）投加聚丙烯酰胺时，必须设置计量设备进行较准确的计量，并应注意对计量设备本身的标定和经常校验。

（3）聚丙烯酰胺产品标准：国家标准（GB 17514－1998）对聚丙烯酰胺产品划分为优等品、一等品和合格品，分别可适用于饮用水处理和污水处理，其各项指标见表 7-9。

水处理剂聚丙烯酰胺产品标准　　表 7-9

项目		指标		
		饮用水用	污水处理用	
		优等品	一等品	合格品
固体量（固体）(%)	≥	90.0	90.0	87.0
丙烯酰胺单体含量（干基）(%)	≤	0.05	0.10	0.20
溶解时间（阴离子型）(min)	≤	60	90	120
溶解时间（非离子型）(min)	≤	90	150	240

续表

项目		指标		
		饮用水用	污水处理用	
		优等品	一等品	合格品
筛余物(1.00mm 筛网)(%)	≤	5	10	10
筛余物(180μm 筛网)(%)	≥	35	80	80

注：1. 胶体聚丙烯酰胺的固含量应不小于标称值。

2. 用户对产品粒度有特殊要求时，可另订协议。

7.1.1.6 活化硅酸

(1) 活化硅酸(活化水玻璃)是在水玻璃($Na_2O \cdot xSiO_2 \cdot yH_2O$ 硅酸钠)溶液中，能起助凝作用的聚合硅酸胶体。利用水玻璃做助凝剂时，首先要投加活化剂，中和掉水玻璃溶液中的 Na_2O，将 $xSiO_2$ 游离出来，与水分子结合生成原硅酸。

(2) 水玻璃原液的 pH 值很高，达 12～13，硅酸主要以负二价的硅酸离子形态存在，中性原硅酸极少。当投加活化剂使 pH 下降到 10～9 以下时，才能不断游离出中性原硅酸单体，并在溶液中产生缩聚过程，经羟基桥联和氧基桥联形成阴离子型的无机高分子。

$$H_2SO_4 + Na_2O \cdot xSiO_2 \cdot yH_2O \longrightarrow Na_2SO_4 + xSiO_2 + (y+1)H_2O$$

$$SiO_2 \cdot yH_2O \longrightarrow Si(OH)_4$$

$$2Si(OH)_4 \rightarrow HO\text{—}\underset{\underset{OH}{|}}{\overset{\overset{OH}{|}}{Si}}\text{—}O\text{—}\underset{\underset{OH}{|}}{\overset{\overset{OH}{|}}{Si}}\text{—}OH + H_2O$$

(3) 活化硅酸具有四面体状构造，可以发展成为线状、分支链状和球状等，取决于活化反应的条件。它是聚合反应过程中的中间产物，聚合不足助凝效果差，聚合过度生成凝胶而失效。一般以适当的中和度和活化度来控制。

中和度是投加活化剂所中和的碱度与总碱度(中和至中性时的碱度)之比。中和度越高，聚合反应越快，如掌握不好，易成冻失效。反之产生的聚合硅酸将不足。

水玻璃溶液加酸后，经过一段时间可变成胶冻，此时间为成冻时间。一般加酸后经过一段时间，使达到良好的聚合状态即使用，这段时间称活化时间。活化时间与成冻时间之比称为活化度。活化初期及末期助凝效果均差。

(4) 用于活化硅酸的物质称为活化剂，活化剂一般用硝酸，也可以用盐酸、氯、碳酸氢钠、硫酸铝、二氧化碳和硫酸铵。

(5) 活化剂的用量及活化程度控制：

1) 采用硫酸作活化剂时，硫酸的用量可按酸化度计算：

$$P = \frac{\text{硫酸重量}}{\text{水玻璃中 } Na_2O \text{ 重量}} \times 100\% \tag{7-2}$$

式中 P——酸化度，可采用 75%～100%，实际使用通常为 80%～85%(当酸化度达 158%时，SiO_2 可能全部游离出来)；

硫酸重量——按纯硫酸计；

水玻璃中 Na_2O 重量——不同的商品规格中含量不同，按选用商品纯度计算。

加酸量越多，水玻璃成分中的 SiO_2 游离越充分，因此聚合而生成的聚硅酸 $xSiO_2$ 亦多、

但游离硅酸浓度过高，将使聚合速度过快，易使聚硅酸过早地形成冻胶而失效。如投酸量不足，游离硅酸浓度过低，将降低缩聚反应速度，使聚合度不够而影响聚硅酸的助凝效果。故控制投酸量较为重要。

聚硅酸的分子量以在 $10^4 \sim 10^7$ 之间较好，达 10^8 以上或不足 10^4 都将影响助凝效果。

2）活化剂的用量可按表 7-10 采用。

活化剂用量　　表 7-10

活化剂名称	分子式	活化剂：SiO_2	活化剂名称	分子式	活化剂：SiO_2
氯	Cl_2	0.5：1	碳酸氢钠	$NaHCO_3$	0.35：1
盐　酸	HCl	0.33：1	硫酸铝	$Al_2(SO_4)_3 \cdot 18H_2O$	0.8：1
硫　酸	H_2SO_4	0.4：1			

3）剩余碱度：在活化水玻璃时，应将活化剂缓缓注入水玻璃水溶液中，同时加以搅拌。开始时，溶液无色透明，流动性良好，随着活化时间的增加，溶液逐渐变成乳白色，透明度降低，流动性变差，最后成为乳白色无流动性胶冻。生产实践证明：当溶液呈淡白色（带有微蓝色）时，助凝效果最好。作助滤剂时，采用活化初期的活化硅酸效果明显。

加酸量的多少一般不以 pH 控制，而以加酸后的水玻璃溶液剩余碱度来控制。加酸时，应随加随检验，根据经验，宜控制碱度达 1100～2100mg/L（以碳酸钙计）。对于不同碱度的原水，和不同商品规格的水玻璃，以及同一水源不同的水温，其投酸量（或剩余碱度）亦应有所变化。

剩余碱度还与水玻璃溶液中 SiO_2 含量有关。

在活化水玻璃，制取聚硅酸时，需先将水玻璃进行稀释，一般采用的稀释浓度为 1%、1.5%、2.0%SiO_2 含量。稀释液中 SiO_2 含量高时，应相应提高剩余碱度控制值；反之则需适当降低。

4）活化（缩聚反应）时间：当水玻璃溶液加酸后，即产生聚合反应，并能持续地进行。过长的活化时间将使生成的聚硅酸超越有效助凝范围，助凝效果反而不理想。一般采用的活化时间为 1～1.5h，不超过 2h，不少于 45min。

当到达一定活化时间后，为保持聚硅酸所具有的良好助凝状态，应中止及减缓继续活化反应。一般可采用加水稀释办法（加水 3～5 倍体积）。

制备好的聚硅酸助凝剂溶液，必须在规定的有效时间内用去，一般有效助凝时间为 4～12h。

7.1.2　药剂投加系统

药剂的调制在水厂内是劳动强度较大的工作，为使加药系统操作方便，除了布置合理外，还应尽量提高机械化操作水平或采用水力调制，以减轻劳动强度。加药系统应考虑设置投药计量设备，以控制投加量。在有条件的地方，尽可能采用自动投药装置。

投药系统的设计取决于所使用的药剂品种、产品状态（如固、液、气态等）、投药方法、加注方式等因素。

7.1.2.1　投药方法及方式

（1）常用药剂投加方法有干投法及湿投法两种，其优缺点的比较见表 7-11。

投药方法优缺点比较 表 7-11

投加方法	优点	缺点
干投法	1. 设备占地小 2. 设备被腐蚀的可能性较小 3. 当要求加药量突变时，易于调整投加量 4. 药液较为新鲜	1. 当用药量大时，需要一套破碎混凝剂的设备 2. 混凝剂用量少时，不易调节 3. 劳动条件差 4. 药剂与水不易混合均匀
湿投法	1. 容易与原水充分混合 2. 不易阻塞入口，管理方便 3. 投量易于调节	1. 设备占地大 2. 人工调制时，工作量较繁重 3. 设备容易受腐蚀 4. 当要求加药量突变时，投药量调整较慢

水厂的药剂，除石灰外，一般多采用湿投法。

(2) 投加方式一般有重力投加和压力投加两种：

1) 当采用水泵混合时，药剂加在泵前吸水管或吸水井喇叭口处，一般采用重力投加。为了防止空气进入水泵吸水管内，须设一个装有浮球阀的水封箱(见图 7-2)。

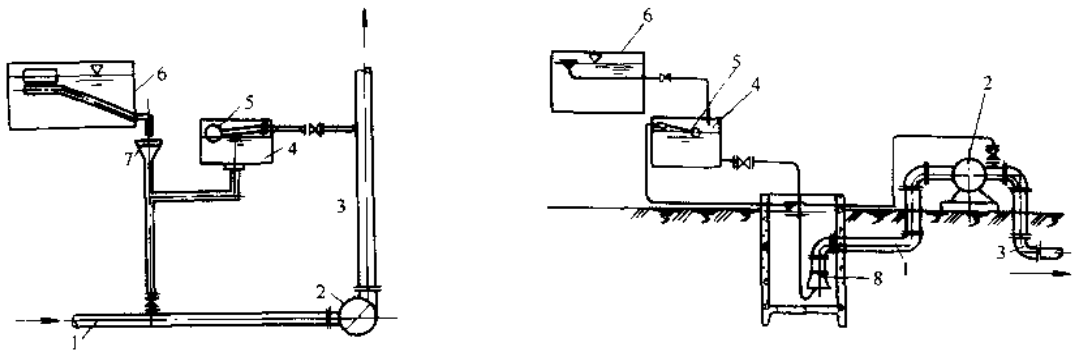


图 7-2 泵前重力投加

(a)吸水管处投加；(b)吸水喇叭口处投加

1—水泵吸水管；2—水泵；3—出水管；4—水封箱；5—浮球阀；6—溶液池；7—漏斗；8—吸水喇叭口

若溶液池位置高于加注点进水管压力时也可采用重力投加见图 7-3。

2) 在大多数情况下，水厂的投药系统多采用压力投加。压力投加可采用水射器(见图 7-4)或计量泵(见图 7-5)。

3) 各种投加方式的优缺点及适用条件见表 7-12。

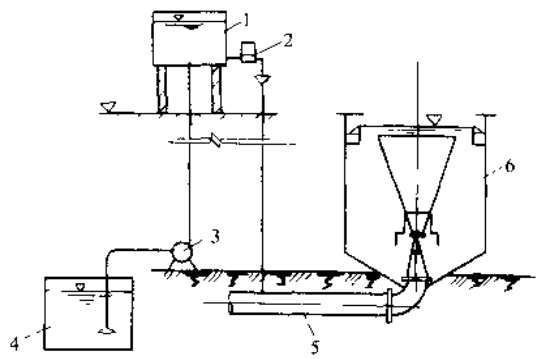


图 7-3 高架溶液池重力投加

1—溶液箱；2—投药箱；3—提升泵；4—溶液池；5—原水进水管；6—澄清池

7.1.2.2 湿式投加系统

固体药剂的湿式投加系统包括：药剂的搬运、调制(溶解)、提升、储液、计量和投加。此外，尚需考虑排渣等设施。

液体药剂的调制主要是进行稀释，以

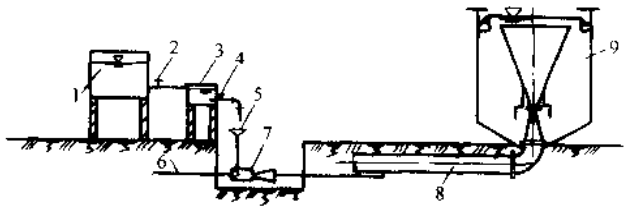


图 7-4　水射器压力投加

1—溶液池；2、4—阀门；3- 投药箱；5—漏斗；6—高压水管；7—水射器；8- 原水进水管；9—澄清池

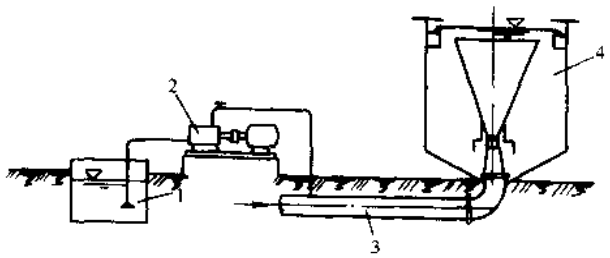


图 7-5　计量泵压力投加

1--溶液池；2 -计量泵；3- 原水进水管；4 -澄清池

投加方式优缺点比较　　表 7-12

投加方式	作用原理		优缺点	适用情况
重力投加	建造高位药液池，利用重力作用将药液投入水内		优点：操作较简单、投加安全可靠 缺点：必须建造高位药液池，增加加药间层高	1. 中小型水厂 2. 考虑到输液管线的沿程水头损失，输液管线不宜过长
压力投加	水射器	利用高压水在水射器喷嘴处形成的负压将药液吸入并将药液射入压力水管	优点：设备简单，使用方便，不受药液池高程所限 缺点：效率较低，如药液浓度不当，可能引起堵塞	各种水厂规模均可适用
	加药泵	泵在药液池内直接吸取药液，加入压力水管内	优点：可以定量投加，不受压力管压力所限 缺点：价格较贵，养护较麻烦	适用于大中型水厂

满足要求的浓度。

混凝剂的湿式投加系统见图 7-6。

(1) 调制方法与计算：

药剂调制一般采用水力、机械、压气等方法。表 7-13 为各种调制方法的适用条件，供选用时参考。

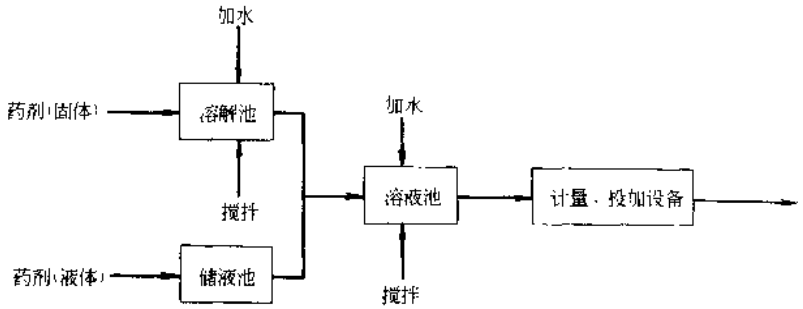
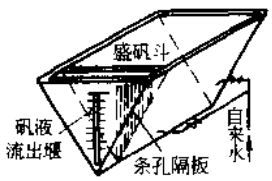
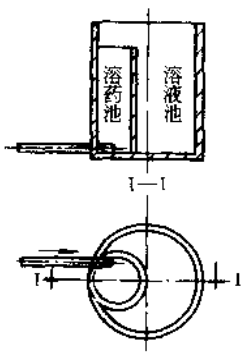
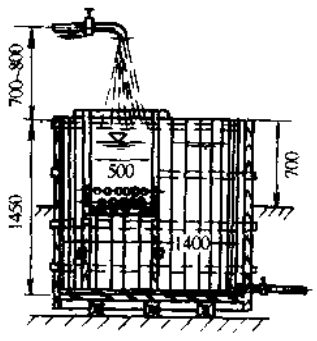
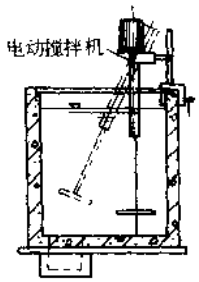
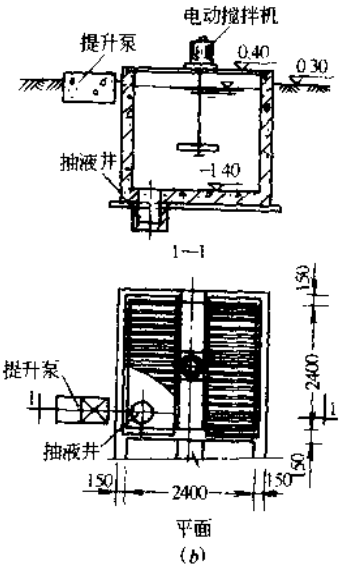
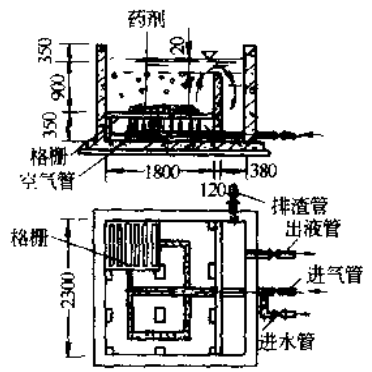


图 7-6 混凝剂投加系统

各种调制方法 **表 7-13**

调制方法	图示	适用条件	一般规定
水力调制	 (a)  (b)  (c) (a) 水力溶矾 (b) 水力溶矾 (c) 水力淋溶	1. 中、小型水厂和易溶解的药剂 2. 可利用水厂出水压力，节省机电等设备	1. 溶药池容积约等于三倍药剂用量 2. 压力水水压约为 0.2MPa

续表

调制方法	图　示	适用条件	一般规定
机械调制	 (a)  (b) (a) 小型旁入式搅拌 (b) 大、中型中心式搅拌	各种不同药剂和各种规模水厂。使用较普遍、一般旁入式用于小型水厂；中心式用于大中型水厂	1. 搅拌叶轮可用电机或水轮带动，并根据需要考虑有转速调整装置 2. 搅拌设备须采取防腐措施，尤其在使用三氯化铁药剂时
压缩空气调制		较大水厂与各种药剂	不宜用作较长时间的石灰乳液连续搅拌

溶液池和溶解池的容积可按下式计算：

1）溶液池容积（也适用于石灰乳液池及消解池容积计算）：

$$W_1 = uQ\frac{1}{417bn} \quad (m^3) \tag{7-3}$$

2）溶解池容积（亦称搅拌池）

$$W_2 = (0.2\sim0.3)W_1 \quad (m^3) \tag{7-4}$$

式中 Q ——处理水量（m^3/h）（或需碱化的水量）；

u ——混凝剂最大投量，按无水产品计（mg/L）；石灰最大用量按 CaO 计（mg/L）；

b——溶液浓度（%），混凝剂溶液一般采用 5～20（按商品固体混凝剂重量计算），或采用 5～7.5（扣除结晶水计算），石灰乳液采用 2～5（按纯 CaO 计算）；

n—— 每日调制次数，一般不宜超过 3 次。

当采用压缩空气搅拌时，主要设计数据如下：

1）空气供给强度：溶解池为 8～10L/（s·m^2）

溶液池为 3～5L/（s·m^2）

2）空气管流速 10～15m/s

3）孔眼流速 20～30m/s

4）孔眼直径 3～4mm

5）支管间距 400～500mm

（2）调制设备：一般包括溶解池（搅拌池或搅拌罐）、溶（贮）液池，搅拌设备等。

1）溶解池：

① 为便于投加药剂，溶解池高程一般以设置在地坪面以下为宜，池顶高出地面约 0.2m；当采用水力淋溶时，池顶宜高出地面 1m 左右，以改善操作条件。

② 溶药池底坡度不小于 0.02，池底应有排渣管，池壁须设超高防止搅拌溶液时溶液溢出。

③ 溶液池一般采用钢筋混凝土池体，内壁需进行防腐处理（防腐处理详见给水排水设计手册第 1 册《常用资料》）。一般内壁涂衬环氧玻璃钢、辉绿岩、耐酸胶泥贴瓷砖或聚氯乙烯板等，当所用药剂腐蚀性不太强时，亦可采用耐酸水泥砂浆。当采用三氯化铁时，由于在调制时发热，故不宜采用聚氯乙烯等遇热会引起软化变形的材料。

④ 投药量较小时，亦可在溶液池上部设置淋溶斗以代替溶药池，使用时将药剂置于淋溶斗中，经水力冲溶后的药剂溶液流入溶液池，见表 7-13。

2）溶液池：

① 一般为高架式设置，以便能重力投加药剂。池周围应有工作台，池底坡度不小于

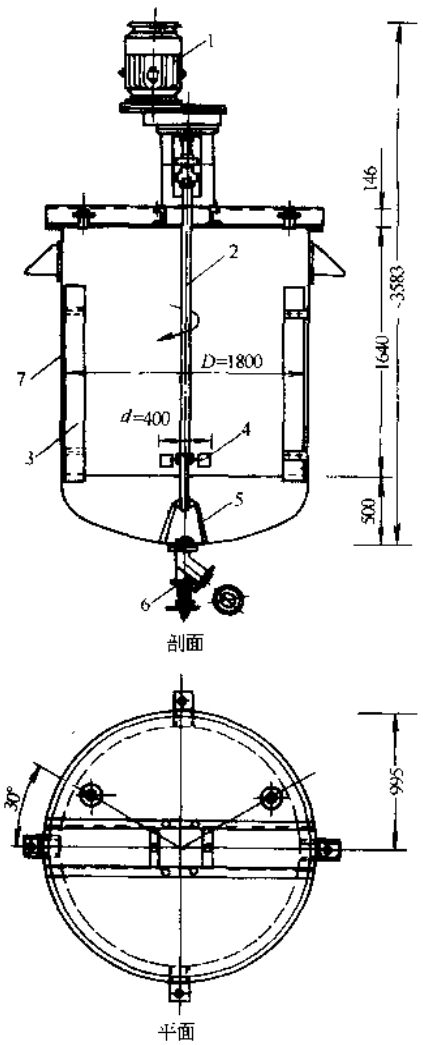


图 7-7 3.5m^3 聚丙烯酰胺絮凝剂搅拌罐通用图

1 电动机；2- 主轴；3—挡板；4--搅拌桨；5- 底轴承；6—放料阀；7--罐体

0.02，底部应设置排空管；必要时在池内最高工作水位处设溢流装置。

② 投药量较小的溶液池，可与溶药池合并为一个池子；底部需考虑一定的沉渣高度。

③ 稀释后的聚丙烯酰胺溶液，不可使用铁制容器贮存，以免降低使用效果。

3）聚丙烯酰胺搅拌罐：

聚丙烯酰胺絮凝剂的搅拌罐，是溶解配制絮凝剂溶液的特殊机械装置，搅拌转速一般为400～1000r/min。

中国市政工程西北设计院编制的五套常用容积的絮凝剂搅拌罐标准图（见图7-7），规格为1.5、2.5、3.5、4.5、5m³五种，可供选用。

4）石灰消化设备：石灰消化投加系统中的主要设备一般有：受料槽、电磁振动输送机、斗式提升机、料仓、插板闸、消石灰机、排渣器和搅拌罐等见图7-8。

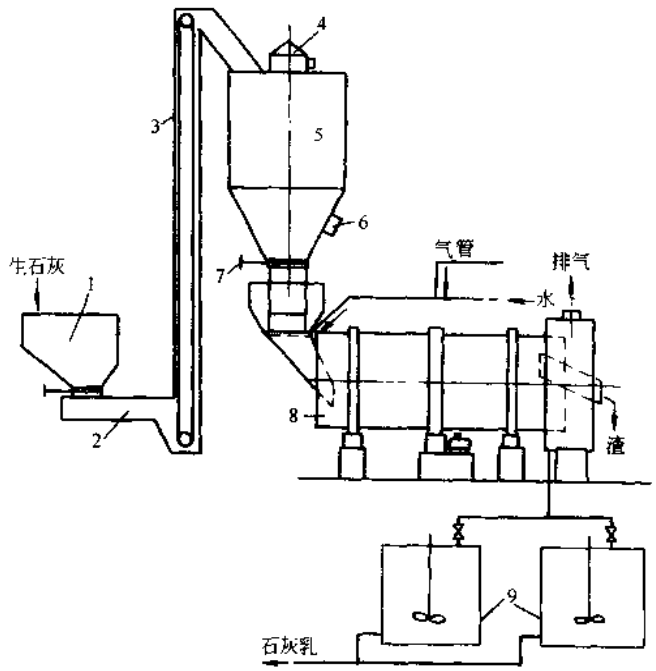


图7-8　石灰投加系统

1—受料槽；2—电磁振动输送机；3—斗式提升机；4—料仓过滤器；5—料仓；6—振动器；7—插板闸；8—消石灰机；9—搅拌罐

用于水处理的消石灰机有两种，一种是开式回转圆筒型，适用于大粒径生石灰的消化（最大粒径可达70～80mm），另一种是封闭式捏和搅拌机型，适用于小粒径生石灰的消化（最大粒径小于38mm）。有关消石灰机设计详见给水排水设计手册第9册《专用机械》。

（3）药液提升设备：由搅拌池或储液池到溶液池，以及当溶液池高度不足以重力投加时，均需设置药液提升设备，最常用的是耐腐蚀泵和水射器。

常用的耐腐蚀泵有以下几种形式：

1）耐腐蚀金属离心泵：型号有IH、IHC等，其过流部件的材料采用耐腐蚀的金属材料，如1Cr18Ni9Ti、Cr18Ni12Mo2Ti等。另一种为泵体采用金属材料、但其过流部件采用耐腐蚀塑料，如聚丙烯等，型号有FS等，这种泵较常用。

2）塑料离心泵：其泵体用聚氯乙烯等塑料制成，型号有101、102、103、104型等。

3）耐腐蚀液下立式泵：型号有FYS型等，这种泵的泵体及加长部件均采用耐腐蚀金属材料制成，适宜用于地下储液池等场合。液下立式泵的示意见图7-9。

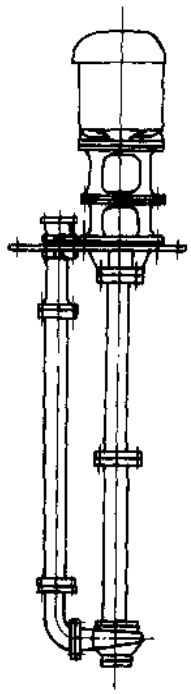


图7-9 耐腐蚀液下立式泵

此外，还有耐腐蚀陶瓷泵、玻璃钢泵等，但较少采用。

水射器虽然效率较低，但使用方便、设备简单、工作可靠，因而曾被广泛使用于加药系统。但由于耐腐蚀泵的品种增多、质量提高，水射器在大中型水厂中的使用已日益减少。

图7-10系一般采用的水射器。这种水射器的效率最高可达30%。水射器的设计和计算详见给水排水设计手册第9册《专用机械》。

（4）投加计量设备：常用的投加计量设备有计量泵、转子流量计、孔口、浮杯。此外，尚有虹吸计量、三角堰计量等，但较少采用。计量泵由于计量精度高、可实现自动调节投加，尽管价格高，系统较复杂，仍被广泛采用。

1）孔口计量：孔口计量系利用在恒定浸没深度下孔口自由出流的流量为稳定流量来进行计量（见图7-11），流量的大小可通过改变孔口面积来调节，常用有苗嘴和孔板等形式。采用孔

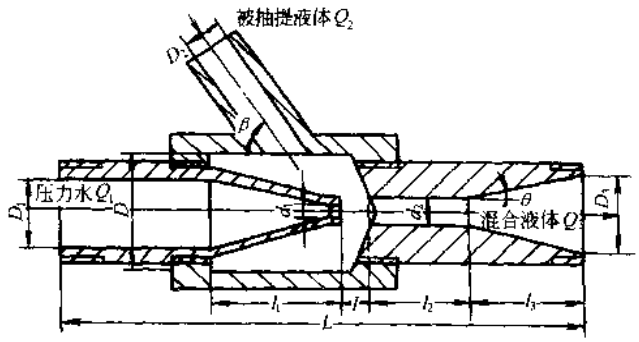


图7-10 水射器

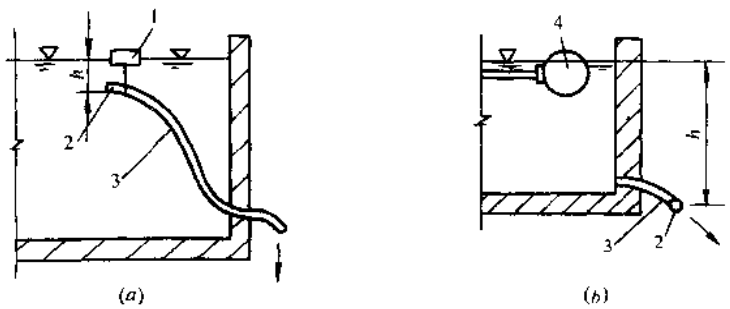


图7-11 恒位加注

(a)(b)为两种加注形式

1—浮体；2—孔口；3—软管；4—浮球阀

口计量时，一般需设平衡箱。

2）浮杯计量：浮杯计量设备是利用浮体在溶液中的固定浸没深度 h 或液位差以达到恒定出流，适用于溶液池变液位的场合，是一种小型计量设备，见图 7-12。在液位较低时，易产生出液管压扁或上浮等现象，影响投加量的准确性。

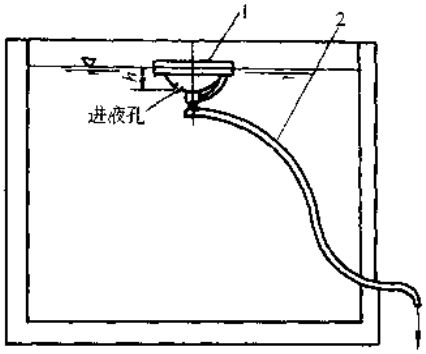


图 7-12　浮杯计量系统

1　浮杯；2　出液软管

3）转子流量计投加器：转子流量计是在锥形玻璃计量管中加以转子，当气体或液体流过锥形计量管时，推动管内转子升降达到计量目的。转子流量计投加器是以 PC 型转子流量计为计量元件，配以控制调节阀、水射器、澄清器或过滤器等单元组合成的溶液投加器。此类投加器已有定型产品，如 MLY 型（见图 7-13）和 BQ 型（见图 7-14），其投加量范围均为每台 0.5～350L/h（以清水计）。

设计采用转子流量计投加器时需注意：

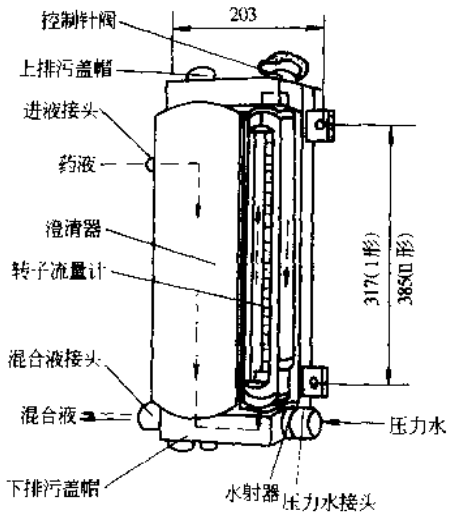


图 7-13　MLY 型溶液投加器外形尺寸

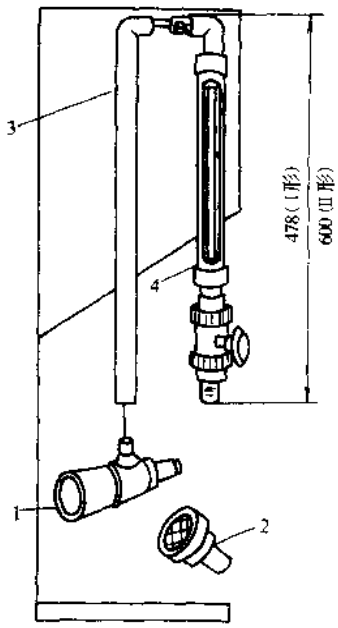


图 7-14　BQ 型转子投药器外形尺寸

1—S_{124} 水射器；2—过滤网；

3—连接管；4—BQ 转子流量计

① 必须垂直安装，不允许倾斜，可安装于墙壁上，也可设支架地面安装。

② 压力水压力和水量应符合产品的要求。

③ 采用重力投加（不配水射器）时，流量计高度应低于溶液池液位，采用水射器压力投加时，溶液池液位不能低于水射器有效抽吸高度，同时投药点水位或背压不能高于水射器的有效射出压力。

④ 配备必要的溶液过滤器，防止计量仪堵塞。

⑤ 经常清洗锥形管内壁与浮子，不使结垢而影响观测与计量精度。

4）加药计量泵：最常用的加药计量泵为隔膜式计量泵，其构造示意见图 7-15。隔膜泵的基本部件和作用如下：

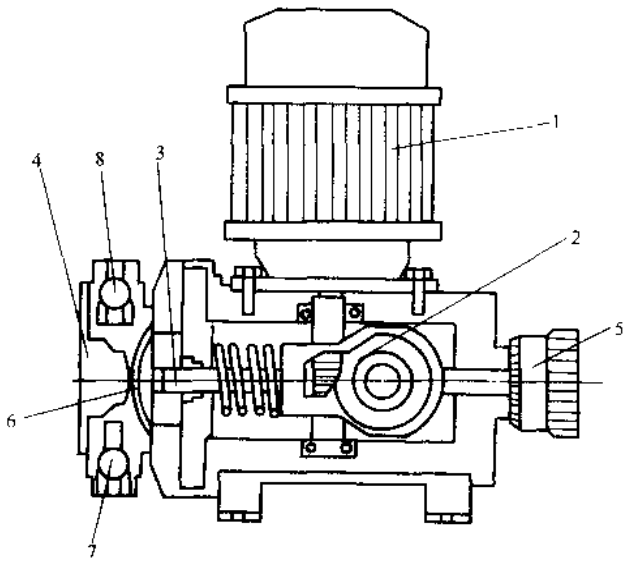


图 7-15 隔膜式计量泵结构示意

1 电动机；2 - 齿轮机构；3—活塞；4—泵头；5—冲程长度调节旋钮；6—隔膜；7 -吸入口及单向阀；8 排出口及单向阀

① 驱动器：常用为电动机，为了能改变转速从而达到调节加药量，可采用变频调速电机；

② 齿轮机构：将电动机的转速转变成可往复运动的冲程。

③ 活塞：由活塞通过腔内的液体或者由活塞直接推动泵头中的隔膜作往复运动，从而吸入、排出溶液。

④ 泵头：包括隔膜、吸入口和排出口的球型单向阀。当隔膜后退时，吸入口单向阀打开，同时排出口单向阀关闭，吸入溶液至泵头内；当隔膜前进时，吸入口单向阀关闭，同时排出口单向阀打开，将泵头内的溶液压出泵头。由于在一定的活塞冲程长度条件下，泵头腔内体积固定，因而每一次吸入、排出的溶液体积也不变，达到定量加注药剂的目的。

⑤ 冲程调节器：用来调节冲程的长度，一般在泵体上设有调节旋钮，可手动调节，也可附配冲程长度调节伺服电机等实现自动调节。

计量泵具有通过改变电机转速（即改变冲程频率）或改变冲程长度来调节加注量的功能。设计和生产中可按照水厂净水和加药的工艺要求，合理确定调节方式。

计量泵加注系统按照所投药剂、计量泵类型等的不同可有不同的配置，但从保证计量准确、运行安全等考虑，其基本配置大致相同。图 7-16 为基本配置的典型示例，基本配置包括：

① 计量泵校验柱：一般为一透明的柱体，表面标有刻度，其作用是用来校验计量泵的加注量。如在校验柱的底部设置一液位检测仪，还可在液位降低至低限时，发出信号强制关闭计量泵，以保证计量泵的安全运行。

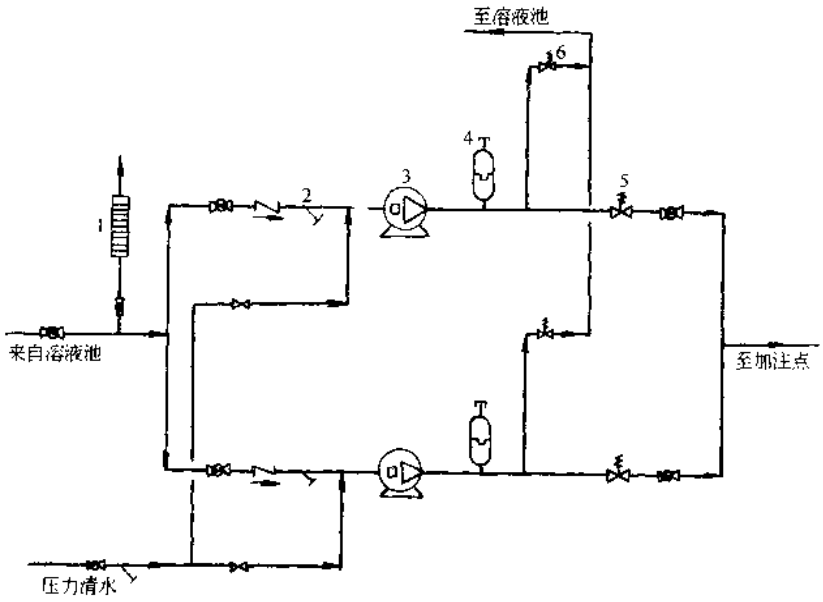


图 7-16　计量泵加注系统基本配置示例

1　计量泵校验柱；2—过滤器；3—计量泵；4—脉冲阻尼器；5—背压阀；6—安全释放阀

② 过滤器：过滤溶液中的杂质，保证计量泵安全和正常运行。

③ 脉冲阻尼器：将计量泵输出的脉冲流转化成稳定的连续流。

④ 背压阀：在投加点的背压小于 0.1MPa 情况下，需设置背压阀，使计量泵保持一定的输出压力，保证正常运行。

⑤ 安全释放阀：当由于投加管路发生阻塞等原因引起投加压力过高时，可通过释放阀自动将药液释放回流至溶液池，保证计量泵的安全。有些计量泵的泵头上已设有安全释放阀，则可不再另外设置。

⑥ 用于管路、计量泵发生阻塞的压力清水清洗系统，需注意其水压力不能大于计量泵的最大工作压力。

计量泵设计和使用需注意以下问题：

① 选用合适的计量泵。各生产厂的产品各具特点，设计时需根据水厂的加药工艺和使用要求选择合适的计量泵。一般水厂混凝剂加注的计量泵主要为液压驱动隔膜泵和机械驱动隔膜泵。前者的流量范围更宽广些，后者单泵流量一般在 1500L/h 以下。柱塞泵则适用于投加压力特别高的场合。计量泵的材质是影响其性能、使用寿命和价格的重要因素。泵头材料一般采用聚氯乙烯、聚丙烯和不锈钢等；隔膜材质各产品各有特点，常用聚四氟乙烯（PTFE 膜）、用聚四氟乙烯等特殊材料进行表面处理的合成橡胶、强化尼龙复合膜等。其他如计量泵吸入口、出口球型单向阀、密封材料等也需加以注意。

② 为计量准确和实现自动控制调节加注量，一般每一个加注点设一台或一台以上加注泵，不宜采用 2 个或 2 个以上的加注点共用 1 台加注泵。在大型水厂或加注量大的场合，为减少加注泵台数，可采用有多个泵头的加注泵。

③ 设计中应设足够的备用台数，一般小型水厂可设 1 台，大中型水厂或工作泵台数较

多(4台以上)宜设2台或2台以上的备用泵。此外,同一水厂或同一加注系统中,应尽量采用相同型号和规格的计量泵,并配备足够的易损件和备件。

④ 投加特殊药剂(加碱、酸的加注系统)应注意计量泵及系统配件材质的耐腐蚀要求。

⑤ 当生产管理上有监测实际投加量要求时,可利用某些计量泵所具有的冲程频率和长度的反馈信号,积算出实际加注流量,或者在输液管上安装流量仪。

7.1.2.3 药剂自动投加系统

(1) 投加系统:药剂配制和投加的自动控制指从药剂配制、中间提升到计量投加整个过程均实现自动操作。从20世纪90年代初开始,随着投加设备、检测仪表和自动控制等水平的提高,自动投加方式已在设计和生产中得以实现。自动配制和投加系统除了药剂的搬运外,其余操作均可自动完成。

图7-17为常用混凝剂的自动溶解、提升、储存并用计量泵投加的系统示意。

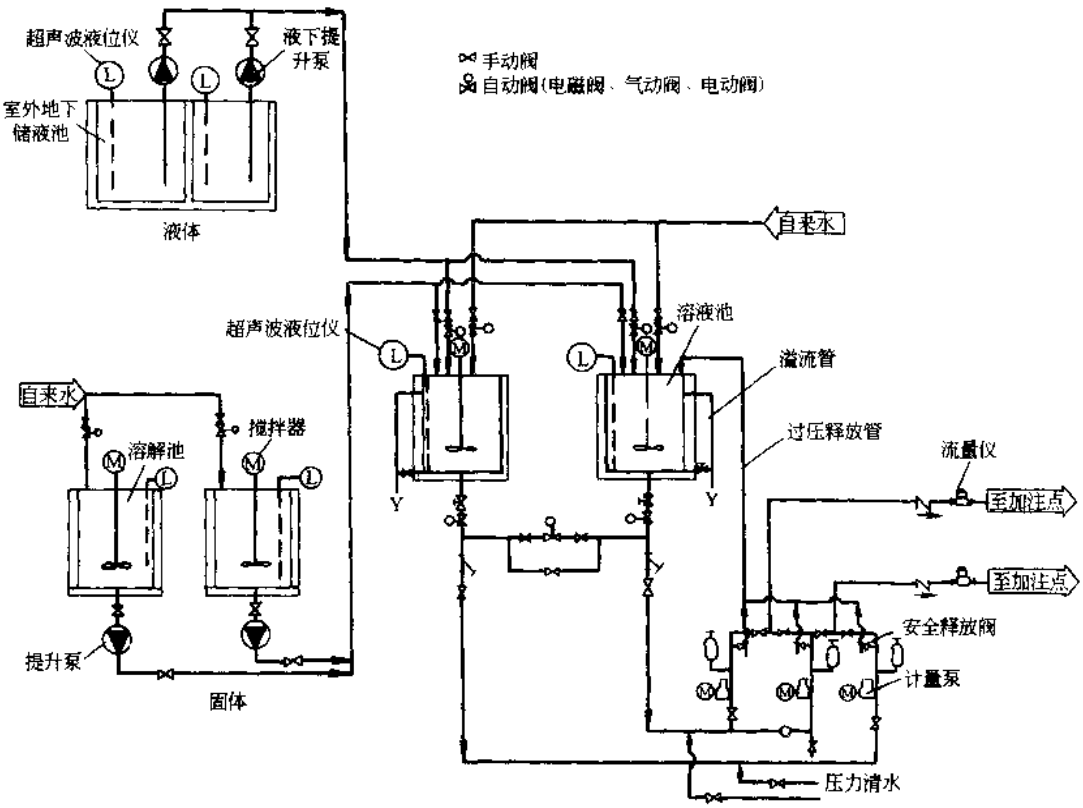


图7-17 自动配制和投加的加药系统

图7-18为石灰的自动配制和投加系统。石灰送料器和稀释水系统分别向溶解池送入石灰粉和稀释水,配制成1%~2%浓度的石灰溶液。石灰溶液从溶解池溢流至调节池和溶液池,用螺杆泵输送到投加点。石灰送料器和稀释水由安装在溶液池的水位仪控制。水位仪设三个水位信号,高、中水位控制送料器和稀释水电磁阀的启、闭,低水位信号送到螺杆泵控制器,以防止水位过低螺杆泵空转。螺杆泵的投加量由pH仪送出信号通过控制器控制螺杆泵调频电机转速来调节。

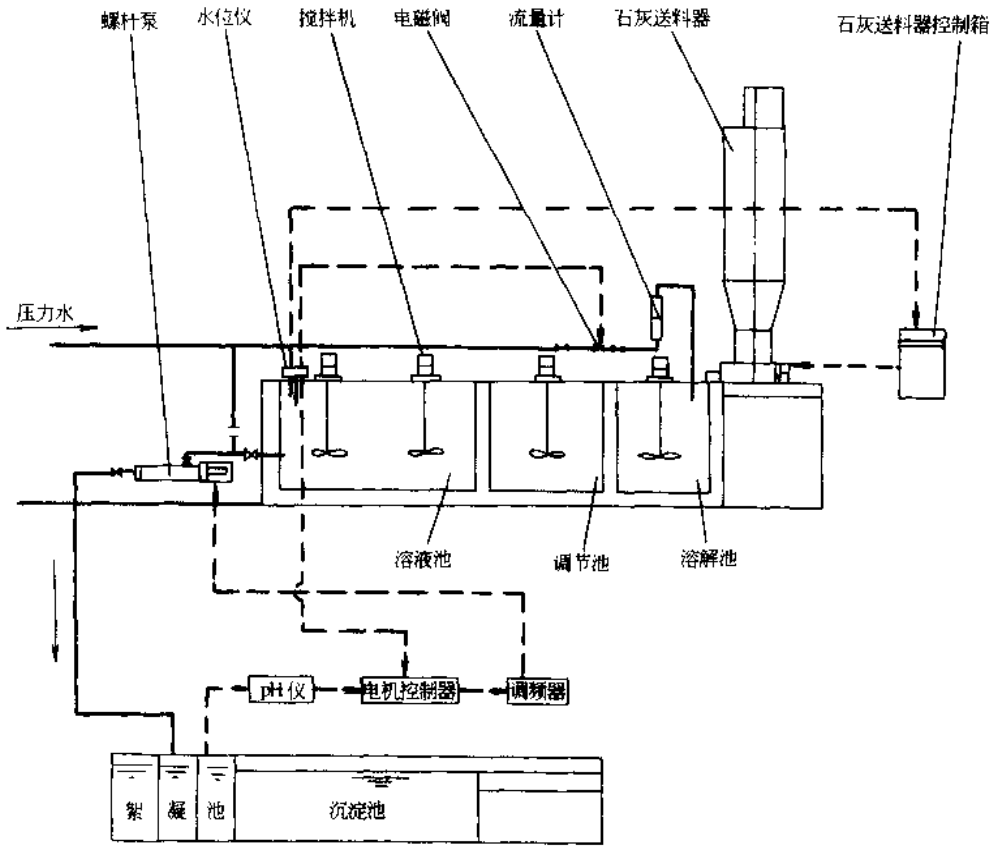


图 7-18　石灰投加控制系统

(2) 混凝剂投加量的自动控制：如何根据原水水质、水量变化和既定的出水水质目标，确定最优混凝剂投加量，是水厂生产管理中的重要内容。

根据实验室混凝搅拌试验确定最优投加量，虽然简单易行，但存在难以适应水质的迅速变化和试验与生产调节之间的滞后问题。

混凝剂投加量自动控制的主要方法有：

1) 数学模拟法：将原水有关的水质参数，例如浊度、水温、pH 值、碱度、溶解氧、氨氮和原水流量等影响混凝效果的主要参数作为前馈值，以出水(沉淀后水)的浊度等参数作为后馈值，建立数学模型来自动调节加药量。早期仅采用原水的参数称为前馈法，目前则一般采用前、后馈参数共同参与控制的所谓闭环控制法。

采用数学模拟法的关键是必须有大量可靠的生产数据，才能运用数理统计方法建立符合实际生产的数学模型。同时，由于各地各水源的条件不同和所采用混凝剂品种的不同，因此建立的数学模型也各不相同。

应用数学模拟实现加药自动控制，可采用以下几种方式：

① 用原水水质参数和原水流量共同建立数学模型，给出一个控制信号控制加注泵的转速或者冲程(一般为转速)，实现加注泵自动调节加注量。

② 用原水水质参数建立数学模型给出一个信号，用原水流量给出另一个信号，分别控

制加注泵的冲程和转速，实现自动调节。

③ 用原水流量作为前馈给出一个信号，用处理水水质（一般为沉淀水浊度）作为后馈给出另一信号，分别控制加注泵的转速和冲程，实现自动调节。

④ 用原水水质参数和流量建立数学模型给出一个信号，用处理水水质（一般为沉淀水浊度）给出另一个信号，分别控制加注泵的转速和冲程，实行自动调节。

2）现场小型装置模拟法：现场小型装置模拟法是在生产现场建造一套小型装置，模拟水厂净水构筑物的生产条件，找出模拟装置出水与生产构筑物出水之间的水质和加药量关系，从而得出最优混凝剂投加量的方法。此种方法有模拟沉淀法和模拟滤池法两种。

① 模拟沉淀法：是在水厂絮凝池后设一个模拟小型沉淀池（常采用小型斜管模拟池）。沉淀模拟法的主要优点是解决了后馈信号滞后时间过长的问题，一般滞后时间可缩短至 20 几分钟之内，实用性较强。存在的主要问题是模拟沉淀池与生产沉淀池的处理条件尚有差别，且还有一定的滞后时间。

② 模拟滤池法：是模拟水厂混凝沉淀过滤全部净水工艺的一种方法。此方法的优点是它把净水过程中的各种因素都考虑在内，比模拟沉淀法更完善。主要不足是装置较复杂，运行技术要求比较高。此方法的关键仍是模拟装置与实际构筑物生产条件的相关程度。

3）流动电流检测法（SCD 法）：流动电流系指胶体扩散层中反离子在外力作用下随液体流动（胶体固定不动）而产生的电流。SCD 法由在线 SCD 检测仪连续检测加药后水的流动电流，通过控制器将测得值与基准值比较，给出调节信号，从而控制加注设备自动调节混凝剂投加量。

SCD 主要由检测水样的传感器和检测信号放大处理器两部分组成，其核心是传感器。传感器由圆筒和活塞组成（见图 7-19），此两部件之间为一环形空间，其间隙很小。投药后的水样流入此环形空间，活塞以每秒数次的频率作往复运动，不断吸入和排出水样，水中的胶体颗粒则短暂地附着于圆筒和活塞的表面，活塞作往复运动时，环形空间内的水也随之作相应的运动，胶体颗粒双电层受到扰动，水流便携带胶体扩散层中反离子一起运动，从而形成流动电流，此流动电流由两端电极收集，经信号放大器放大，整流成直流信号输出。当加药量、水中胶体颗粒浓度和水流量等变化时，最终反映出的是胶体颗粒残余电荷的变化即流动电流的变化，因此，就可以用流动电流一个参数来控制调节混凝剂投加量，所以 SCD 法也称为单因子控制法。

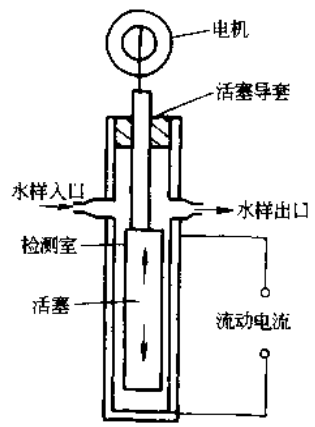


图 7-19 SCD 的传感器构造

SCD 法在生产运用中需要进行基准值的设定，一般的方法为：在相对稳定的原水水质和水量条件下，先投加足够的混凝剂量，随后逐渐减少投加量，同时测出沉淀池出水浊度，当出水达到既定的浊度目标时，将此时的 SCD 值设定为“0.00”，即为基准值。在运行中，如原水水质、流量等发生变化时，SCD 测量值就偏离基准值，输出信号送给加药控制器，从而达到自动调节投加量。为了避免过于频繁的调节，也可给加药控制器设立一个 SCD 值的正负幅度范围，在此范围内则不调节加注泵的加药量。

采用 SCD 法需要注意以下几点：

① 分析原水水质和使用的混凝剂是否适合采用 SCD。根据近年来实际使用和试验结果，SCD 对原水浊度有一定适应范围，不同水源适应范围也不相同。表面活性剂对流动电流有干扰，即使浓度很低 SCD 也无法应用；油类、农药对 SCD 测量精度有影响；原水盐类、pH 值瞬时变化大时，SCD 值也有偏差。对于混凝剂品种，SCD 主要适用于无机类混凝剂，若采用非离子型或阴离子型高分子絮凝剂时，投药量与流动电流相关性差，不适合采用 SCD。据部分自来水公司反映，即使是同一水源采用 SCD 在不同的季节使用效果差别也很大。

② 取样点距投药点距离要合适。既要使混凝剂已与水体充分混合并初步凝聚又不能间隔时间太长，一般在投药后 2～5min 内取样为好；取样管长度越短越好；取样管流速应尽量稳定，不带有气泡。

③ 在原水流量瞬时变化幅度较大（例如开或停一台原水泵）情况下，SCD 值回复到"基准值"的时间较长，此段时间内的水体出水浊度会超过目标值。所以，部分水厂采用了以原水流量为前馈值，SCD 值为后馈值的复合环方式。

④ 安装 SCD 检测器的环境要良好，一般需设在室内，室内温度不可太高。

4）显示式絮凝控制法（FCD 法）：显示式絮凝控制系统主要由絮体图像采集传感器和微机两部分组成。图像采集传感器安装在絮凝池出口水流较稳定处，水样经取样窗（可定时自动清洗）由高分辨率 CCD 摄像头摄像，由 LED 发光管照明以提高絮体图像清晰度，经视频电缆传输进计算机，对数据进行图像预处理，以排除噪声的干扰，改善图像的成像质量，絮体图像放大 6 倍可在显示器上显示，将图像经过计算机处理后得出图像中每一个絮体的大小和其他参数。

FCD 控制的原理是将实测的非球状絮体换算成"等效直径"的絮体，以代表其沉淀性能，然后与沉淀池出水浊度进行比较，来确定"等效直径"的目标值，通过设定的目标值来自动控制加注量。

FCD 是国内自行研制、开发的自动加药控制系统，已在一些水厂得到应用，取得较好效果。

7.1.3　加药间及药库布置

7.1.3.1　加药间布置

加药间布置的一般要求如下：

（1）加药间宜与药库合并布置。布置原则为：药剂输送、投加流程顺畅，方便操作与管理，力求车间清洁卫生，符合劳动安全要求，高程布置符合投加工艺及设备条件。有些水厂采用加药与加氯设施综合在一起的布置，以有利于水厂的总体布置并减少管理点。

（2）加药间位置应尽量靠近投加点。

（3）当水厂采取分期建设时，加药间的建设规模宜与水厂其他生产性建筑物的规模相协调。一般情况下，可采用土建按总规模设计，设备则分期配置。

（4）加药间布置应兼顾电气、仪表自控等专业的要求。

（5）加药间可布置成各种形状，工程实例中，采用较多的为一字形、L 形、T 形等。

（6）靠近和穿过操作通道、运输通道及人员进出区域的各种管道宜布置在管沟内。管

沟应设有排水措施，并防止室外管沟积水的倒灌。管沟盖板应耐腐和防滑，可采用加强塑料板、玻璃钢板等。

(7) 搅拌池边宜设置排水沟，四周地面坡向排水沟。

(8) 根据药剂品种确定加药管管材，一般混凝剂可采用硬聚氯乙烯管。

(9) 根据药剂品种考虑地坪的防腐措施。

(10) 加药间应保持良好的通风。

(11) 当采用高位溶液池时，操作平台与屋顶的净空高度不宜小于 2.20m。

(12) 由加药间至加注点的加药管根数不宜少于 2 根，并分别在加药间内和投加点处设置切换阀门，以保证其中 1 根损坏或检修时仍能正常投加药剂。

(13) 加药间药液池边应设工作台，工作台宽度以 1～1.5m 为宜。

(14) 药剂仓库和加药间应根据具体情况设置机械搬运设备。

(15) 加药间室内应设有冲洗设施。

(16) 对于有水解聚丙烯酰胺溶液池的投药间，因有氨气放出，室内要加强通风设施。

(17) 冬季使用聚丙烯酰胺的室内温度不低于 2℃。

7.1.3.2 药库布置

药库布置的一般要求如下：

(1) 固体药库和液体药剂储存池的储备量应符合设计规范的规定，固定储备量视当地供应、运输等条件确定，一般可按最大投药量的 15～30d 用量计算，其周转储备量应根据当地具体条件确定(周转储备量是指药剂消耗与供应时间之间的差值所需的储备量)。

(2) 药库宜与加药间合并布置，室外储液池应尽量靠近加药间。

(3) 药库外设置汽车运输道路，并有足够的倒车道。药库一般设汽车运输进出的大门，门净宽不小于 3m。

(4) 混凝剂堆放高度一般采用 1.5～2.0m，当采用石灰时可为 1.5m，有吊运设备时可适当增加。

(5) 药库面积根据储存量和堆高计算确定，并留有 1.5m 左右宽的通道以及卸货的位置。

(6) 为搬运方便和减轻劳动强度，药库一般设置电动葫芦或电动单梁悬挂起重机。

(7) 药库层高一般不小于 4m，当设有起吊设备时应通过计算确定。设计时应注意窗台的高度高于药剂堆放高度。

(8) 应有良好的通风条件，并应防止药剂受潮。

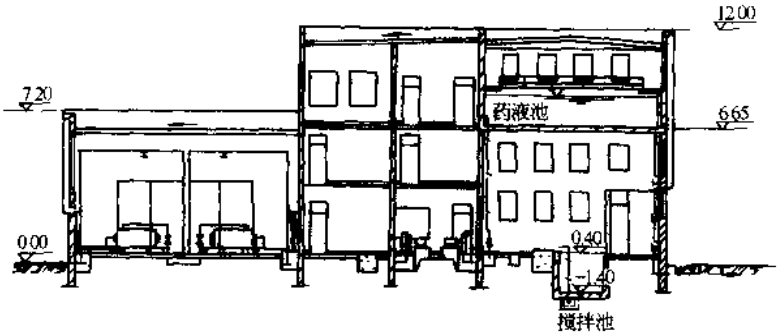
(9) 地坪与墙壁应根据药剂的腐蚀程度采取相应的防腐措施。

(10) 对于储存量较大的散装药剂，可用隔墙分格。

7.1.3.3 布置示例

(1) 图 7-20 为某大型水厂加药间布置。矾库与搅拌池置于底层，溶液池设于二层，以减少占地面积。矾库分隔为三仓，车辆可分别进入。加药采用计量泵，集中设于一室。加药与加氯合并建造，以方便管理。

(2) 图 7-21 为以液体硫酸铝为常用药剂、固体硫酸铝作备用的加药间布置。液体硫酸铝储液池置于室外，用提升泵输送至溶液池。固体药剂仓库与搅拌池设在一起，方便搬运。溶液池与计量泵投加系统设在加药间。



I—I

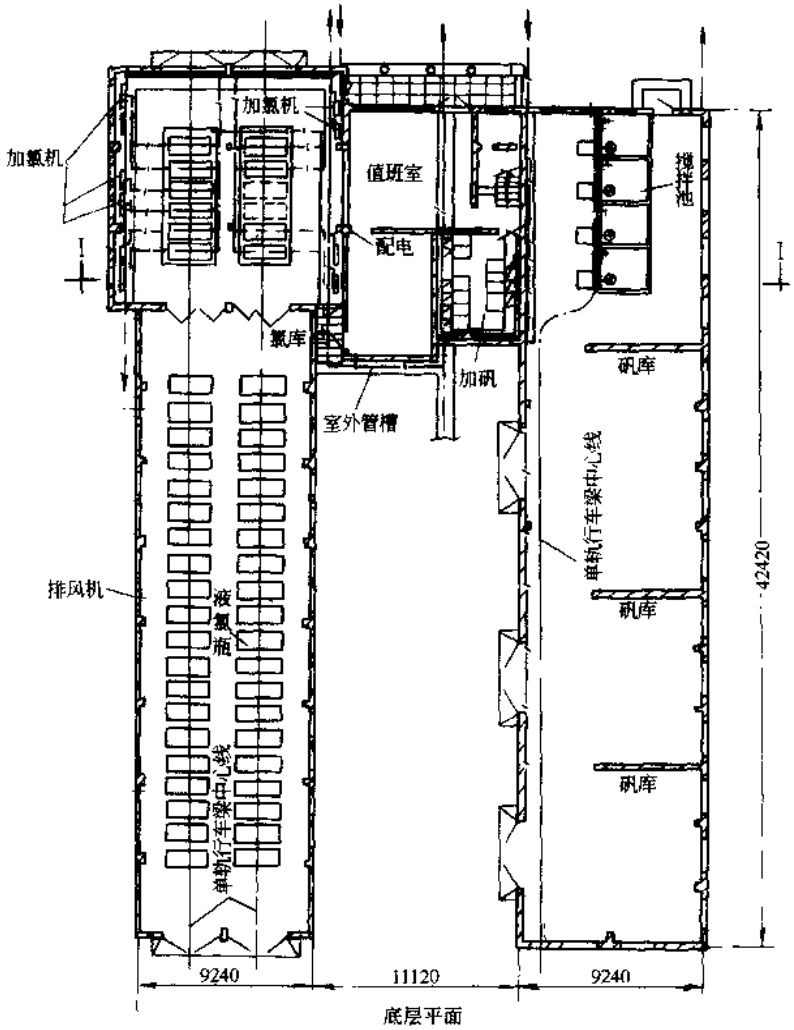


图 7-20　某 60 万 m^3/d 水厂加药间布置

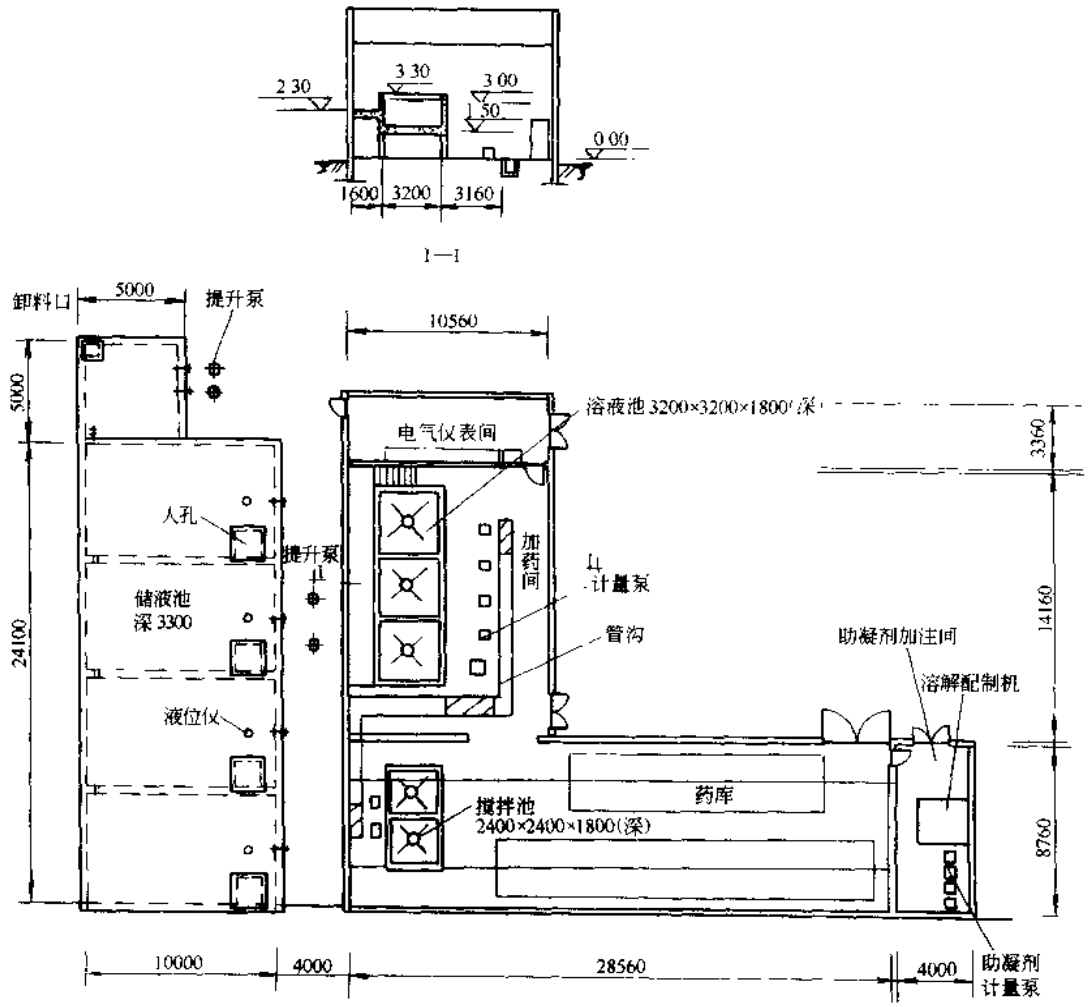


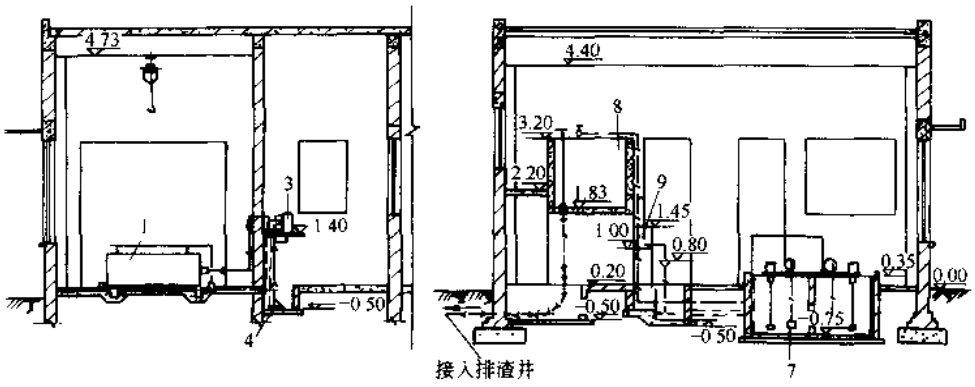
图 7-21 某 40 万 m^3/d 水厂加药间布置

(液体硫酸铝常用,固体备用)

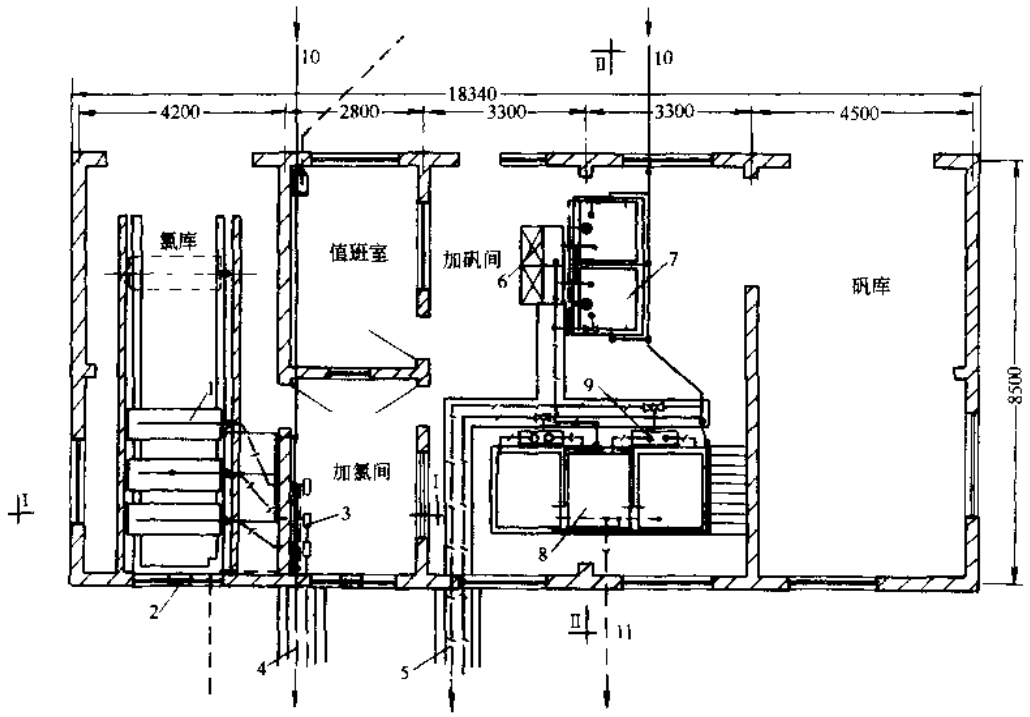
(3) 图 7-22 为一小型水厂加药加氯间布置。药剂采用固体硫酸铝,投加采用孔口计量控制。

(4) 图 7-23 为石灰乳液的制备、投加系统示意图。石灰由抓斗桥式起重机投加到消石灰机。消石灰机转动时缓缓流出的带渣灰液进入旋流排渣池,而最大的块状石渣则由消石灰机排渣管排出。带渣灰液以切向高速进入旋流排渣池底壁,以形成旋流,充分消解石灰。灰液上升溢出,灰渣沉积在锥形池底,由水射器输送至二次溶解集渣池,加以再利用。低位溶解储液池设于底层,用以储存石灰饱和液。石灰饱和液由泥浆泵提升至第二层的高位储液池,以便重力投加。投加筒的构造与旋流排渣池相仿,石灰乳液由高位池用软管沿切向输入投加筒底部,使灰渣作最后一次分离。所有灰渣均收集于二次溶解集渣池,当达到一定容积后,加入自来水,开动搅拌机,使其有效成分析出,用泥浆泵将上部清液提升至高位池待用,起到节约石灰的作用。

(5) 当采用自行水解投加聚丙烯酰胺絮凝剂时,加药间的布置可参见图 7-24。



Ⅰ—Ⅰ　　Ⅱ—Ⅱ



平面

图 7-22　某 2 万 m^3/d 加药间布置

1—氯瓶；2—排风机；3—加氯机；4—加氯管；5—加矾管；6—泵；7—搅拌池；8—贮液池；9—恒位箱；10—给水管；11—排水管

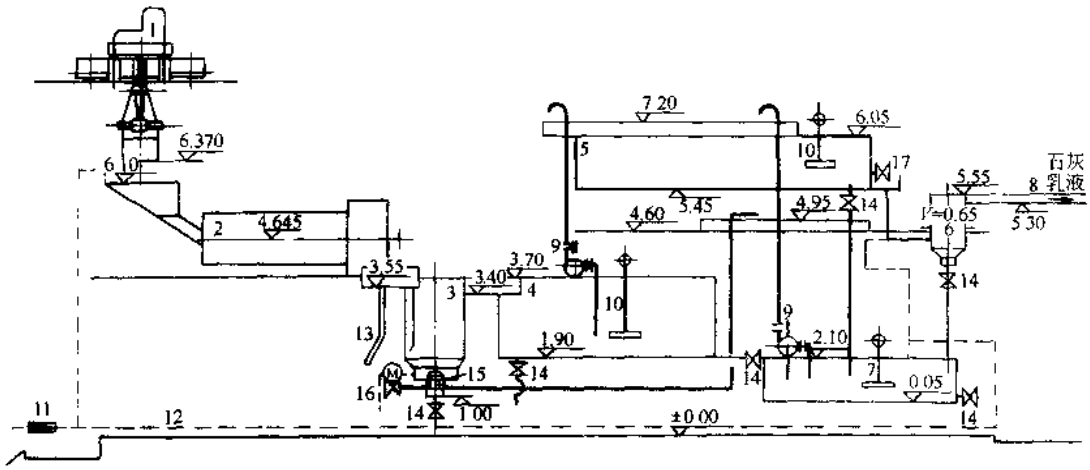


图 7-23 石灰乳液制备、投加系统

1—抓斗桥式起重机(带电子秤);2—消石灰机;3—旋流排渣池;4—低位溶解储液池;5—高位储液池;6—石灰乳液投加筒;7—二次溶解渠渣池;8—石灰乳液投加槽;9—电动泥浆泵;10—折浆式搅拌机;11—水表;12—压力水管;13—排渣管;14—排渣阀;15—水射器;16—电磁阀;17—蝶阀

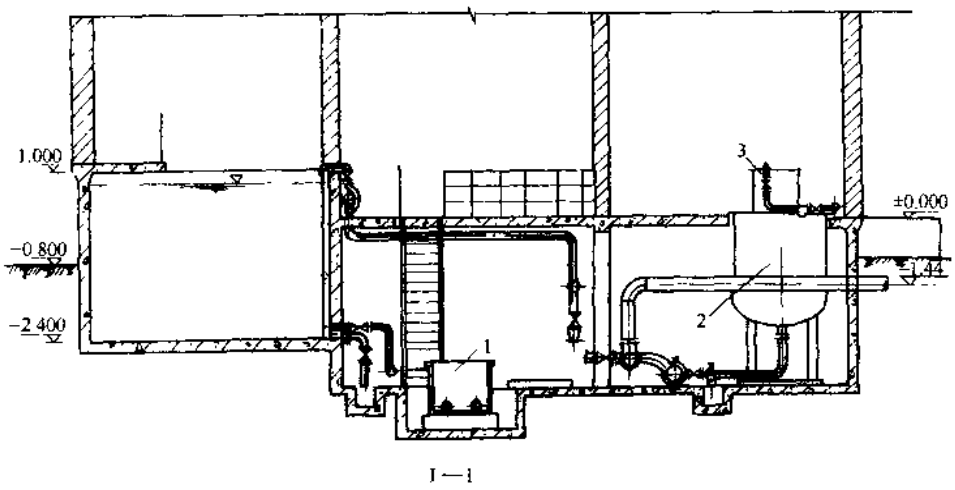


图 7-24 某厂加药间布置(一)

1—恒位箱;2—搅拌罐;3—洗袋机

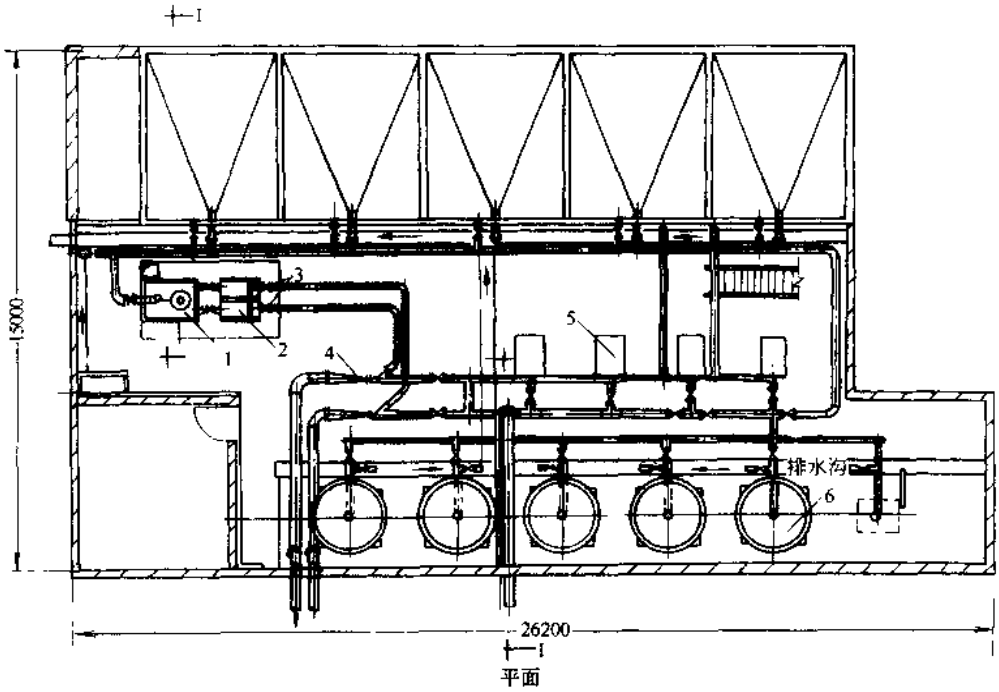


图 7-24 某厂加药间布置(二)

1—恒位箱;2—三角堰计量槽;3—止回阀;4—水力提升器;5—水泵;6—搅拌罐;7—洗袋机

7.2 混 合

混合是将药剂充分、均匀地扩散于水体的工艺过程,对于取得良好的混凝效果具有重要作用。

影响混合效果的因素很多,如采用药剂的品种、浓度、水温以及颗粒性质等,而采用的混合方式是最主要因素之一。

7.2.1 混合基本要求和方式

7.2.1.1 基本要求

(1) 混合设施应使药剂投加后水流产生剧烈紊动,在很短时间内使药剂均匀地扩散到整个水体,也即采用快速混合方式。

(2) 混合时间一般为 10～60s。

(3) 搅拌速度梯度 G 一般为 600～1000s^{-1}。

(4) 当采用高分子絮凝剂时,混合不宜过分急剧。

(5) 混合设施与后续处理构筑物的距离越近越好,尽可能采用直接连接方式。最长距离不宜超过 120m。

(6) 混合设施与后续处理构筑物连接管道的流速可采用 0.8～1.0m/s。

7.2.1.2 混合方式

混合方式基本分两大类：水力和机械。前者简单，但不能适应流量的变化；后者可进行调节，能适应各种流量的变化，但需有一定的机械维修量。具体采用何种形式应根据净水工艺布置、水质、水量、投加药剂品种及数量以及维修条件等因素确定。

水力混合还可采用多种形式，目前较常采用的水力混合有：水泵混合、管式静态混合器混合、扩散混合器混合、跌水混合和水跃混合等。

几种不同混合方式的主要优缺点和适用条件参见表 7-14。

混合方式比较　　表 7-14

方　式	优　缺　点	适　用　条　件
水泵混合	优点：1. 设备简单 2. 混合充分，效果较好 3. 不另消耗动能 缺点：1. 吸水管较多时，投药设备要增加，安装、管理较麻烦 2. 配合加药自动控制较困难 3. G 值相对较低	适用于一级泵房离处理构筑物 120m 以内的水厂
管式静态混合器	优点：1. 设备简单，维护管理方便 2. 不需土建构筑物 3. 在设计流量范围，混合效果较好 4. 不需外加动力设备 缺点：1. 运行水量变化影响效果 2. 水头损失较大 3. 混合器构造较复杂	适用于水量变化不大的各种规模的水厂
扩散混合器	优点：1. 不需外加动力设备 2. 不需土建构筑物 3. 不占地 缺点：混合效果受水量变化有一定影响	适用于中等规模水厂
跌水（水跃）混合	优点：1. 利用水头的跌落扩散药剂 2. 受水量变化影响较小 3. 不需外加动力设备 缺点：1. 药剂的扩散不易完全均匀 2. 需建混合池 3. 容易夹带气泡	适用于各种规模水厂，特别当重力流进水水头有富余时
机械混合	优点：1. 混合效果较好 2. 水头损失较小 3. 混合效果基本不受水量变化影响 缺点：1. 需耗动能 2. 管理维护较复杂 3. 需建混合池	适用于各种规模的水厂

7.2.2 水力混合

7.2.2.1 水泵混合

水泵混合需注意如下要点：

（1）将药剂溶液加于每一水泵的吸水管中，越靠近水泵效果越好，通过水泵叶轮的高速

转动以达到混合效果。

(2) 为了防止空气进入水泵吸水管内，需加设一个装有浮球阀的水封箱，如图 7-2 所示。

(3) 对于投加腐蚀性强的药剂，应注意避免腐蚀水泵叶轮及管道。

(4) 一级泵房距净水构筑物的距离不宜过长。

7.2.2.2　管式静态混合器混合

管式静态混合器的形式很多，给水处理中常用的形式见图 7-25。

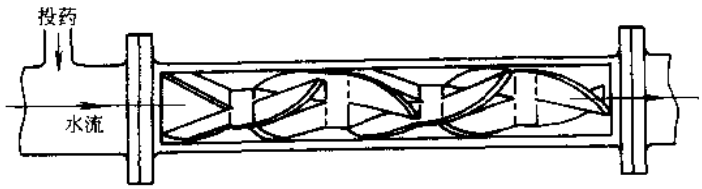


图 7-25　管式静态混合器

管式静态混合器是在管道内设置多节固定叶片，使水流成对分流，同时产生涡旋反向旋转及交叉流动，从而获得混合效果。这种混合器的总分流数将按单体的数量成几何级数增加，这一作用称为成对分流见图 7-26(*a*)。此外，因单体具有特殊的孔穴，可使水流产生撞击而将混凝剂向各向扩散，这称为交流混合，见图 7-26(*b*)，它有助于增强成对分流的效果。在紊流状态下，各个单体的两端产生旋涡，这种旋涡反向旋流更增强了混合效果，见图 7-26(*c*)。因此这种混合器的每一单体同时发生分流、交流和旋涡三种混合作用，混合效果较好。

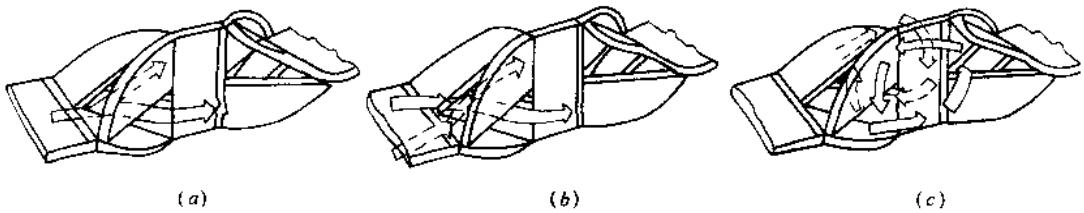


图 7-26　管式静态混合器构造示意

(*a*) 成对分流；(*b*) 交混混合；(*c*) 旋涡反向旋流

该混合器的水头损失与管道流速、分流板节数及角度等有关。实测损失往往与理论计算有较大出入，一般当管道流速为 1.0～1.5m/s、分节数为 2～3 段时的水头损失约为 0.5～0.8m。

混合效果与分节数有关，一般取 2～3 段。

7.2.2.3　扩散混合器

扩散混合器的构造见图 7-27。

扩散混合器是在孔板混合器前加上锥形配药帽所组成。锥形帽的夹角为 90°，锥形帽顺水流方向的投影面积为进水管总面积的 1/4，孔板开孔面积为进水管总面积的 3/4，具体尺寸参见表 7-15。

混合器水头损失计算如下：

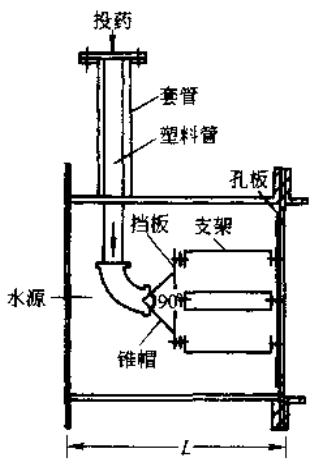


图 7-27　扩散混合器

进水管、锥帽及孔板孔径的关系　　表 7-15

进水管直径 d_1(mm)	400	500	600	700	800
锥帽直径 d_3(mm)	200	250	300	350	400
孔板孔径 d_2(mm)	340	440	500	600	700

$$h=\xi\frac{v_2^2}{2g}(\mathrm{m}) \tag{7-5}$$

$$v_2=v_1\left(\frac{d_1}{d_2}\right)^2 \tag{7-6}$$

式中　d_1 ——进水管直径(mm)；

d_2——孔板孔径(mm)；

v_1 ——进水管流速(m/s)；

v_2 ——孔板孔口流速(m/s)；

ξ ——阻力系数，取 $\xi=2.65$。

扩散混合器的水头损失一般为 0.3～0.4m。

混合器管节长度 $L\geqslant 500$mm。

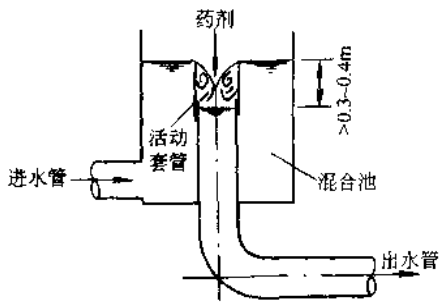


图 7-28　跌水混合

7.2.2.4　跌水混合

跌水混合布置见图 7-28。

(1) 利用水流在跌落过程中产生的巨大冲击达到混合的效果。

(2) 其构造为在混合池的输水管上加装一活动套管，混合的最佳效果可由调节活动套管的高低来达到。

(3) 套管内外水位差，至少应保持 0.3～0.4m，最大不超过 1m。

7.2.2.5　水跃混合

水跃混合见图 7-29。

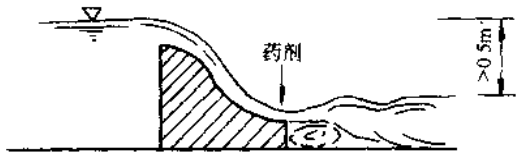


图 7-29　水跃混合

(1) 适用于有较多水头的大、中型水厂，利用 3m/s 以上的流速迅速流下时所产生的水跃进行混合。

(2) 水头差至少要在 0.5m 以上。

7.2.3　机　械　混　合

7.2.3.1　设计要点

(1) 机械混合的桨板有多种形式，如桨式、推进式、涡流式等，采用较多的为桨式。桨式

结构简单，加工制造容易，但所能提供的混合功率较小。桨式搅拌混合池见图 7-30。

(2) 混合搅拌一般选用推进式或折桨式(简称桨式)搅拌器。推进式搅拌器效能较高，但制造较复杂，桨式搅拌器结构简单，加工容易，但效能较低。混合搅拌中宜首先选用推进式。

(3) 混合搅拌中搅拌器的有关参数见表 7-16。

(4) 混合搅拌强度可以采用搅拌速度梯度 G、体积循环次数 Z' 或混合均匀度 U 来表示：

1) 搅拌速度梯度 G：

$$G=\sqrt{\frac{1000N_Q}{\mu Qt}}\quad(s^{-1})\qquad(7\text{-}7)$$

式中　N_Q——混合功率(kW)；

Q——混合搅拌池流量(m^3/s)；

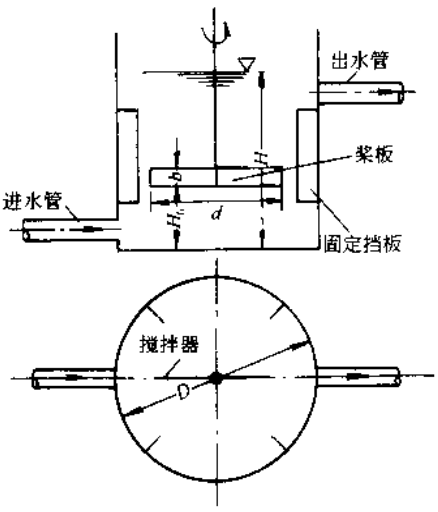


图 7-30　机械混合池

搅拌器有关参数选用　　表 7-16

项　目	符号	单位	搅拌器形式	
			桨　式	推进式
搅拌器外缘线速度	v	m/s	1.0～5.0	3～15
搅拌器直径	d	m	$\left(\frac{1}{3}\sim\frac{2}{3}\right)D$	$(0.2\sim0.5)D$
搅拌器距混合池底高度	H_6	m	$(0.5\sim1.0)d$	无导流筒时：$=d$ 有导流筒时：$\geqslant1.2d$
搅拌器桨叶数	Z		2,4	3
搅拌器宽度	b	m	$(0.1\sim0.25)d$	
搅拌器螺距	S	m		$=d$
桨叶和旋转平面所成的角度	θ		45°	
搅拌器层数	e		当$\frac{H}{D}\leqslant1.2\sim1.3$时，$e=1$ 当$\frac{H}{D}>1.2\sim1.3$时，$e>1$	当$\frac{H}{d}\leqslant4$时，$e=1$ 当$\frac{H}{d}>4$时，$e>1$
层间距	S_0	m	$(1.0\sim1.5)d$	$(1.0\sim1.5)d$
安装位置要求			相邻两层桨交叉 90°安装	

注：D—混合池直径(m)；d—搅拌器直径(m)；H—混合池液面高度(m)。

t——混合时间(s)；

μ——水的粘度(Pa·s)。

一般混合搅拌池的 G 值取 $500\sim1000s^{-1}$。

2) 体积循环次数 Z'(据美国凯米尼尔公司和莱宁公司有关资料)：

$$Z'=\frac{Q't}{V}\qquad(7\text{-}8)$$

式中　V——混合池有效容积(m^3)；

Q'——搅拌器排液量(m^3/s)，按式(7-9)计算：

$$Q'=K_q n d^3 \tag{7-9}$$

其中　K_q——流动准数，根据搅拌器类型而定，见表 7-17；

搅拌器流动准数　　表 7-17

搅拌器类型	流动准数	搅拌器类型	流动准数
推进式：$S/d=1$，$Z=3$ 片	0.50	折桨式：$\theta=45°$，$Z=4$ 片	0.77

注：建议折桨式：$\theta=45°$，$Z=2$ 片，K_q 取 0.385。

符号说明：

S——搅拌器螺距(m)；

d——搅拌器直径(m)；

θ——桨叶和旋转平面所成的角度；

Z——搅拌器桨叶数。

n——搅拌器转速(r/s)；

d——搅拌器直径(m)。

混合搅拌池的水体体积循环次数 Z' 通常不小于 1.5 次，最少应不小于 1.2 次。

3) 混合均匀度 U(据美国凯米尼尔公司有关资料)：

$$-\ln(1-U)=\tan\left(\frac{d}{D}\right)^b\left(\frac{D}{H}\right)^{0.5} \tag{7-10}$$

式中　a、b——混合速率常数(推进式混合器：$a=0.274$、$b=1.73$；4 片 45°折桨式搅拌器：$a=0.641$、$b=2.19$)；

D——搅拌池直径或当量直径(m)；

H——搅拌池有效高度(m)；

其余符号同上。

搅拌均匀度 U，一般为 80%～90%。

7.2.3.2　计算公式

1) 搅拌池有效容积 V：

$$V=Qt \quad (m^3) \tag{7-11}$$

式中　t——混合时间，一般可采用 10～30s。

2) 搅拌池当量直径 D：当搅拌池为矩形时，其当量直径为

$$D=\sqrt{\frac{4l\omega}{\pi}} \quad (m) \tag{7-12}$$

式中　l——搅拌池长度(m)；

ω——搅拌池宽度(m)。

3) 混合功率计算：由式(7-8)可知，混合需要的功率 N_Q 为

$$N_Q=\frac{\mu Q t G^2}{1000} \quad (kW) \tag{7-13}$$

4) 转速及搅拌功率计算：主要有以下三种计算方法：

① 根据选定的搅拌速度梯度 G 值计算：

i．根据表 7-16 初选搅拌器直径 d(m)。

ⅱ．根据表 7-16 初选搅拌器外缘线速度 v(m/s)。

ⅲ．计算转速：

$$n=\frac{60v}{\pi d}\quad(\mathrm{r/min}) \tag{7-14}$$

ⅳ．计算搅拌功率：

推进式搅拌器搅拌功率计算见表 7-18。

牛顿型单一液相搅拌功率计算　　表 7-18

搅拌器形式	挡板情况	尺寸范围	计算方法	备注
船舶型推进式	全挡板	$s/d=1$ 或 2 $D/d=2.5\sim6$ $H/d=2\sim4$ $H_b/d=1$ $Z=3$	1. 求雷诺准数： $\mathrm{Re}=\frac{d^2n\rho}{\mu}$　(7-15) 式中　ρ—液体密度(kg/m³) μ—液体黏度(Pa·s) n—搅拌器转速(r/s) 2. 求功率准数，见表 7-19 3. 求搅拌功率： $N=\frac{N_P\rho n^3d^5}{102g}(\mathrm{kW})$　(7-16) 式中　N_P—功率准数 g—重力加速度，$g=9.81\mathrm{m/s^2}$	斜入式及旁入式的计算与此相同
	无挡板	$s/d=1$ 或 2 $D/d=3$ $H/d=2\sim4$ $H_b/d=1$ $Z=3$	1. 求雷诺准数，见公式(7-15) 2. 求功率准数，见表 7-19 3. 求搅拌功率： (1) Re<300 见公式(7-16) (2) Re>300 $N=\frac{N_P\rho n^3d^5}{102g\left(\frac{g}{n^2d}\right)^{\left(\frac{a-\lg\mathrm{Re}}{b}\right)}}(\mathrm{kW})$ 式中　$a=2.1$ $b=18$　(7-17)	

搅拌器功率准数 N_p　　表 7-19

搅拌器类型	功率准数	搅拌器类型	功率准数
推进式：$s/d=1$，$Z=3$ 片	0.32	折桨式：$\theta=45°$，$Z=4$ 片	1.25～1.50

注：建议折桨式：$\theta=45°$，$Z=2$ 片，N_p 取 0.63～0.75。

桨式搅拌器搅拌功率按式(7-18)计算：

$$N=C_3\frac{\rho\omega^3ZebR^4\sin\theta}{408g}(\mathrm{kW}) \tag{7-18}$$

式中　C_3——阻力系数，$C_3\approx0.2\sim0.5$；

ρ——水的密度，$\rho=1000\mathrm{kg/m^3}$；

ω——搅拌器旋转角速度(rad/s)，

$$\omega=\frac{2v}{d}(\mathrm{rad/s}); \tag{7-19}$$

Z —— 搅拌器桨叶数(片)；

e —— 搅拌器层数；

b —— 搅拌器桨叶宽度(m)；

R —— 搅拌器半径(m)；

g ——重力加速度 9.81m/s²；

θ——桨板折角(°)。

Ⅴ. 校核搅拌功率：若搅拌功率 N 大于或小于根据 G 值所确定的混合功率 N_Q，则应参考表 7-16 调整桨径 d 和搅拌器外缘线速度 v，使 $N \approx N_Q$。当取桨式搅拌器直径及搅拌器外缘线速度为最大值时，仍 $N < N_Q$，则需改选推进式搅拌器。

② 根据选定的体积循环次数 Z' 计算：

ⅰ. 根据表 7-16 初选推进式或桨式搅拌器直径 d(m)。

ⅱ. 根据公式(7-9)计算搅拌器排液量 Q'(m³/s)。

ⅲ. 根据公式(7-10)计算搅拌器转速 n(r/min)，推进式和桨式搅拌器应根据表 7-16 校核搅拌器外缘线速度 v(m/s)。

ⅳ. 根据表 7-18 中公式(7-16)计算搅拌器功率。

③ 根据选定的混合均匀度 U 计算：

ⅰ. 根据表 7-16 初选推进式或桨式搅拌器直径 d(m)。

ⅱ. 根据式(7-11)计算搅拌器转速 n(r/s)，推进式和桨式搅拌器应根据表 7-16 校核搅拌器外缘线速度 v(m/s)。

ⅲ. 根据表 7-18 中公式(7-16)计算搅拌器功率。

5) 电动机功率计算：

电动机功率 N_A 按式(7-20)计算：

$$N_A = \frac{K_g N}{\eta} \quad (\text{kW}) \tag{7-20}$$

式中 K_g —— 电动机工况系数，当每日 24h 连续运行时，取 1.2；

η —— 机械传动总效率(%)。

7.3 絮　凝

投加混凝剂并经充分混合后的原水，在水流作用下使微絮粒相互接触碰撞，以形成更大絮粒的过程称作絮凝。完成絮凝过程的构筑物为絮凝池，习惯上也称作反应池。

7.3.1 设计要点及絮凝形式

7.3.1.1 设计要点

(1) 絮凝池型式的选择和设计参数的采用，应根据原水水质情况和相似条件下的运行经验或通过试验确定。

(2) 絮凝池设计应使颗粒有充分接触碰撞的机率，又不致使已形成的较大絮粒破碎，因此在絮凝过程中速度梯度 G 或絮凝流速应逐渐由大到小。

(3) 絮凝池要有足够的絮凝时间。根据絮凝形式的不同，絮凝时间也有区别，一般宜在

10～30min 之间，低浊、低温水宜采用较大值。

（4）絮凝池的平均速度梯度 G 一般在 30～60s^{-1}之间，GT 值达 10^4～10^5，以保证絮凝过程的充分与完善。

（5）絮凝池应尽量与沉淀池合并建造，避免用管渠连接。如确需用管渠连接时，管渠中的流速应小于 0.15m/s，并避免流速突然升高或水头跌落。

（6）为避免已形成絮粒的破碎，絮凝池出水穿孔墙的过孔流速宜小于 0.10m/s。

（7）应避免絮粒在絮凝池中沉淀。如难以避免时，应采取相应排泥措施。

7.3.1.2　絮凝形式及选用

絮凝设备与混合设备一样，可分为两大类：水力和机械。前者简单，但不能适应流量的变化；后者能进行调节，适应流量变化，但机械维修工作量较大。

絮凝池形式的选择，应根据水质、水量、沉淀池形式、水厂高程布置以及维修要求等因素确定。几种不同形式絮凝池的主要优缺点和适用条件参见表 7-20。

不同形式絮凝池比较　　表 7-20

形式		优缺点	适用条件
隔板絮凝池	往复式	优点：1. 絮凝效果较好 2. 构造简单，施工方便 缺点：1. 絮凝时间较长 2. 水头损失较大 3. 转折处絮粒易破碎 4. 出水流量不易分配均匀	1. 水量大于 30000m³/d 的水厂 2. 水量变动小
	回转式	优点：1. 絮凝效果较好 2. 水头损失较小 3. 构造简单，管理方便 缺点：出水流量不易分配均匀	1. 水量大于 30000m³/d 的水厂 2. 水量变动小 3. 适用于旧池改建和扩建
折板絮凝池		优点：1. 絮凝时间较短 2. 絮凝效果好 缺点：1. 构造较复杂 2. 水量变化影响絮凝效果	水量变化不大的水厂
网格（栅条）絮凝池		优点：1. 絮凝时间短 2. 絮凝效果较好 3. 构造简单 缺点：水量变化影响絮凝效果	1. 水量变化不大的水厂 2. 单池能力以 1.0～2.5 万 m³/d 为宜
机械絮凝池		优点：1. 絮凝效果好， 2. 水头损失小 3. 可适应水质、水量的变化 缺点：需机械设备和经常维修	大小水量均适用，并适应水量变动较大的水厂

7.3.2　隔板絮凝池

隔板絮凝池是传统的絮凝池布置形式，主要有往复式（见图 7-31）和回转式（见图 7-32）两种。

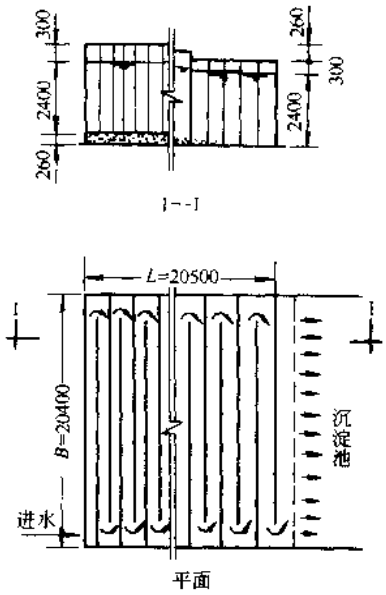


图 7-31　往复式隔板絮凝池

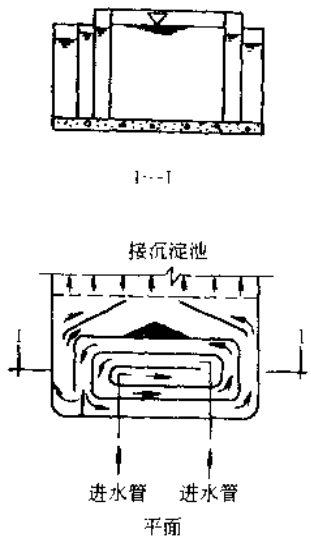


图 7-32　回转式隔板絮凝池

7.3.2.1　设计要点

(1) 池数一般不少于 2 个，絮凝时间为 20～30min，色度高、难于沉淀的细颗粒较多时宜采用高值。

(2) 池内流速应按变速设计，进口流速一般为 0.5～0.6m/s，出口流速一般为 0.2～0.3m/s。通常用改变隔板的间距以达到改变流速的要求。

(3) 隔板间净距应大于 0.5m，小型池子当采用活动隔板时可适当减小。进水管口应设挡水措施，避免水流直冲隔板 。

(4) 絮凝池超高一般采用 0.3m。

(5) 隔板转弯处的过水断面面积，应为廊道断面面积的 1.2～1.5 倍。

(6) 池底坡向排泥口的坡度，一般为 2%～3%，排泥管直径不应小于 150mm。

(7) 絮凝效果亦可用速度梯度(G)和反应时间(T)来控制，当原水浊度低，平均 G 值较小或处理要求较高时，可适当延长絮凝时间，以提高 GT 值，改善絮凝效果。

7.3.2.2　计算公式

计算公式及数据如下：

计　算　公　式	设计数据及符号说明
1. 总容积： $W=\frac{QT}{60}$ 2. 每池平面面积： $F=\frac{W}{nH_1}+f$	W—总容积(m^3) Q—设计水量(m^3/h) T　反应时间(min) F—每池平面面积(m^2) H_1—平均水深(m)

续表

计　算　公　式	设计数据及符号说明
3. 池子长度： $L=\frac{F}{B}$ 4. 隔板间距： $a_n=\frac{Q}{3600nv_nH_1}$ 5. 各段水头损失： $h_n=\xi S_n\frac{v_0^2}{2g}+\frac{v_n^2}{C_n^2R_n}l_n(\mathrm{m})$ 6. 总水头损失： $h=\Sigma h_n$ 7. 平均速度梯度： $G=\sqrt{\frac{\gamma h}{60\mu T}}$	n—池数(个) f—每池隔板所占面积(m^2) L—池子长度(m) B—池子宽度，一般采用与沉淀池等宽(m) a_n—隔板间距(m) v_n—该段廊道内流速(m/s) h_n—各段水头损失(m) v_0—该段隔板转弯处的平均流速(m/s) S_n—该段廊道内水流转弯次数 R_n—廊道断面的水力半径(m) C_n—流速系数，根据 R_n 及池底、池壁的粗糙系数 n 等因素确定 ξ—隔板转弯处的局部阻力系数，往复隔板为 3.0，回转隔板为 1.0 l_n—该段廊道的长度之和 h—反应池总水头损失(m) 按各廊道内的不同流速，分成数段分别进行计算后求和； G—速度梯度(s^{-1}) γ—水的密度为 1000kg/m^3 μ—水的动力粘度(kg·s/m^2)，见表 7-21

水的动力粘度　　表 7-21

水温 t(℃)	μ(kg·s/m^2)	水温 t(℃)	μ(kg·s/m^2)
0	1.814×10^{-4}	15	1.162×10^{-4}
5	1.549×10^{-4}	20	1.029×10^{-4}
10	1.335×10^{-4}	30	0.825×10^{-4}

7.3.2.3　计算示例

【例】 往复式隔板絮凝池计算见图 7-31。

(1) 已知条件：

设计水量(包括自耗水量)$Q=120000m^3/d=5000m^3/h$

(2) 采用数据：

廊道内流速采用 6 档：$v_1=0.5m/s$，$v_2=0.4m/s$，$v_3=0.35m/s$，$v_4=0.3m/s$，$v_5=0.25m/s$，$v_6=0.2m/s$

絮凝时间：$T=20min$

池内平均水深：$H_1=2.4m$

超高：$H_2=0.3m$

池数：$n=2$

【解】 计算总容积：

$$W=\frac{QT}{60}=\frac{5000\times20}{60}=1667m^3$$

分为两池，每池净平面面积：

$$F'=\frac{W}{nH_1}=\frac{1667}{2\times 2.4}=348\text{m}^2$$

池子宽度 B：按沉淀池宽采用 20.4m

池子长度(隔板间净距之和)：

$$L'=\frac{348}{20.4}=17.1\text{m}$$

隔板间距按廊道内流速不同分成 6 档：

$$a_1=\frac{Q}{3600nv_1H_1}=\frac{5000}{3600\times 2\times 0.5\times 2.4}=0.58\text{m}$$

取 $a_1=0.6$m，则实际流速 $v'_1=0.482$m/s，

$$a_2=\frac{Q}{3600nv_2H_1}=\frac{5000}{3600\times 2\times 0.4\times 2.4}=0.72\text{m}$$

取$a_2=0.7$m，则实际流速 $v'_2=0.413$m/s，按上法计算得：

$a_3=0.8$m，$v'_3=0.362$m/s

$a_4=1.0$m，$v'_4=0.29$m/s

$a_5=1.15$m，$v'_5=0.25$m/s

$a_6=1.45$m，$v'_6=0.20$m/s

每一种间隔采取 3 条，则廊道总数为 18 条，水流转弯次数为 17 次。则池子长度(隔板间净距之和)：

$$L'=3(a_1+a_2+a_3+a_4+a_5+a_6)=3(0.6+0.7+0.8+1.0+1.15+1.45)=17.1\text{m}$$

隔板厚按 0.2m 计，则池子总长：$L=17.1+0.2\times(18-1)=20.5$m

按廊道内的不同流速分成 6 段，分别计算水头损失。第一段：

水力半径：
$$R_1=\frac{a_1H_1}{a_1+2H_1}=\frac{0.6\times 2.4}{0.6+2\times 2.4}=0.27\text{m}$$

槽壁粗糙系数 $n=0.013$，流速系数 $C_n=\frac{1}{n}R_n^{y_1}$，

$$\begin{aligned}y_1&=2.5\sqrt{n}-0.13-0.75\sqrt{R_1}(\sqrt{n}-0.10)\\&=2.5\sqrt{0.013}-0.13-0.75\sqrt{0.27}(\sqrt{0.013}-0.10)=0.15\end{aligned}$$

故
$$C_1=\frac{R_1^{y_1}}{n}=\frac{0.27^{0.15}}{0.013}=63.2$$

第一段廊道长度：$l_1=3B=3\times 20.4=61.2$m

第一段水流转弯次数：$S_1=3$

则絮凝池第一段的水头损失为

$$h_1=\xi S_n\frac{v_0^2}{2g}+\frac{v_1^2}{C_1^2R_1}l_1=3\times 3\frac{(0.402)^2}{2\times 9.81}+\frac{(0.482)^2}{(63.2)^2\times 0.27}\times 61.2=0.087\text{m}$$

各段水头损失计算结果见表 7-22。

各段水头损失计算　　表 7-22

段　数	S_1	l_n	R_n	v_0	v_n	C_n	h_n
1	3	61.2	0.270	0.402	0.482	63.2	0.087
2	3	61.2	0.305	0.344	0.413	64.4	0.063
3	3	61.2	0.343	0.302	0.362	65.6	0.047
4	3	61.2	0.414	0.242	0.29	67.5	0.030
5	3	61.2	0.464	0.208	0.25	68.7	0.022
6	2	40.8	0.557	0.167	0.20	70.6	0.009
					$h=\sum h_n=0.26$m		

GT 值计算($t=20$℃)：

$$G=\sqrt{\frac{\gamma h}{60\mu T}}=\sqrt{\frac{1000\times 0.26}{60\times 1.029\times 10^{-4}\times 20}}=46\text{s}^{-1}$$

$$GT=46\times 20\times 60=55200(\text{在 }10^4\sim 10^5\text{ 范围内})$$

池底坡度：

$$i=\frac{h}{L}=\frac{0.26}{20.5}=1.27\%$$

7.3.3　折板絮凝池

折板絮凝池是利用在池中加设一些扰流单元以达到絮凝所要求的紊流状态，使能量损失得到充分利用，停留时间缩短，折板絮凝具有多种形式，常用的有多通道和单通道的平折板、波纹板等。折板絮凝池可布置成竖流或平流式。折板反应池要设排泥设施。用于生活饮用水处理的折板材质应无毒。

7.3.3.1　平折板絮凝池

(1) 设计要点：

1) 竖流式平折板絮凝池适用于中、小水厂，折板可采用钢丝网水泥板、不锈钢或其他材质制作。

2) 平折板絮凝池一般分为三段(也可多于三段)。三段中的折板布置可分别采用相对折板、平行折板及平行直板，见图 7-33。

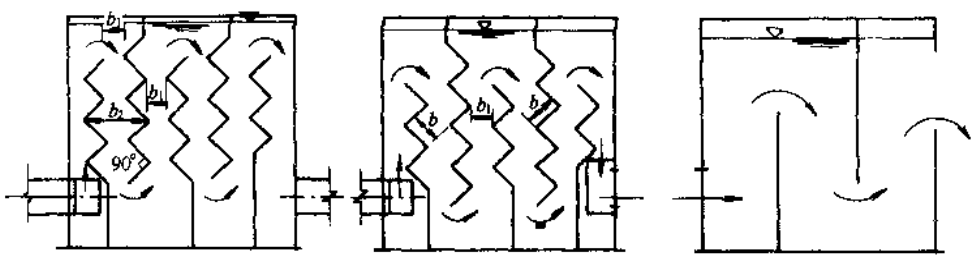


图 7-33　折板反应布置

3) 各段的 G 和 T 值可参考下列数据：

第一段(相对折板)：

$$G=80s^{-1},t\geqslant 240s$$

第二段(平行折板)：

$$G=50s^{-1},t\geqslant 240s$$

第三段(平行直板)：

$$G=25s^{-1},t\geqslant 240s$$

$$GT\text{值}\geqslant 2\times 10^4$$

4) 折板夹角：可采用 90°～120°

5) 折板宽度 b：可采用 0.5m 左右

折板长度：可采用 0.8～1.5m

6) 第二段中平行折板的间距等于第一段相对折板的峰距。

(2) 平折板絮凝池计算：

平折板絮凝池水头损失计算，如下：

计　算　公　式	设计数据及符号说明
相对折板： $h_1=\xi_1\frac{v_1^2-v_2^2}{2g}$ $h_2=\left[1+\xi_2-\left(\frac{F_1}{F_2}\right)^2\right]\frac{v_1^2}{2g}$ $h=h_1+h_2$ $h_t=\xi_3\frac{v_0^2}{2g}$ $\Sigma h=nh+h_t$	h_1—渐放段水头损失(m) 峰速 $v_1=0.25\sim 0.35m/s$ 谷速 $v_2=0.1\sim 0.15m/s$ ξ_1—渐放段阻力系数 $\xi_1=0.5$ h_2—渐缩段水头损失(m) F_1—相对峰的断面积(m^2) F_2—相对谷的断面积(m^2) ξ_2—渐缩段阻力系数 $\xi_2=0.1$ h——个缩放的组合水头损失 h_t—转弯或孔洞的水头损失(m) v_0—转弯或孔洞处流速(m/s) Σh—总水头损失(m) n—缩放组合的个数
平行折板： $h=\xi\frac{v^2}{2g}$ $\Sigma h=n'h+h_t$ $h_t=\xi_3\frac{v_0^2}{2g}$	ξ_3—转弯或孔洞处的阻力系数，上转弯 $\xi_3=1.8$；下转弯或孔洞 $\xi_3=3.0$ v—板间流速=0.15～0.25m/s ξ—每一 90°弯道的阻力系数，$\xi=0.6$ Σh—总水头损失(m) n'—90°转弯的个数 h_t—上下转弯或孔洞损失(m) v_0、ξ_3—同相对折板
平行直板： $h=\xi\frac{v^2}{2g}$ $\Sigma h=n''h$	h—水头损失(m) v—平均流速=0.05～0.1m/s ξ—转弯处阻力系数，按 180°转弯损失计算，$\xi=3.0$ Σh—总水头损失(m) n''—180°转弯个数

(3) 计算示例：

【例】 50000m³/d 折板絮凝池计算：

1) 已知条件：单池设计水量(包括 5%自用水)：

$$Q=50000m^3/d\times1.05=52500m^3/d=0.607m^3/s$$

絮凝池与沉淀池合建，沉淀池宽 12m。

2) 主要数据和布置：

总絮凝时间 16min，分三段絮凝，第一、二段采用相对折板，第三段采用平行直板。折板布置采用单通道。

速度梯度 G 要求由 $90s^{-1}$ 渐减至 $20s^{-1}$ 左右，絮凝池总 GT 值大于 2×10^4。

絮凝池有效水深 H_0，采用 3.1m。

【解】 絮凝池布置见图 7-34，分为并联的三组，每组设计流量 q 为 $0.202m^3/s$。

每段絮凝区分为串联运行的三格(见图 7-34)。

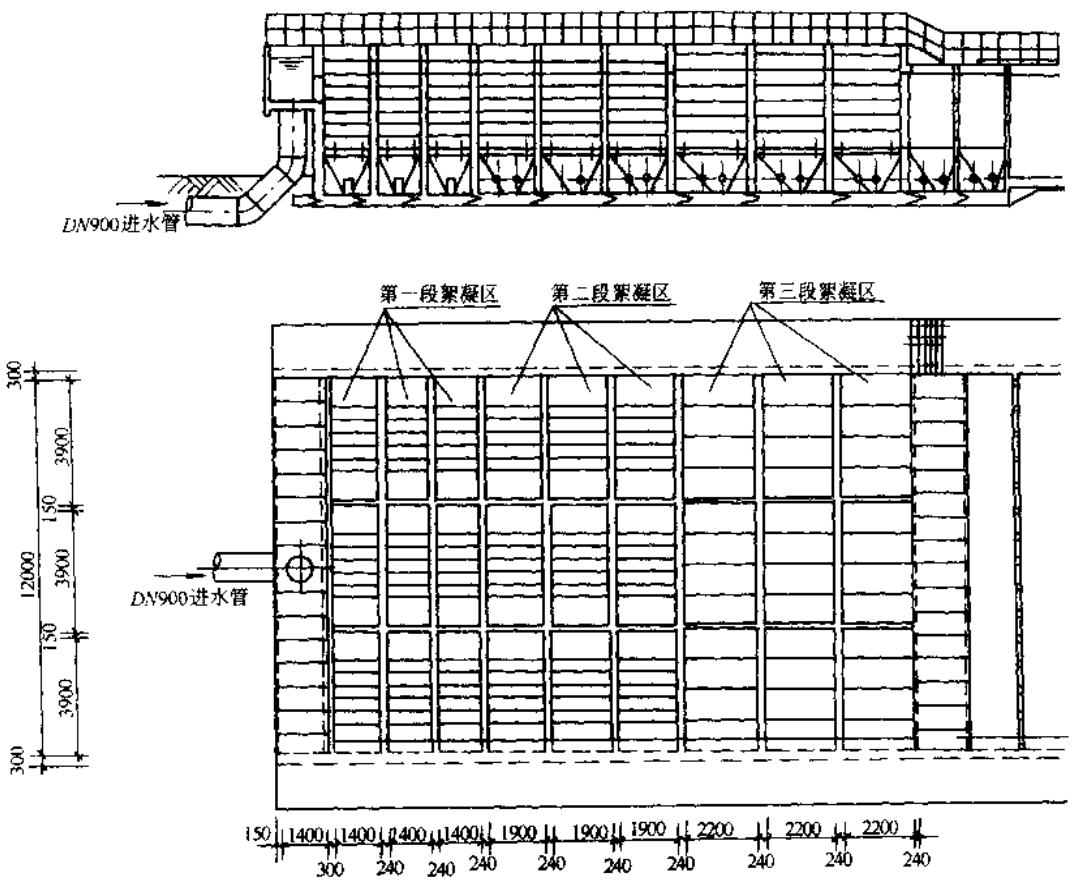


图 7-34　折板絮凝池布置

折板布置见图 7-35，板宽采用 500mm，夹角 90°，板厚 60mm。

各段絮凝区计算如下：

1）第一段絮凝区：

设通道宽为 1.4m，设计峰速 v_1 采用 0.34m/s，则峰距 b_1：

$$b_1=0.202/0.34\times1.4=0.42\text{m}$$

谷距 b_2：

$$b_2=b_1+2c=0.42+0.355\times2=1.13\text{m}$$

侧边峰距 b_3：根据图 7-35 布置草图为

$$b_3=\frac{B-2b_1-3(t+c)}{2}=\frac{3.9-2\times0.42-3(0.355+0.04)}{2}=0.9375\text{m}$$

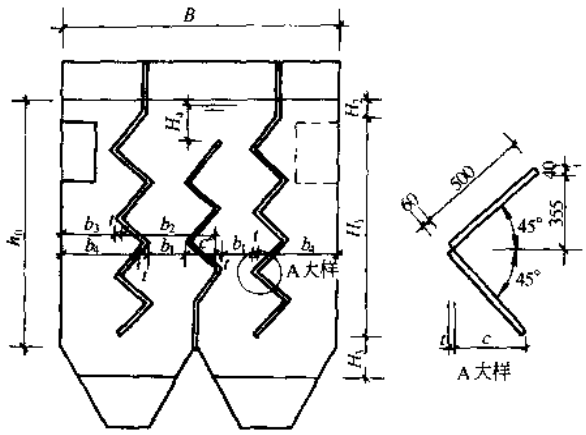


图 7-35　折板计算示意

侧边谷距 b_4：$b_4=b_3+c=0.9375+0.355=1.293\text{m}$

中间部分谷速 v_2：$v_2=0.202/1.13\times1.4=0.128\text{m/s}$

侧边峰速 v_1'：$v_1'=0.202/0.9375\times1.4=0.154\text{m/s}$

侧边谷速 v_2'：$v_2'=0.202/1.293\times1.4=0.112\text{m/s}$

水头损失计算：

① 中间部分：

渐放段损失：$h_1=\xi_1\dfrac{v_1^2-v_2^2}{2g}=0.5\dfrac{0.34^2-0.128^2}{2g}=0.0025\text{m}$

渐缩段损失：$h_2=\left[1+\xi_2-\left(\dfrac{F_1}{F_2}\right)^2\right]\dfrac{v_1^2}{2g}=\left[1+0.1-\left(\dfrac{0.42}{1.13}\right)^2\right]\dfrac{0.34^2}{2g}=0.0057\text{m}$

图 7-35 布置每格各有 6 个渐缩和渐放，故每格水头损失：$h=6\times(0.0025+0.0057)=0.0492\text{m}$

② 侧边部分：

渐放段损失：$h_1'=\xi_1\dfrac{v_1'^2-v_2'^2}{2g}=0.5\dfrac{0.154^2-0.112^2}{2g}=0.00028\text{m}$

渐缩段损失：$h_2'=\left[1+\xi_2-\left(\dfrac{F_1'}{F_2'}\right)^2\right]\dfrac{v_1'^2}{2g}=\left[1+0.1-\left(\dfrac{0.9375}{1.293}\right)^2\right]\dfrac{0.154^2}{2g}=0.00069\text{m}$

每格共 6 个渐缩和渐放，故

$$h'=6\times(0.00028+0.00069)=0.0058\text{m}$$

③ 进口及转弯损失：共一个进口、一个上转弯和二个下转弯。上转弯处水深 H_4 为 0.53m，下转弯处水深 H_3 为 0.9m。

进口流速：v_3 取 0.3m/s

上转弯流速：$v_4=\dfrac{0.202}{0.53\times1.4}=0.272\text{m/s}$

下转弯流速：$v_3=\frac{0.202}{0.9\times1.4}=0.16\text{m/s}$

上转弯 ξ 取 1.8；下转弯及进口 ξ 取 3.0，则每格进口及转弯损失 h'' 为

$$h''=3\times\frac{0.3^2}{2g}+2\times3\times\frac{0.16^2}{2g}+1.8\frac{0.272^2}{2g}=0.0284\text{m}$$

④ 总损失：

每格总损失：$\Sigma h=h+h'+h''=0.0492+0.0058+0.0284=0.0834\text{m}$

第一絮凝区总损失：

$$H_1=3\times\Sigma h=3\times0.0834=0.2502\text{m}$$

第一絮凝区停留时间：

$$T_1=\frac{3\times1.4\times3.9\times3.1}{0.202\times60}=4.2\text{min}$$

第一絮凝区平均 G_1 值：

$$G_1=\sqrt{\frac{\gamma H_1}{60\mu T_1}}=\sqrt{\frac{1000\times0.2502}{60\times1.029\times10^{-4}\times4.2}}=98.2\text{s}^{-1}$$

2）第二絮凝区：

第二絮凝区布置形式及计算与第一絮凝区基本相同，主要的数据及计算结果如下：

通道宽度：采用 1.9m

中间部分峰速：v_1 采用 0.253m/s

中间部分谷速：v_2 为 0.094m/s

侧边部分峰速：v_1' 为 0.113m/s

侧边部分谷速：v_2' 为 0.082m/s

总水头损失：H_2 为 0.1326m

停留时间：T_2 为 5.7min

平均速度梯度：G_2 为 61.4s^{-1}

3）第三絮凝区：

第三絮凝区采用平行直板布置见图 7-36。

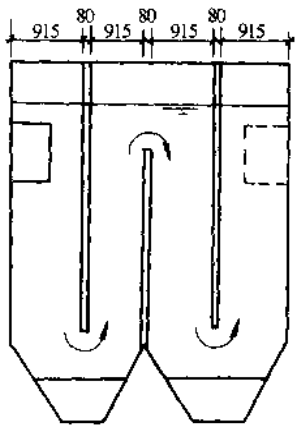


图 7-36　直板计算示意

平均流速：取 0.10m/s

通道宽度：为 0.202/0.10×0.915＝2.2m

水头损失：共 1 个进口及 3 个转弯，流速采用 0.10m/s，$\xi=3.0$，则单格损失为

$$h=4\times3.0\times\frac{0.10^2}{2g}=0.0061\text{m}$$

总水头损失：$H_3=3\times0.0061=0.0183\text{m}$

停留时间：$T_3=\frac{2.2\times3.9\times3.1\times3}{0.202\times60}=6.6\text{min}$

速度梯度：$G_3=\sqrt{\frac{\gamma H_3}{60\mu T_3}}=\sqrt{\frac{1000\times0.0183}{60\times1.029\times10^{-4}\times6.6}}=21.2\text{s}^{-1}$

4）各絮凝段主要指标见表 7-23。

各絮凝段主要指标　　表 7-23

絮　凝　段	絮凝时间(min)	水头损失(m)	$G(s^{-1})$	GT 值
第一絮凝段	4.2	0.2502	98.2	2.47×10^{4}
第二絮凝段	5.7	0.1326	61.4	2.10×10^{4}
第三絮凝段	6.6	0.0183	21.2	0.84×10^{4}
合　计	16.5	0.4011	62.7	5.41×10^{4}

从上表可见，G 值完全符合设计要求。

7.3.3.2　波形板絮凝池

波形板絮凝池类似于多通道折板絮凝池，是以波形板为填料的絮凝形式，其构造示意见图 7-37。

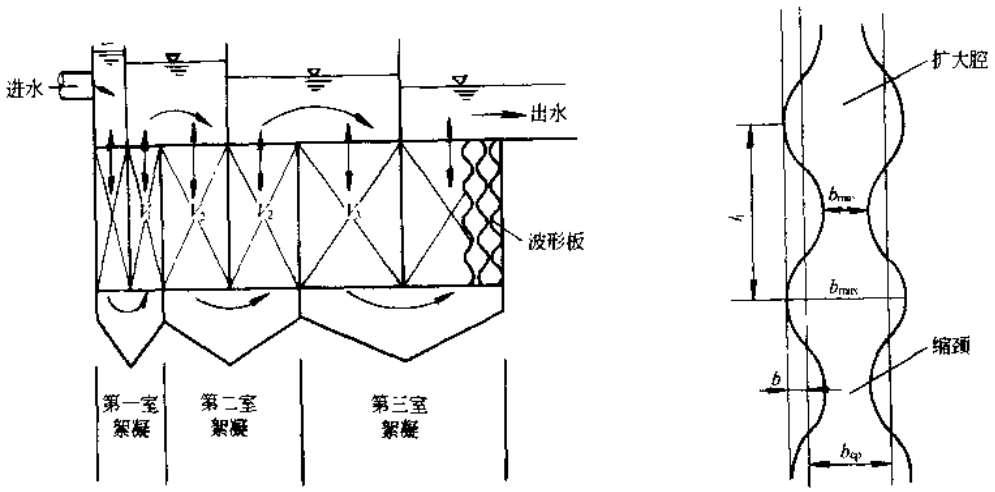


图 7-37　波形板絮凝池示意

在各絮凝室中等间距地平行装设波形板，形成几何尺寸完全相同、相互并联的水流通道，因此各通道的水力阻抗特性完全相同，使流量在各通道间均匀分配。在同一絮凝室中各通道的能量分布相同。能量的输入在两波形板间形成的连续扩大腔、缩颈处完成（主要是在扩大腔部分完成）。由于所有扩大腔和所有缩颈的几何尺寸相同，因而某阶段絮凝所需要的能量是按扩大腔（或缩颈）的数量等量多次地输入。这种能量分布的均匀性使能量得到充分利用，同时为絮粒结大提供了适宜的水力条件。

（1）波形板可采用波长 200mm、波高 50mm（Ⅰ型）或波长 500mm、波高 100mm（Ⅱ型）。Ⅰ型适用于小规模装置化净化器；Ⅱ型适用于水厂构筑物。

（2）絮凝池设计成 3 个连续絮凝室，形成三级絮凝。三级的容积（停留时间）安排为逐级成倍递增：$V_1:V_2:V_3=t_1:t_2:t_3=1:2:4$；平均流速成倍递减：$v_1:v_2:v_3=4:2:1$。

（3）每絮凝室波形板流程为 8～10m，波形板部分总流程为 24～30m。

（4）波形板竖流絮凝器设计参数参见表 7-24。

（5）3 个絮凝室的总水头损失约为 30～35cm。沿流程方向的流速与水头损失关系见图 7-38。曲线表示每 m 长波形填料的水头损失。各室的水头损失可根据该室的流程长度求得。

波形板竖流絮凝器水力反应设计参数　　表 7-24

室　别	流　速　(m/s)	絮凝时间(s)		G 值(s^{-1})	GT 值
		各　室	合　计		
一	0.2	35		251	
二	0.1	70		75	1.78×10^4
三	0.05	140	245	20	

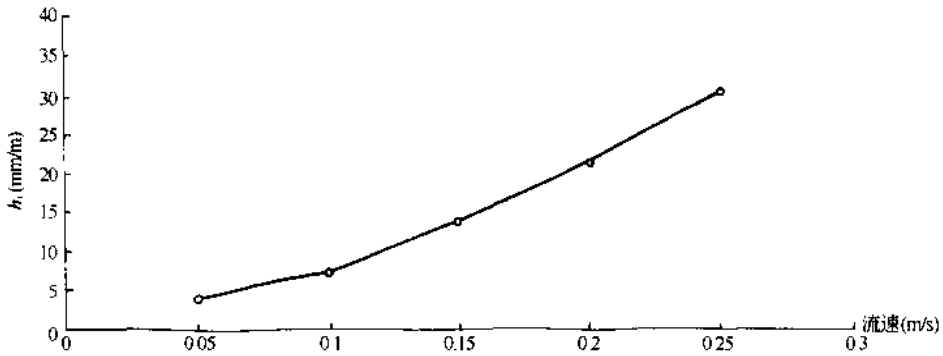


图 7-38　波形板水头损失曲线

7.3.4　网格(栅条)絮凝池

网格絮凝池是应用紊流理论的絮凝池，由于池高适当，故可与平流沉淀池或斜管沉淀池合建。

网格絮凝池的平面布置由多格竖井串联而成。絮凝池分成许多面积相等的方格，进水水流顺序从一格流向下一格，上下交错流动，直至出口。在全池三分之二的分格内，水平放置网格或栅条(见图 7-39)。通过网格或栅条的孔隙时，水流收缩，过网孔后水流扩大，形成良好絮凝条件。

7.3.4.1　设计要点

(1) 适用条件：

1) 原水水温为 4.0～34.0℃，浊度为 25～2500NTU。

2) 单池处理的水量以 1～2.5 万 m^3/d 较合适，以免因单格面积过大而影响效果。水厂产水量大时，可采用 2 组或多组池并联运行。采用网格或栅条的絮凝池效果相接近，但栅条加工比较方便，用料也省。

3) 适用于新建也可用于旧池改造。

(2) 设计要求：

1) 絮凝时间，一般为 10～15min。

2) 絮凝池分格大小，按竖向流速确定。

3) 絮凝池分格数按絮凝时间计算，多数分成 8～18 格；可大致按分格数均分成 3 段，其中前段为 3～5min，中段 3～5min，末段 4～5min。

4) 网格或栅条数前段较多，中段较少，末段可不放。但前段总数宜在 16 层以上，中段在 8 层以上，上下两层间距为 60～70cm。

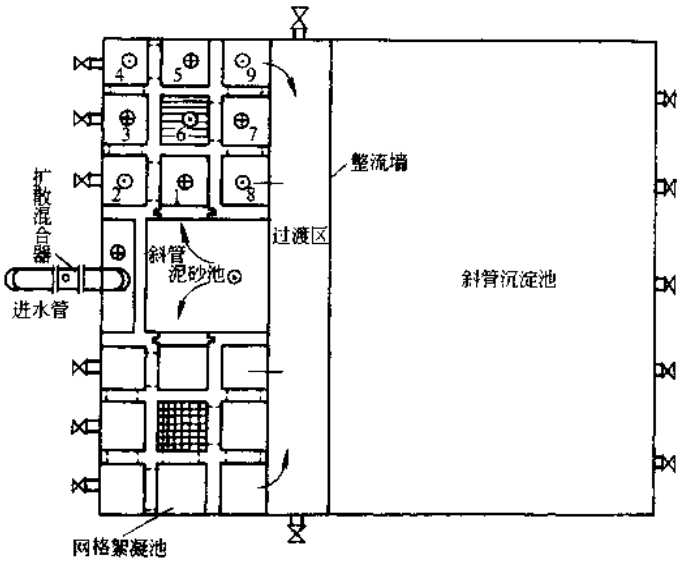


图 7-39　网格(栅条)絮凝池

注：垂直流向：

向上⊙

向下⊕

竖井序号：1，2，3，……

5）每格的竖向流速，前段和中段 0.12～0.14m/s，末段 0.1～0.14m/s。

6）网格或栅条的外框尺寸加安装间隙等于每格池的净尺寸。前段栅条缝隙为 50mm，或网格孔眼为 80mm×80mm，中段分别为 80mm 和 100mm×100mm。

7）各格之间的过水孔洞应上下交错布置，孔洞计算流速：前段 0.3～0.2m/s，中段 0.2～0.15m/s，末段 0.14～0.1m/s，各过水孔面积从前段向末段逐步增大。所有过水孔须经常处于淹没状态，因此上部孔洞标高应考虑沉淀池水位变化时不会露出水面。

8）网孔或栅孔流速，前段 0.25～0.30m/s，中段 0.22～0.25m/s。

9）一般排泥可用长度小于 5m、直径 150～200mm 的穿孔排泥管或单斗底排泥，采用快开排泥阀。

10）网格或栅条材料可用木料、扁钢、塑料、钢丝网水泥或钢筋混凝土预制件等。木板条厚度 20～25mm，钢筋混凝土预制件厚度 30～70mm。网格和栅条在池壁上的固定方法见图 7-40。网格和栅条的构件尺寸见图 7-41。

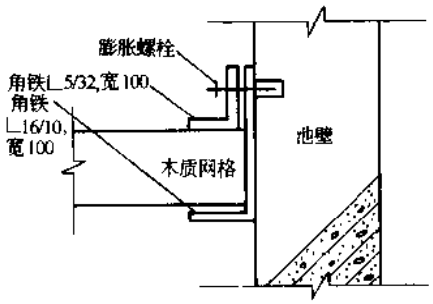


图 7-40　网格或栅条固定方法

7.3.4.2　计算公式

网格絮凝池计算公式见表 7-25。

7.3.4.3　计算例题

【例】 网格絮凝池计算：

已知：设计规模为 60000m³/d，絮凝池分 2 组，可分组单独工作。

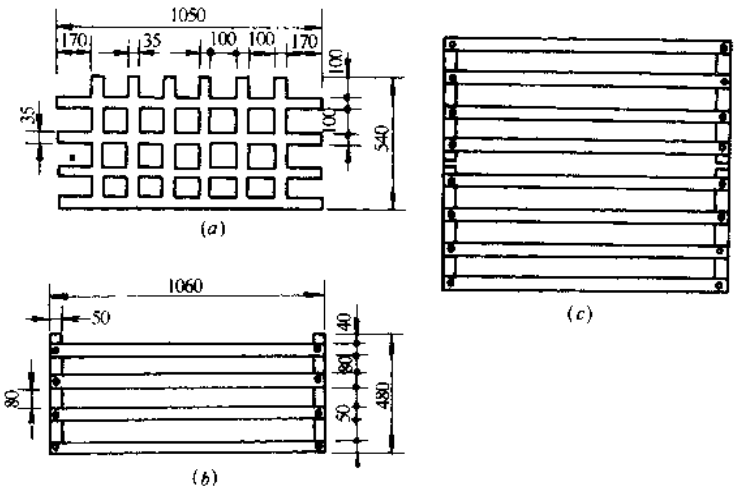


图 7-41　网格和栅条构件

(a)网格；(b)栅条；(c)单层栅条拼放

网格絮凝池计算公式　　表 7-25

项　目	公　式	说　明
1. 池体积	$V=\frac{QT}{60}(m^3)$	Q—流量(m^3/h) T—絮凝时间(min)
2. 池面积	$A=\frac{V}{H'}(m^2)$	H'—有效水深(m)，与平流沉淀池配套时，池高可采用 3.0～3.4m；与斜管沉淀池配套时可采用 4.2m 左右
3. 池　高	$H=H'+0.3(m)$	
4. 分格面积	$f=\frac{Q}{v_0}(m^2)$	v_0—竖井流速(m/s) v_2—各段孔洞流速(m/s)
5. 分格数	$n=\frac{A}{f}$	h_1—每层网格水头损失(m)
6. 竖井之间孔洞尺寸	$A_2=\frac{Q}{v_2}(m^2)$	h_2—每个孔洞水头损失(m) v_1—各段过网流速(m/s)
7. 总水头损失	$h=\Sigma h_1+\Sigma h_2(m)$	ξ_1—网格阻力系数，前段取 1.0，中段取 0.9
	$h_1=\xi_1\frac{v_1^2}{2g}(m)$	ξ_2—孔洞阻力系数，可取 3.0
	$h_2=\xi_2\frac{v_2^2}{2g}(m)$	

【解】　设水厂自用水量为 5%，则设计流量为

$$Q=60000\times1.05=63000m^3/d=0.73m^3/s$$

因分成 2 池，所以每池流量为 $0.365m^3/s$

设絮凝时间为 10min，得絮凝池的有效容积为

$$V=0.365\times10\times60=219.0m^3$$

设平均水深为 3.0m，得池的面积为

$$A=\frac{219.0}{3.0}=73.0m^2$$

竖井流速取为 0.12m/s，得单格面积为

$$f=\frac{0.365}{0.12}=3.0\text{m}^2$$

设每格为方形，边长采用 1.73m，因此每格面积为 3.0m²，由此得分格数为

$$n=\frac{73.0}{3.0}=24.3$$

为配合沉淀池尺寸，采用 25 格

实际絮凝时间为

$$t=\frac{1.73\times1.73\times3.0\times25}{0.365}=615\text{s}=10.3\text{min}$$

池的平均有效水深为 3.0m，取超高 0.45m，泥斗深度 0.65m，得池的总高度为

$$H=3.0+0.45+0.65=4.10\text{m}$$

过水洞流速按进口 0.3m/s 递减到出口 0.1m/s 计算，得各过水孔洞的尺寸见表 7-26。

表 7-26

分格编号	1	2	3	4	5	6	7	8
孔洞高×宽(m)	0.71×1.73	0.71×1.73	0.78×1.73	0.85×1.73	0.91×1.73	0.99×1.73	1.10×1.73	1.10×1.73
分格编号	9	10	11	12	13	14	15	16
孔洞高×宽(m)	1.10×1.73	1.15×1.73	1.15×1.73	1.22×1.73	1.22×1.73	1.29×1.73	1.37×1.73	1.46×1.73

分格编号	17	18	19	20	21	22
孔洞高×宽(m)	1.5×1.73	1.5×1.73	1.56×1.73	1.68×1.73	1.05×1.73	0.49×3.70

絮凝池布置见图 7-42，图中已表示从进口到出口各格的水流方向，“上”、“下”表示隔墙上的开孔位置，上孔上缘在最高水位以下，下孔下缘与排泥槽口齐平。Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ表示每格的网格层数。分格尺寸 1.96m×1.96m 已包括结构尺寸在内。

7.3.5 机械絮凝池

机械絮凝的主要优点是可以适应水量变化以及水头损失小，如配上无级变速传动装置，则更易使絮凝达到最佳状态，国外应用较为普遍，但由于机械絮凝池需要机械装置，加工较困难，维修量较大，故国内目前采用尚少。

机械絮凝池，根据搅拌轴的安放位置，可分为水平轴式（见图 7-43）和垂直轴式（见图 7-44）。水平轴的方向有与水流方向垂直的，也有平行的。

7.3.5.1 设计要点

（1）池数一般不少于 2 个。

（2）搅拌器排数一般为 3～4 排（不应少于 3 排），水平搅拌轴应设于池中水深 1/2 处，垂直搅拌轴则设于池中间。

（3）叶轮桨板中心处的线速度，第一排采用 0.4～0.5m/s，最后一排采用 0.2m/s，各排线速度应逐渐减小。

（4）水平轴式叶轮直径应比絮凝池水深小 0.3m，叶轮尽端与池子侧壁间距不大于 0.2m。

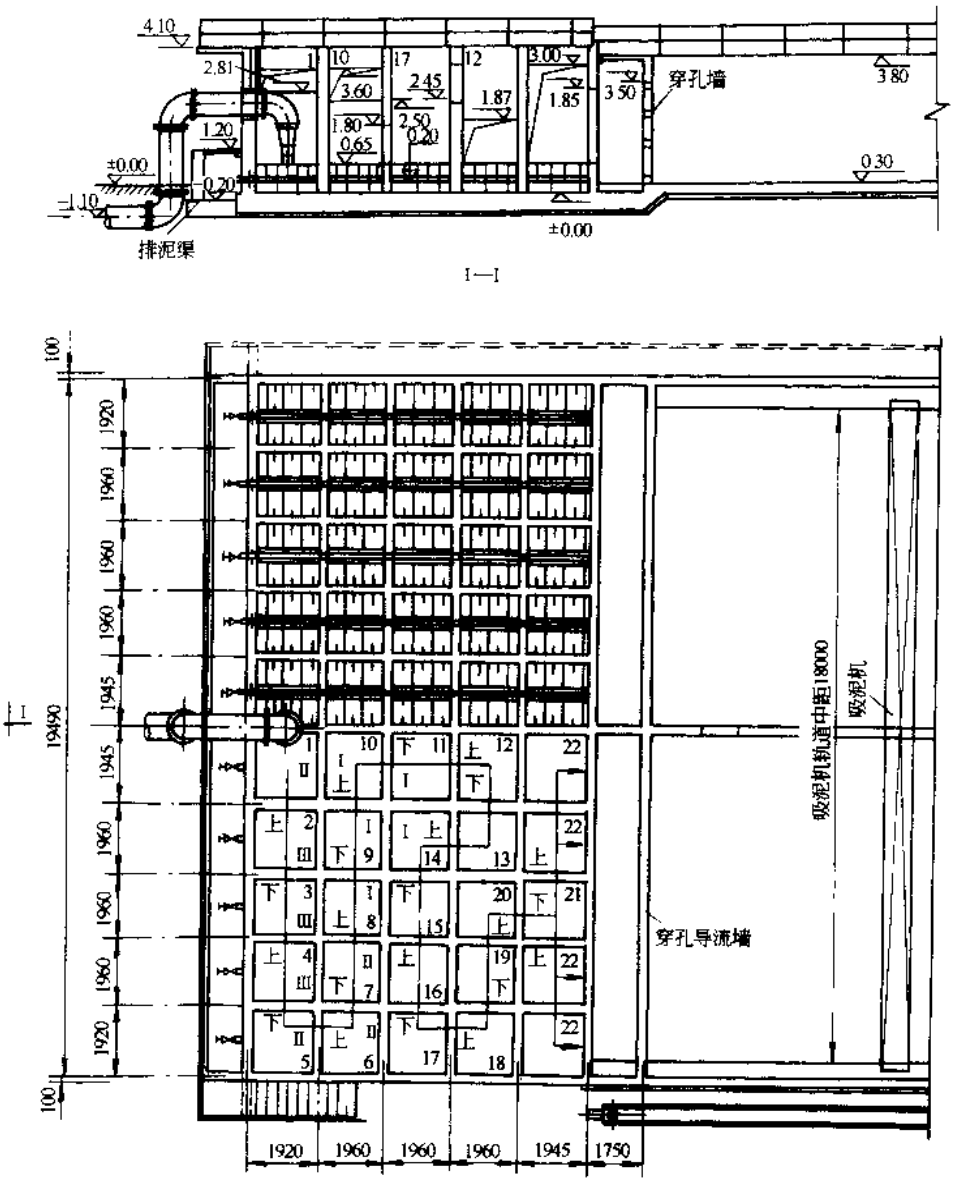


图 7-42　网格絮凝池计算

垂直轴式的上桨板顶端应设于池子水面下 0.3m 处，下桨板底端，设子距池底 0.3～0.5m 处，桨板外缘与池侧壁间距不大于 0.25m。

(5) 水平轴式絮凝池每只叶轮的桨板数目一般为 4～6 块，桨板长度不大于叶轮直径的 75%。

(6) 同一搅拌器两相邻叶轮应相互垂直设置。

(7) 每根搅拌轴上桨板总面积宜为水流截面积的 10%～20%，不宜超过 25%，每块桨板的宽度为桨板长的 1/10～1/15，一般采用 10～30cm。

(8) 必须注意不要产生水流短路，垂直轴式的应设置固定挡板，见图 7-44。

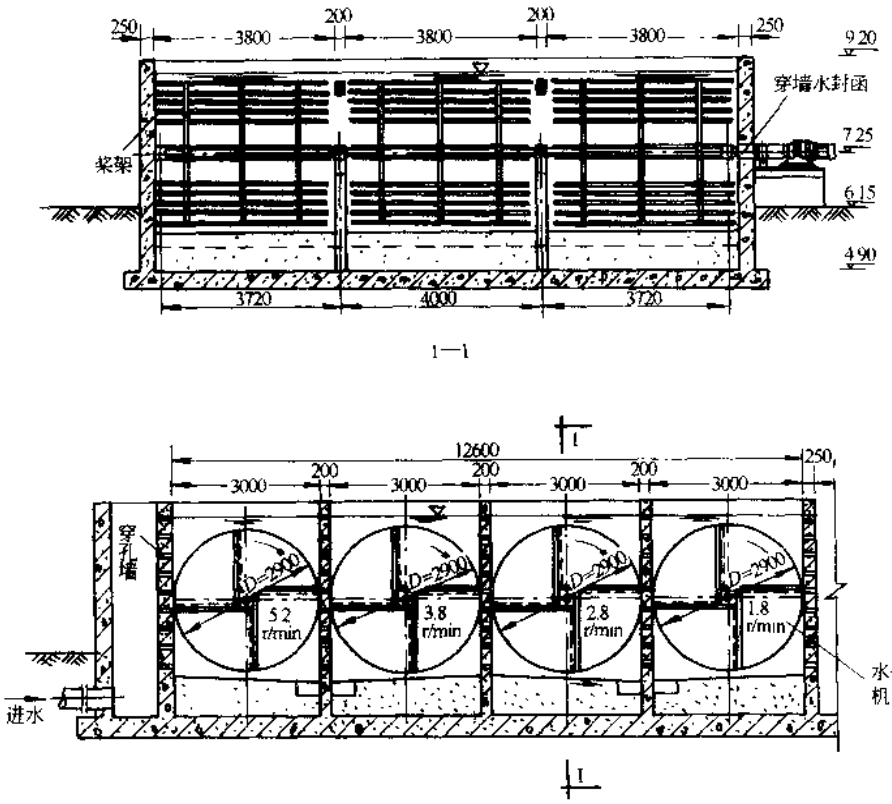


图 7-43 水平轴式机械絮凝池

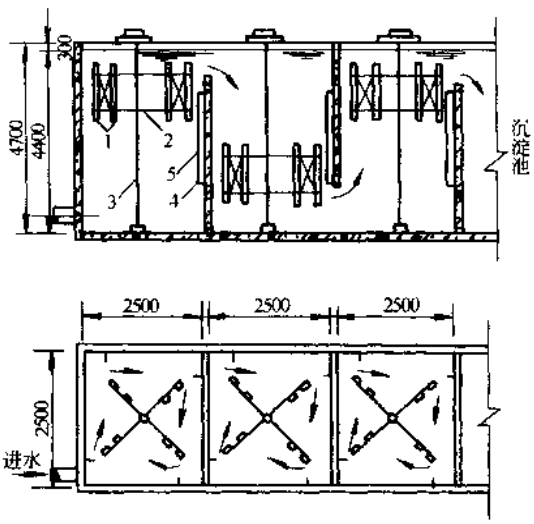


图 7-44 垂直轴式机械搅拌絮凝池

1—桨板;2—桨板支架;3—旋转轴;4—隔墙;5—固定挡板

(9) 为了适应水量、水质和药剂品种的变化,宜采用无级变速的传动装置。

(10) 絮凝池深度按照水厂标高系统布置确定,一般为 3～4m。

（11）全部搅拌轴及叶轮等机械设备，均应考虑防腐。

（12）水平轴式的轴承与轴架宜设于池外，以避免设在池内容易进入泥砂，致使轴承的严重磨损和轴杆的折断。

7.3.5.2　计算公式及数据

机械絮凝池计算公式及数据如下：

计　算　公　式	设计数据及符号说明
1. 每池容积： $W=\frac{QT}{60n}(\mathrm{m}^3)$ 2. 水平轴式池子长度： $L\geqslant aZH(\mathrm{m})$ 3. 水平轴式池子宽度： $B=\frac{W}{LH}(\mathrm{m})$ 4. 搅拌器转数： $n_0=\frac{60v}{\pi D_0}(\mathrm{r/min})$ 5. 每个叶轮旋转时克服水的阻力所消耗的功率： $N_0=\frac{\gamma k l\omega^3}{408}(r_2^4-r_1^4)(\mathrm{kW})$ $\omega=0.1n_0(\mathrm{rad/s})$ $k=\frac{\psi\rho}{2g}$ 6. 转动每个叶轮所需电动机功率： $N=\frac{N_0}{\eta_1\eta_2}(\mathrm{kW})$	Q—设计水量(m^3/h) T　絮凝时间，一般为15～20min n　池数(个) a—系数　一般采用1.0～1.5 Z—搅拌轴排数(3～4排) H—平均水深(m) v—叶轮桨板中心点线速度(m/s) D_0—叶轮桨板中心点旋转直径 γ—每个叶轮上的桨板数目(个) l—桨板长度(m) r_2—叶轮半径(m)，见图7-45 r_1—叶轮半径与桨板宽度之差(m)，见图7-45 ω—叶轮旋转的角速度 k—系数 ρ—水的密度为1000kg/m^4 ψ—阻力系数，根据桨板宽度与长度之比$\left(\frac{b}{l}\right)$确定，见表7-27 η_1　搅拌器机械总效率采用0.75 η_2　传动效率采用0.6～0.95

注：水平轴如为水平穿壁则还需另加0.735kW作为消耗于填料函和轴承的损失。

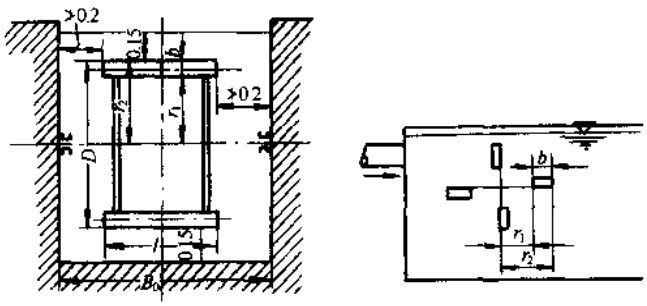


图7-45　水平轴叶轮计算示意

阻力系数 ψ　　表7-27

$\frac{b}{l}$	小于1	1～2	2.5～4	4.5～10	10.5～18	大于18
ψ	1.10	1.15	1.19	1.29	1.40	2.00

7.3.5.3 计算示例

【例】 水平轴式机械絮凝池计算：

已知：设计流量（包括自耗水量）$Q=60000m^3/d=2500m^3/h$。采用两座絮凝池，每池设计流量 $1250m^3/h$。

【解】 (1) 絮凝池尺寸：絮凝时间取 20min，絮凝池有效容积：

$$W=\frac{QT}{60}=\frac{1250\times20}{60}=417m^3$$

根据水厂高程系统布置，水深 H 取 3.6m，采用三排搅拌器，则水池长度：

$$L\geqslant aZH$$

$$L=1.3\times3\times3.6=14m$$

池子宽度：

$$B=\frac{W}{LH}=\frac{417}{14\times3.6}=8.3m$$

(2) 搅拌器尺寸：

每排上采用三个搅拌器，每个搅拌器长：

$$l=(8.3-4\times0.2)/3=2.5m$$

式中 0.2——搅拌器间的净距和其离壁的距离为 0.2m。

搅拌器外缘直径：

$$D=3.6-2\times0.15=3.3m$$

式中 0.15——为搅拌器上缘离水面及下缘离池底的距离 0.15m。

每个搅拌器上装有四块叶片（见图 7-46），叶片宽度采用 0.2m，每根轴上桨板总面积为 $2.5\times0.2\times4\times3=6m^2$，占水流截面积 $8.3\times3.6=29.88m^2$ 的 20%。

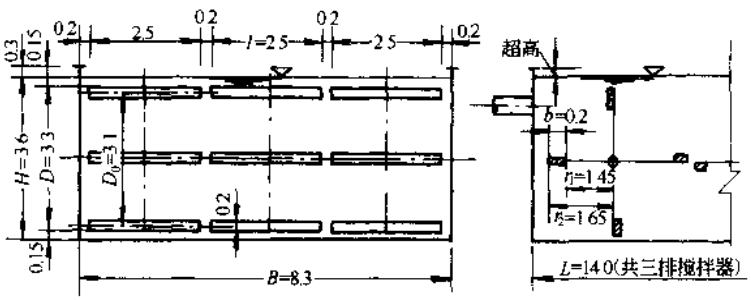


图 7-46 水平轴机械絮凝池计算示例（尺寸以 m 计）

(3) 每个搅拌器旋转时克服水阻力所消耗的功率：

各排叶轮桨板中心点线速度采用：$v_1=0.5m/s$；$v_2=0.35m/s$；$v_3=0.2m/s$。

叶轮桨板中心点旋转直径：$D_0=3.3-0.2=3.1m$。叶轮转数及角速度分别为：

第一排：

$$n_1=\frac{60v_1}{\pi D_0}=\frac{60\times0.5}{3.14\times3.1}=3.08r/min,\omega_1=0.308rad/s$$

第二排：

$$n_2=\frac{60v_2}{\pi D_0}=\frac{60\times0.35}{3.14\times3.1}=2.16r/min,\omega_2=0.216rad/s$$

第三排：

$$n_3=\frac{60v_3}{\pi D_0}=\frac{60\times0.2}{3.14\times3.1}=1.24\text{r/min},\omega_3=0.124\text{rad/s}$$

桨板宽长比 $b/l=0.20/2.5=0.08<1$，查表 7-25 得 $\psi=1.10$

$$k=\frac{\psi\rho}{2g}=\frac{1.10\times1000}{2\times9.81}=56$$

第一排每个叶轮所耗功率：

$$N_1=\frac{ykl\omega^3}{408}(r_2^4-r_1^4)$$

$$=\frac{4\times56\times2.5\times0.308^3}{408}(1.65^4-1.45^4)$$

$$=0.120\text{kW}$$

用同样方法，可求得第二、三排每个叶轮所耗功率分别为 0.041、0.008kW。

(4) 电动机功率：

第一排所需功率为 $N_{01}=0.120\times3=0.360\text{kW}$

第二排所需功率为 $N_{02}=0.041\times3=0.123\text{kW}$

第三排所需功率为 $N_{03}=0.008\times3=0.024\text{kW}$

设三排搅拌器合用一台电动机带动，则絮凝池所耗总功率 ΣN_0 为

$$\Sigma N_0=0.360+0.123+0.024=0.507\text{kW}$$

电动机功率(取 $\eta_1=0.75,\eta_2=0.7$)：

$$N=\frac{\Sigma N_0}{\eta_1\eta_2}=\frac{0.507}{0.75\times0.7}=1\text{kW}$$

(5) 核算平均速度梯度 G 值及 GT 值(按水温 20℃计，$\mu=102\times10^{-6}\text{kg}\cdot\text{s/m}^2$)：

第一排：

$$G_1=\sqrt{\frac{102\times N_{01}}{\mu W_1}}=\sqrt{\frac{102\times0.36}{102\times\frac{417}{3}}\times10^6}=51\text{s}^{-1}$$

第二排：

$$G_2=\sqrt{\frac{102\times N_{02}}{\mu W_2}}=\sqrt{\frac{102\times0.123}{102\times\frac{417}{3}}\times10^6}=30\text{s}^{-1}$$

第三排：

$$G_3=\sqrt{\frac{102\times N_{03}}{\mu W_3}}=\sqrt{\frac{102\times0.024}{102\times\frac{417}{3}}\times10^6}=13\text{s}^{-1}$$

反应池平均速度梯度：

$$G=\sqrt{\frac{102\Sigma N_0}{\mu W}}=\sqrt{\frac{102\times0.507}{102\times417}\times10^6}=35\text{s}^{-1}$$

$$GT=35\times20\times60=42000=4.2\times10^4$$

经核算，G 值和 GT 值均较合适。

【例】 垂直轴式机械絮凝池计算。

已知：设计流量(包括自耗水量)$Q=12000m^3/d=500m^3/h$。采用两个池子，每池设计流量 $6000m^3/d=250m^3/h$。

【解】 (1) 絮凝池尺寸：

絮凝时间取 20min，絮凝池有效容积：

$$W=\frac{QT}{60}=\frac{250\times20}{60}=83m^3$$

为配合沉淀池尺寸，絮凝池分成三格，每格尺寸 2.5×2.5m。絮凝池水深：

$$H=\frac{W}{A}=\frac{83}{3\times2.5\times2.5}=4.4m$$

絮凝池超高取 0.3m，总高度为 4.7m。

絮凝池分格隔墙上过水孔道上下交错布置，每格设一台搅拌设备(见图 7-44)。为加强搅拌效果，于池子周壁设四块固定挡板。

(2) 搅拌设备：

1) 叶轮直径取池宽的 80%，采用 2.0m

叶轮桨板中心点线速度采用：$v_1=0.5m/s$，$v_2=0.35m/s$，$v_3=0.2m/s$

桨板长度取 $l=1.4m$(桨板长度与叶轮直径之比 $l/D=1.4/2=0.7$)

桨板宽度取 $b=0.12m$

每根轴上桨板数 8 块，内、外侧各 4 块。装置尺寸见图 7-47。旋转桨板面积与絮凝池过水断面积之比为

$$\frac{8\times0.12\times1.4}{2.5\times4.4}=12.2\%$$

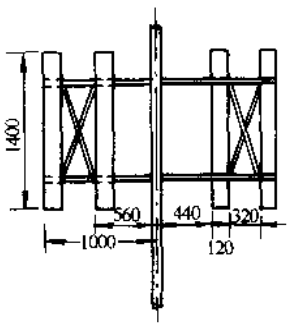


图 7-47　垂直轴搅拌设备

四块固定挡板宽×高为 0.2×1.2m。其面积与絮凝池过水断面积之比为

$$\frac{4\times0.2\times1.2}{2.5\times4.4}=8.7\%$$

桨板总面积占过水断面积为 12.2%+8.7%=20.9%，小于 25%的要求。

2) 叶轮桨板中心点旋转直径 D_0(如图 7-47)为

$$D_0=[(1000-440)\div2+440]\times2=1440=1.44m$$

叶轮转速分别为

$$n_1=\frac{60v_1}{\pi D_0}=\frac{60\times0.5}{3.14\times1.44}=6.63r/min$$

$$\omega_1=0.663rad/s$$

$$n_2=\frac{60v_2}{\pi D_0}=\frac{60\times0.35}{3.14\times1.44}=4.64r/min$$

$$\omega_2=0.464rad/s$$

$$n_3=\frac{60v_3}{\pi D_0}=\frac{60\times0.2}{3.14\times1.44}=2.65r/min$$

$$\omega_3=0.265rad/s$$

桨板宽长比 $b/l=0.12/1.4<1$，查表 7-25 得 $\psi=1.10$

$$k=\frac{\psi\rho}{2g}=\frac{1.10\times1000}{2\times9.81}=56$$

桨板旋转时克服水的阻力所耗功率：

第一格外侧桨板：

$$N'_{01}=\frac{ykl\omega^3}{408}(r_2^4-r_1^4)=\frac{4\times56\times1.4\times0.663^3}{408}(1^4-0.88^4)=0.090\text{kW}$$

第一格内侧桨板：

$$N''_{01}=\frac{4\times56\times1.4\times0.96^3}{408}(0.56^4-0.44^4)=0.014\text{kW}$$

第一格搅拌轴功率：

$$N_{01}=N'_{01}+N''_{01}=0.090+0.014=0.104\text{kW}$$

以同样方法，可求得第二、三格搅拌轴功率分别为 0.036、0.007kW

3）设三台搅拌设备合用一台电动机，则絮凝池所耗总功率为

$$\Sigma N_0=0.104+0.036+0.007=0.147\text{kW}$$

电动机功率（取 $\eta_1=0.75$，$\eta_2=0.7$）：

$$N=\frac{0.147}{0.75\times0.7}=0.28\text{kW}$$

（3）核算平均速度梯度 G 值及 GT 值（按水温 20℃计，$\mu=102\times10^{-6}\text{kg}\cdot\text{s/m}^2$）：

第一格：

$$G_1=\sqrt{\frac{102N_{01}}{\mu W_1}}=\sqrt{\frac{102\times0.104}{102\times27.5}\times10^6}=62\text{s}^{-1}$$

第二格：

$$G_2=\sqrt{\frac{102\times0.036}{102\times27.5}\times10^6}=36\text{s}^{-1}$$

第三格：

$$G_3=\sqrt{\frac{102\times0.007}{102\times27.5}\times10^6}=16\text{s}^{-1}$$

絮凝池平均速度梯度：

$$G=\sqrt{\frac{102N_0}{\mu W}}=\sqrt{\frac{102\times0.147}{102\times82.5}\times10^6}=42\text{s}^{-1}$$

$$GT=42\times20\times60=5.04\times10^4$$

经核算，G 值和 GT 值均较合适。

8 沉淀(澄清)

8.1 预沉淀(澄清)

当原水泥砂含量较高时,采用一次沉淀往往难以满足沉淀出水要求。处理高浊度水一般采用两种方法:一是设置水量调节构筑物(调蓄水库),以避开高浊期间取水;另一是设置预沉淀构筑物,以去除大部分泥砂。

8.1.1 高浊度水沉降特性

高浊度水的特点集中表现在沉降特性的不同,其沉降过程将产生浑液面而具有界面沉降的特点。

8.1.1.1 沉降分类

天然浑水的沉降可分为四种类型,即自由沉降、絮凝沉降、界面沉降和压缩沉降。

(1) 含砂量较低(含砂量在 6kg/m³ 以下),泥砂颗粒组成较粗时,一般具有自由沉降的性质。

(2) 当含砂量较高(在 6kg/m³ 以上,15～20kg/m³ 以下),或泥砂颗粒较细时,由于细小泥砂的自然絮凝作用而形成絮凝沉降。

(3) 当含砂量更高时(>15～20kg/m³ 以上时),细颗粒泥砂因强烈的絮凝作用而互相约束,形成均浓浑水层。均浓浑水层以同一平均速度整体下沉,并产生明显的清-浑水界面,称浑液面,此类沉降称界面沉降。组成均浓浑水层的细颗粒泥沙称稳定泥砂,其粒径范围随含砂量的升高而加大。

(4) 原水含砂量继续增大,泥砂颗粒便进一步絮结为空间网状结构,粘性也急剧增高。此时颗粒在沉降中不再因粒径不同而分选,而是粗、细颗粒共同组成一个均匀的体系而压缩脱水,称压缩沉降。

沉降类型不同,颗粒沉降所遵循的规律和相应的沉降速度也各不相同。高浊度水的颗粒群体沉降服从界面沉降规律,故沉淀池应按浑液面沉降速度进行设计。

当含砂量特高(10～100kg/m³)时,可采用 XJYφ100m 大型周边驱动刮泥机设备来处理,而且效果良好。该产品现有宜兴市新纪元环保有限公司专利制造生产,详见给水排水设计手册第 11 册《常用设备》。

8.1.1.2 浑液面沉速

高浊度水在其自然沉降过程中相继出现浑液面的等速沉降、过渡区和压缩沉降三个阶段。一般选用等速沉降段的沉速或等速沉降段和过渡区两个阶段的浑液面平均沉速值作为

设计沉速。

浑液面沉速取决于原水中的稳定泥砂的浓度，即组成均浓浑水层的细颗粒(粒径小于0.03mm)的泥砂浓度，其关系如式(8-1)：

$$v=v_0 e^{-K_v'\frac{C_w}{C_p}} \tag{8-1}$$

$$K_v=\lg e K_v'$$

或

$$\lg\frac{v_0}{v}=K_v\frac{C_w}{C_p} \tag{8-2}$$

式中　v——浑液面沉速(mm/s)；

v_0——絮凝颗粒的自由沉降速度(mm/s)；对黄河兰州段，$v_0=0.157$(mm/s)；

C_p——絮凝颗粒中的泥砂重量浓度(kg/m³)；在 $C_w<100$kg/m³ 时，$C_p=400\sim410$(kg/m³)；

C_w——稳定泥砂重量浓度(kg/m³)；

K_v——系数，平均为4.01。

公式(8-1)适用于 $C_w<100$kg/m³。

由于原水的物理-化学性质不同，浑液面沉速也互有差异。有条件时，应选择有代表性的水样进行静水沉降试验。若缺乏试验数据，可按公式(8-1)计算。

8.1.1.3　泥渣浓缩与排泥水量

当采用预沉构筑物时，必须考虑泥渣浓缩和排泥。预沉池通常采用连续排泥方式，以形成一定量的底流，使进入和排出的泥砂维持平衡，以保证预沉构筑物的稳定工作。

(1) 预沉池的积泥量：

高浊度水的积泥量按公式(8-3)计算。

$$W_1=3600\frac{C_1-C_4}{C_3-C_1}QT \tag{8-3}$$

式中　W_1——预沉池积泥量，即池内泥渣部分的容积(m³)；

Q——预沉池设计出水量(m³/s)；

T——泥渣浓缩时间(h)，一般不低于1h；

C_1——进水设计含砂量(kg/m³)；

C_3——平均积泥浓度(kg/m³)；与 T 有关，应通过试验确定，如无实测资料时，可参考下列数据：

1) 自然沉淀：150～300kg/m³。

2) 絮凝沉淀(投聚丙烯酰胺)：200～350kg/m³。

3) 兼作预沉池的调蓄水池：700～1300kg/m³(与排泥方式有关)；

C_4——出水设计含砂量(kg/m³)。

(2) 预沉池的排泥水量：

1) 机械排泥时，排泥水量 q_2 按连续排泥考虑，并用式(8-4)计算：

$$q_2=\frac{Q(C_1-C_4)}{C_2-C_1} \tag{8-4}$$

式中　q_2——排泥水量(m³/s)；

C_2——排泥水含砂量(kg/m³)，当采用机械连续排泥时可按前述积泥平均浓度的 C_3

取值。

其余符号同前。

2) 人工排泥时,排泥水量按式(8-5)计算:

$$q_2=\frac{W_2C_3}{3600C_2T} \tag{8-5}$$

式中 W_2——两次清除期间内池内可能积聚的最大泥砂量,即沉淀池泥渣部分容积(m^3);

C_2——排泥水含砂量浓度(kg/m^3);

C_3——池内积聚的泥砂浓度(kg/m^3);

T——清除时间(h)。

8.1.1.4 设计资料收集

选择高浊度水处理流程和构筑物时,除收集一般原水水质资料外,特别要注意收集以下资料:

(1) 含砂量:确定设计含砂量是选择净水工艺的重要依据之一。除查阅有关河段和监测站的水文资料外,尚需调查邻近水厂的实测含砂量资料。对资料缺少的大型给水工程,还可建立临时观测站进行补充测定。

(2) 原水颗粒级配:特别是洪水期的颗粒级配是确定设计含砂量和与设计含砂量相对应的稳定泥砂粒径的依据,也是确定泥砂的含量百分数和设计含砂量时的稳定泥砂浓度的依据。

原水颗粒级配的各种特征值可查阅《水文资料年鉴》,也可参阅邻近水厂的实测资料。

(3) 沉降特性:沉降特性是确定沉淀(澄清)和浓缩构筑物等的重要设计数据;原水沉降特性随含砂量大小、泥砂颗粒组成和原水凝聚性等因素的影响而变化复杂,在有条件时应进行沉降试验;

沉降特性资料包括静止沉降、动水沉降以及稳定泥砂含量与浑液面沉速关系曲线等。

(4) 水温资料:历年高浊度期间的平均水温和最低水温,用以进行浑液面沉速的温度修正和确定净化构筑物冬季运行方案。

8.1.2 预沉处理构筑物类型

适用于高浊度水预沉淀或澄清的构筑物池型及选用见表 8-1。

几种高浊度水净化构筑物的比较 表 8-1

形 式	优 缺 点	适 用 条 件
辐流式预沉池	优点: 1. 管理方便,工作可靠 2. 便于机械刮泥 3. 如投加聚丙烯酰胺絮凝,净化效率较高 缺点: 1. 占地面积大 2. 投资大,施工较平流式困难 3. 导流和配水条件较差	一般用于大、中型水厂的预沉

续表

形　式	优　缺　点	适　用　条　件
平流式预沉池	优点： 1. 水力条件好，管理方便 2. 施工较简单 3. 易与反应设备衔接 缺点： 1. 排泥较困难，机械排泥设备维护较复杂 2. 占地面积较大	用于大、中型水厂的预沉
斜板(管)预沉池	优点： 1. 水力条件好，沉淀效率高 2. 体积小，占地少 缺点： 1. 排泥困难，机械排泥设备复杂 2. 材料消耗多，造价较高	用于各类水厂的预沉
水旋澄清池	优点： 1. 结构较简单　采用水力进行混合、反应，省去了提升和搅拌机械 2. 体积小，占地少 缺点： 1. 水头损失较大 2. 排泥系统较复杂	1. 适用于中、小水厂 2. 最高进水含砂量，可达 60～80kg/m³；出水悬浮物含量，一般小于 20mg/L
沉　砂　池	优点： 1. 体积小，占地少 2. 结构简单 缺点： 1. 仅能去除大颗粒泥砂 2. 需定期清除沉砂	1. 适用于含砂量高，颗粒粒径较粗的原水 2. 立式旋流适用于小型水厂，平流沉砂池适用于大、中型水厂

此外，在考虑高浊度水预沉处理的方案时，若附近有天然预沉条件的洼地，并在此基础上可改建天然预沉池时，应首先考虑采用天然预沉。天然预沉具有工程造价低，施工方便，三材用量少，结构简单等优点。

在长期的治黄实践中，沿岸人民还创造了引黄灌溉、改良土壤的方法，将黄河水中的泥沙，通过渠道引至盐碱地(低产地)，用以放淤改土。也可将沉积的泥砂填于黄河大堤的背部，作为沉砂固堤的材料。因此采用“淤地”或“填背”，是解决部分地区预沉泥砂处置的重要途径。

8.1.3　天　然　预　沉

8.1.3.1　天然预沉池的设计要点

(1) 天然预沉池的设计库容，除包括沉淀过程所需容积、积泥体积和事故调节水量容积外，还应考虑渗漏和蒸发所消耗的容积。

(2) 天然预沉池的沉淀时间较长，一般都以天为单位，所以在设计时对流速等参数均不作控制，而常按事故调蓄水量的要求确定。

(3) 天然预沉池的围堤高度，除满足预沉池设计库容要求外，还需复核河流高水位对预

沉池运行的影响,保证其高程在高水位时运行正常。

(4) 北方地区全年使用的预沉池,应考虑冬季的防冻措施。目前使用天然冰盖防冻法较多,有条件时亦可利用废热防冻。

(5) 天然预沉池的排泥措施,一般采用吸泥船。吸泥船的数量和排泥量应与设计水量、积泥高度等因素相适应,保证池内泥渣平衡。吸泥船的泥泵尽可能采用电动机传动方式。

吸泥船有直吸式、绞吸式和高压水冲式三类,型式的选用与泥渣的类别和粒径粗细等有关。目前常用的型式是平面尺寸小、吃水浅的绞吸式吸泥船。

(6) 预沉池的出水水质,一般不作规定,根据天然预沉池的容量和工艺要求而定。

(7) 块石、砖头、钢筋铁丝等,易造成挖泥船停车事故,因此预沉池在进水前,池底必须消除干净。并在进水口处设拦污栅等防护措施。

8.1.3.2 天然预沉池的容积计算

(1) 容积计算:

$$W=Qn+W_1 \tag{8-6}$$

式中 W——预沉池计算容积(m^3);

Q——设计水量(m^3/d);

n——事故天数(d);

W_1——积泥容积(m^3)。

设计容量应按计算容积增加渗漏和蒸发水量。

(2) 积泥容积 W_1 计算见公式(8-3)。

(3) 预沉池深度计算:

$$H=\frac{W}{F}+h \tag{8-7}$$

式中 H——预沉池高度(m),一般不大于 5m;

F——预沉池面积(m^2);

h——预沉池超高(m),一般不小于 0.5m。

(4) 预沉池排泥水量的计算,见公式(8-4)、式(8-5)。

8.1.3.3 天然预沉池排泥

天然预沉池内一般不设置排泥系统,依靠吸泥船排除积泥,也有使用推土机排除泥渣,但效果较差,而且还需放空水池,影响正常运行,目前已很少使用(除非具有多座预沉池,可以交替使用时)。用于预沉池挖泥的有绞吸式、直吸式等挖泥船。

(1) 绞吸式吸泥船是目前应用较广的形式,它的前部设有绞刀架,吸泥管安在绞刀架上,利有绞刀切削泥土,然后吸泥排除 。对高浊度水预沉池中沉淀的砂性土和较硬的泥渣有较好的排除效果。

(2) 直吸式吸泥船,是国内最早选用的吸泥船,它的吸泥管用绞车升降,直接降至沉泥面,靠泵的吸力把泥吸出排除。由于泵的吸力有限,因此只适用于排除松散的沉泥。

(3) 高压水冲式吸泥船是在直吸式基础上加设高压水冲设备。常用型式是在吸泥头周围设置带孔的环形水管,利用高压水从孔眼中射出的压力松动沉泥,然后由泵排除。

8.1.3.4 排泥水淤地的设计要点

(1) 在禁止预沉池排泥水排入水体的地区,或需放淤改土的地段,可采用沉砂淤地的方

法来处理泥砂并可改良土壤。

(2) 在自然条件许可时，应尽量采用重力排泥，以降低处理成本。

(3) 排泥渠道的淤积是引水淤地经常发生的问题，因此，在设计时应尽可能加大引渠的坡降和流速。

(4) 当工程条件受到限制，无法保证引渠水力排沙的纵坡时($i<0.01$)，可采用水力和人工相结合的冲砂方法。

(5) 解决引渠泥沙淤积的常用方法是提高吸泥泵的扬程，以此来加大渠道纵坡，提高输沙能力，将泥砂送到田间。

(6) 干渠的设计水位，一般高出地面，以便支渠引水。在干渠上禁止设置为引水需要的调节闸等设施，以免影响干渠的输砂能力。

(7) 渠道的纵坡一般为1/4000～1/1000，上段坡度应陡些，下段则可适当平缓。并在渠首首端考虑一定的淤积高度，淤积高度一般采用5～10cm。

8.1.4　辐流式预沉池

8.1.4.1　设计要点

(1) 辐流式沉淀池是一种池深较浅的圆形构筑物。原水自池中心进入，沿径向以逐渐变小的速度流向周边，在池内完成沉淀过程后，通过周边集水装置流出。沉降在池底部的泥砂，采用机械方法排除，见图8-1。

(2) 沉淀池直径30～100m●，周边水深2.4～2.7m，池底最小坡度不小于0.05，并应向池中心逐渐加大。

(3) 沉淀池表面积可用浑液面沉速计算；也可通过静水沉淀浓缩曲线求得，见图8-2。

当采用自然沉淀方法时，浑液面沉速按设计含砂量的稳定泥砂浓度确定，见公式(8-1)

当采用聚丙烯酰胺作絮凝沉降时，因浑液面沉速主要是投药量的函数，故应参照浑液面沉速与投药量的关系曲线，通过沉降试验确定。沉淀时间不少于2～3h。

沉淀池中心进水竖管周围为股流带，这部分面积不应计入沉淀池有效面积内，股流带面积按股流区半径计算，股流区半径约比中心配水装置大1m。

(4) 沉淀池的进水系统对沉淀效果影响较大，为减少短流，应创造均匀的配水条件(如在进水竖管外加整流套筒等)。

(5) 沉淀池有效容积计算，应考虑实际运行时约有10%的容积因死角等原因不起作用的因素。

(6) 沉淀池污泥部分容积计算：当采用机械排泥时，应根据机械装置的桁架及刮泥板的有关尺寸确定；当采用人工排泥时，应按两次排泥间隔时期内可能沉积的最大泥砂量确定。

(7) 沉淀池的出水均匀性和进水均匀性一样，很大程度上影响沉淀效率，设计时应给予重视。出水装置有多口三角堰、水平薄壁堰及淹没孔口，堰口底要保持在同一水平面上，堰口前应设挡板。

(8) 沉淀池总出水管流速，当自然沉淀时，一般采用1.2～1.5m/s；当混凝沉淀时，一般

● 沉淀池直径100m的周边驱动刮泥机现有宜兴市新纪元环保有限公司专利制造生产，详见给水排水设计手册第11册《常用设备》

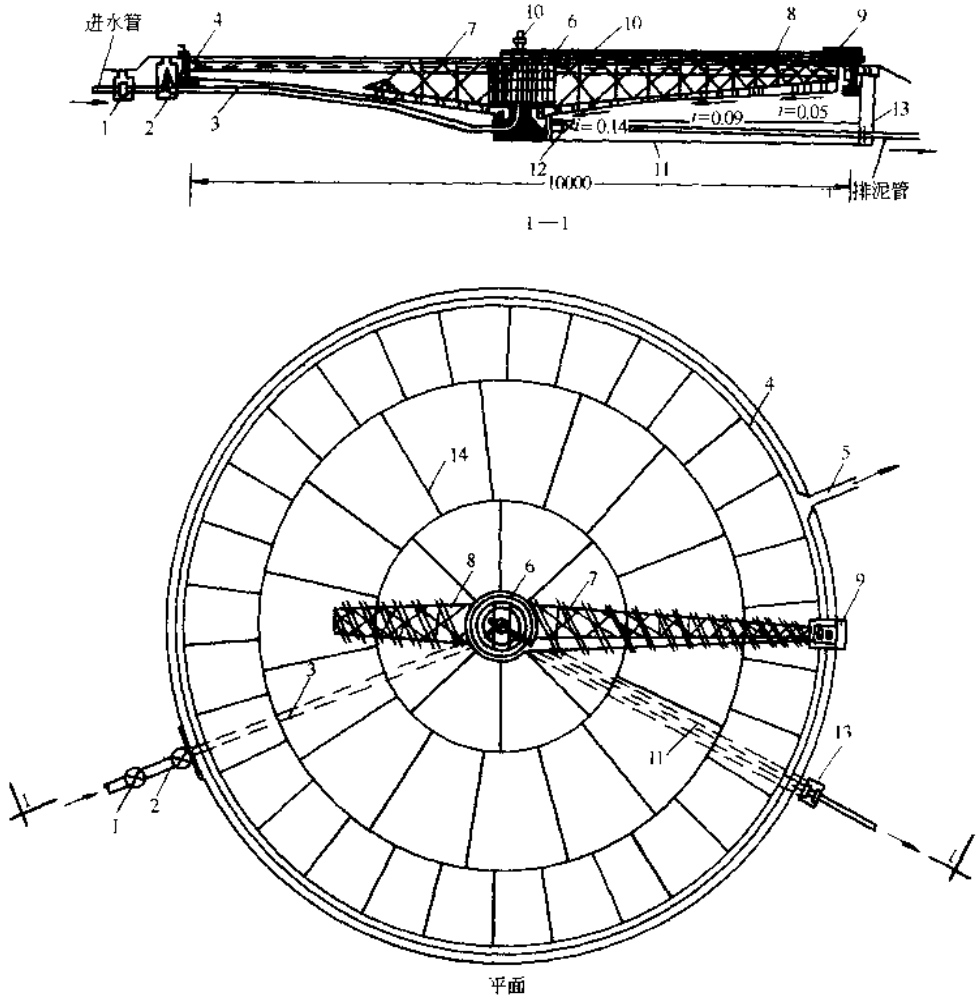


图 8-1 辐流式沉淀池

1-进水计量表;2—进水闸门;3--进水管;4-池周集水槽;5 出水槽;6、7、8 转动桁架;9-牵引小车;10- 圆筒形配水罩;11—排泥管廊;12—排泥闸门;13 排泥计量表;14-池底伸缩缝

采用 0.6m/s。

(9) 沉淀池总出水管(渠)应设阀门或闸板,必要时需装设流量计。

(10) 池数一般不少于 2 个。

(11) 沉淀池直径较大时,要考虑风浪等影响。

(12) 沉淀池在正常水位以上应有 0.5～0.8m 的超高。

8.1.4.2 计算方法

(1) 原始计算资料:

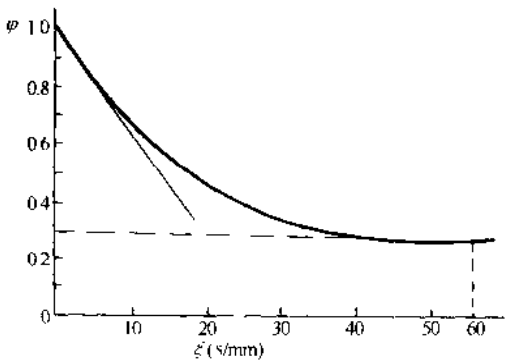


图 8-2 φ-ξ 曲线

1）沉淀池设计出水量 q。

2）进水设计含砂量 C_1。

3）用含砂量为 C_1 的浑水进行静水沉淀试验所得到的静水沉淀浓缩曲线 φ-ξ 见图8-2。

4）要求达到的排泥浓度 C_2。

5）出水设计含砂量 C_4。

(2) 第一种计算方法按浑液面沉速计算如下：

计　算　公　式	符号说明及数据
总面积： $F=1000\alpha\frac{q}{u}+nf_0$	F　沉淀池面积(m^2) q　沉淀池设计水量(m^3/s) u—静止沉淀时的浑液面沉降速度(mm/s)。可通过试验确定，无试验资料时可参照下列数据选用： (1) 自然沉淀时，按公式(8-1)求定 (2) 絮凝沉淀时，可在0.2～0.4mm/s之间选取但应对所需聚丙烯酰胺投量进行校核计算
半径： $R=\sqrt{\frac{F}{n\pi}}$ $n=\frac{q}{q_1}$	f_0—每池进水竖管周围的股流区面积，根据配水的均匀程度而定，每只辐流池的 f_0 在0～30m^2 间取值 α—系数，为动水沉降与静水沉降速度的比值，采用1.3～1.35 n—沉淀池个数，一般 $n\leqslant 2$ R—沉淀池半径(m)
池高： $H=H_0+H_1+H_2$ $H_1=(R-r)i$	q_1—沉淀池单池出水量(m^3/s) H—沉淀池高度(m) H_0—沉淀池周边处水深(m)，一般采用2.4～2.7m H_1—沉淀池圆锥台部分高度(m)
沉淀池容积： $W\doteq 0.9W$ $W=\pi R^2H_0+\frac{\pi}{3}(R^2+Rr+r^2)\times(R-r)i$	r—沉淀池底部积泥坑半径(m) i—池底平均坡度，一般$\leqslant 5\%$，且应向池中心逐渐加大 H_2—超高(m)，$H_2=0.5$～0.8m W_2—单池有效容积(m^3) W—单池总容积(m^3)
总停留时间： $T=\frac{W_2}{3600q_1}$	T—沉淀池停留时间(h)
泥渣浓缩时间： $T_1=\frac{W_2}{W_3}$ $W_3=3600\frac{C_1-C_4}{C_2-C_1}q_1$ $W_2=\frac{\pi}{3}(R^2+Rr+r^2)\times(R-r)i$	T_1—泥渣浓缩时间(h)，$T_1\leqslant 1$h W_2—积泥区体积(m^3) W_3—每小时的积泥体积(m^3/h) q_c—每池设计进水量(m^3/s) d_0—临界流速下的进水管直径(m) P—原水中含砂量的重量百分数 C_1—原水设计最大含砂量(kg/m^3) C_4　出水设计含砂量(kg/m^3)
进水管： $q_c=0.157d_0^2(1-3.43\sqrt[4]{Pd_0^{0.75}})$ $P=\frac{100C_1}{\left(1-\frac{C_1}{\rho}\right)\rho+C_1}$	ρ—清水密度(kg/m^3) ρ_0　泥砂密度(kg/m^3)

续表

计 算 公 式	符号说明及数据
周边集水槽： $L_n=\frac{\pi R}{m}$ $\Delta h=h_1-h_2$ $=\frac{v_2^2-v_1^2}{2g}+h_w$ $h_w=\frac{v_m^2 L_n}{C_m^2 R_m}$ $v_m=\frac{v_1+v_2}{2}$ $R_m=\frac{R_1+R_2}{2}$ $a=\frac{q'}{\mu b\sqrt{2gh}}$ $h=h_4-h_3$	L_n—矩形周边集水槽的计算长度(m) m—计算分段数； Δh—集水槽水位差(m) v_1—计算段起点流速(m/s) h_1—计算段起点水深(m) v_2—计算段终点流速(m/s) h_2—计算段终点水深(m) h_w—计算段全长的水头损失(m) C_m—计算段平均流速系数，据R_m和集水槽粗糙系数n查表得出 v_m—计算段平均流速(m/s) R_m—计算段平均水力半径(m) R_1—计算段起点水力半径(m) R_2—计算段终点水力半径(m) a—孔口缝隙高度(m)(为达到均匀出水，孔口常作成等宽度，变高度的形式)，见图8-3 q'—通过每个孔口的流量(m^3/s) μ—流量系数，采用0.62 b—孔口缝隙宽度(m)，一般取用$b=0.8m$ h—周边集水槽中计算孔口所在断面的作用水头(m) h_3—沉淀池周边处水面高度(m) h_4—周边集水槽中计算孔口所在断面的水面高度(m)

淹没孔见图8-3。

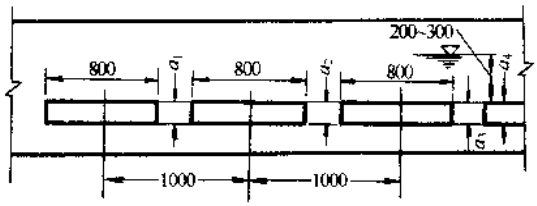


图 8-3 周边淹没式孔眼集水槽

(3) 第二种计算方法按浑水浓缩和异重流假设，将浑水的沉淀和浓缩过程用浓缩参数值ω'进行计算如下：

公 式	符号说明与数据
$F=\frac{a\omega'}{1-a\varphi}\frac{H_2}{H}q$	F—沉淀池表面积(m^2) ω'—浓缩参数，$\omega'=\int_0^{\xi}\varphi d\xi$即0～$\xi$间曲边梯形的面积，其中$\xi$由$\varphi$值从$\varphi\sim\xi$曲线求定，$\xi=\frac{t}{H_0}$。

续表

公　式	符号说明与数据
$\varphi=\frac{C_1}{\alpha C_2}$	φ—静水浓缩比 C_1—设计进水含砂量(kg/m³) C_2—要求达到的排泥浓度(kg/m³) α—系数(动水浓缩与静水浓缩的比值)，$\alpha=1.1\sim1.3$
$H=H_0-h$	H_0—沉淀池平均深度(m)，一般取 $H_0=4$m h—清水区平均深度(m)，一般取 0.5m H—浑水层深度(m)
$F_{最小}=\lambda\frac{q}{u}10^3$	q—沉淀池设计出水量(m³/s) $F_{最小}$—由直线段浑液面沉速计算出的沉淀池最小面积(m²) u—φ-ξ曲线中前段直线区斜率，即浑液面沉速(mm/s) λ—系数，$\lambda=1.3\sim1.35$，用 $F>F_{最小}$ 进行校核
$R=\sqrt{\frac{F}{n\pi}}$	R　沉淀池半径(m) n　沉淀池个数
排泥： $q_2=\frac{\alpha\varphi}{1-\alpha\varphi}q$ 其余计算同前	q_2—排泥流量(m³/s) q—沉淀池出水量(m³/s)

8.1.4.3　排泥

(1) 辐流池一般装设周边传动桁架刮泥机，刮泥机转数可调整。每小时约旋转 1～3 周，刮泥臂外缘线速度不宜大于 10m/min，常用值为 2.5～5m/min。刮泥机桁架上设置栈桥，刮泥板距池底一般为 8～10cm。

刮泥板桁架借牵引小车沿敷设在沉淀池圆周池壁上的钢轨，按顺时针方向旋转，同时在中心部分有小轮在固定于中心支座圆板上的钢轨上转动。

刮泥板的平面形式应为带有不变角度 $\theta\geqslant45°$(θ 为曲线的切线和曲线变化半径＝矢量之夹角)的对数螺旋线形式。

(2) 有机械排泥装置的辐流沉淀池，在池中心底部设集泥坑。刮泥机将沉积于池底的泥砂汇集在集泥坑后，借池内静水压力将泥浆自池底部的排泥管压出。由于泥浆含砂量较高，因此自沉淀池底部排出的泥浆应尽可能采用重力流的方式就近排放。如无条件重力输送而必须采用水泵提升时，宜采用泥浆泵或砂泵。泵的设置高程尽可能按自灌考虑，以确保排泥安全可靠。

8.1.5　沉　砂　池

常用沉砂池有旋流式和平流式两种，适用于颗粒粒径较大的泥砂的预沉。旋流式用于小型预沉池，平流式可用于较大型预沉池。

8.1.5.1　水力旋流沉砂池

水力旋流沉砂池见图 8-4。其工作特点：

(1) 利用水在容器内强烈旋转，使泥砂汇集中心而沉降除去，构造简单，水头损失较小，但池形较高。

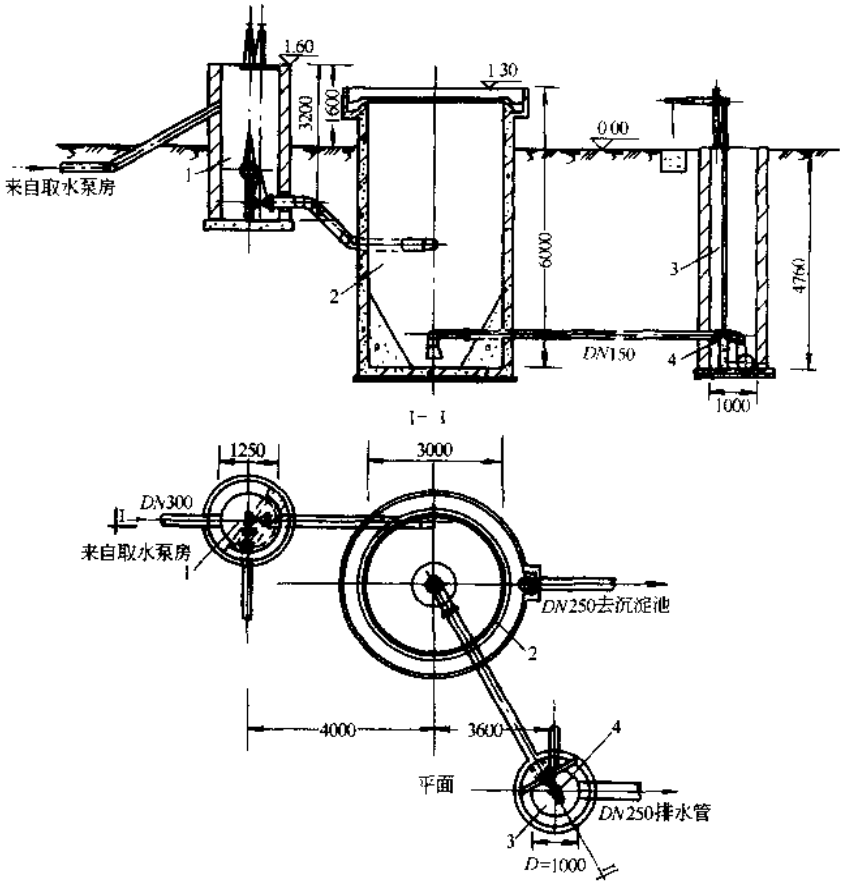


图 8-4 3000m³/d 水力旋流沉砂池

1—气水分离井；2--旋流沉砂池；3—排砂井；4—阀门

(2) 喷嘴出口略向下偏转约 3°；池内壁要求光滑，不宜设置铁梯等，以利旋流除砂。

(3) 必须定时、及时地开启快开阀排砂。当洪水期过后、须立即停池彻底清扫，以免泥砂沉积压实，造成排砂管等堵塞。

图 8-4 为西南地区某水力旋流沉砂池的应用实例。其主要设计参数如下：

(1) 处理规模为 3000m³/d。

(2) 当温度 $T=20℃$，砂粒粒径 $d=0.1mm$ 时，颗粒的沉降速度为 6.12mm/s，采用水流上升流速为 5.0mm/s，可去除粒径≥0.1mm 的泥砂。

(3) 沉淀时间采用＞10min

(4) 池体有效沉降深度 H_0 与直径 D_0 之比以 1∶1 较宜。当水量过大时，池体过高，会限制它的使用。

8.1.5.2 平流沉砂池

平流沉砂池见图 8-5。

(1) 设计参数及方法同一般平流沉淀池：

1) 沉淀时间 15～30min

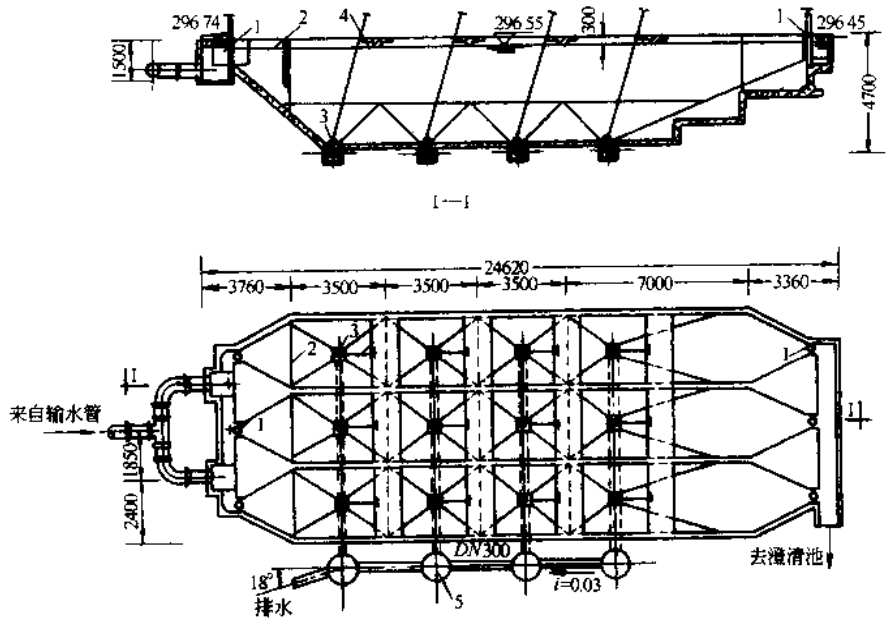


图 8-5　50000m³/d 平流沉砂池

1　提板闸；2—格栅；3—池底阀门；4—阀杆；5—检查井

2）水平流速 20mm/s。

(2) 进水端需设水流扩散过渡段，务使进水分配均匀，该池型池长较短，如配水不均将影响预沉效果。

8.1.5.3　斜管沉砂池

斜管沉砂池的设计参数应根据原水含砂量尤其是砂粒颗粒级配而定。当取水设有斜管取水头部时，由于≥0.1mm 砂粒已被去除，故沉砂池大多按去除≥0.03mm 砂粒设计。当无斜管取水头部时，沉砂池一般按去除≥0.05～1.0mm 砂粒设计。

斜管沉砂池上升流速因水源不同而有较大出入，从 1.15～7mm/s，甚至更大。

斜管沉砂池的构造与一般的斜管沉淀池类似。图 8-6 为一种布置形式。

该池设计规模为 5 万 m^3/d。混合采用机械混合，混合时间 1min。絮凝方式为栅条絮凝，絮凝时间 5min。斜管沉砂池上升流速 4mm/s。沉砂池排泥采用虹吸式机械排泥。

8.1.6　XB-I 型水旋澄清池

XB-I 型水旋澄清池是用两次分离泥砂的方法以达到处理高浊度水的目的，其构造见图 8-7。

(1) 工作特点：

1）在水射器及进水喷嘴前，投加药剂后的原水，经进水管喷嘴沿切线方向进入一絮凝室顶部，沿旋流导板造成一絮凝室内水流的旋转运动，这种水流旋转速度逐渐由快变慢，因而使原水絮粒在旋转运动中获得较大接触强度和良好的反应条件，得以充分的凝聚、接触、吸附。

2）处理高浊度水时，采用二级分离：一絮凝室底部是泥渣浓缩区，原水中约 50%左右泥

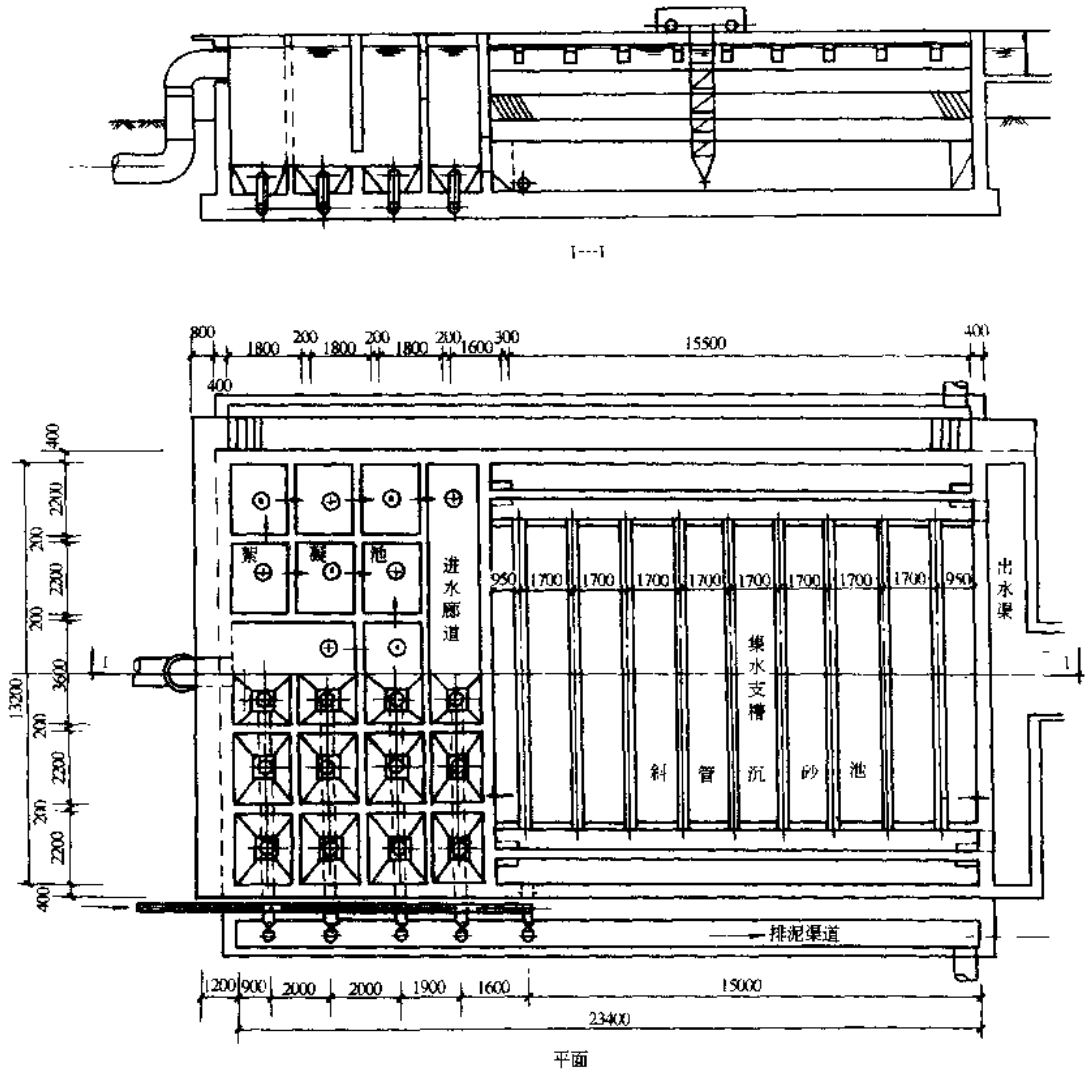


图 8-6 斜管沉砂池

渣沉入该泥渣浓缩区进行浓缩;其余部分通过二絮凝室和导流室,在分离室进行泥水分离。澄清水通过分离室清水区辐射集水槽流出,泥渣沉入分离室泥渣浓缩区进行浓缩。泥渣脱出水,通过设于池壁的环形保护罩下的穿孔管汇集,与上部澄清水一起流出。

3) 冬季低温低浊条件下运转时,除利用水射器或泥浆泵进行泥渣回流外,可将二絮凝室的调节筒下降,使一絮凝室浓缩区容积在低浊度水处理时用于絮凝,以增加低温低浊水处理时的絮凝时间。

(2) 设计要点

1) 设计要点:

① 处理不同原水含砂量时的澄清区上升流速及排泥耗水百分数可参照表 8-2 选用。

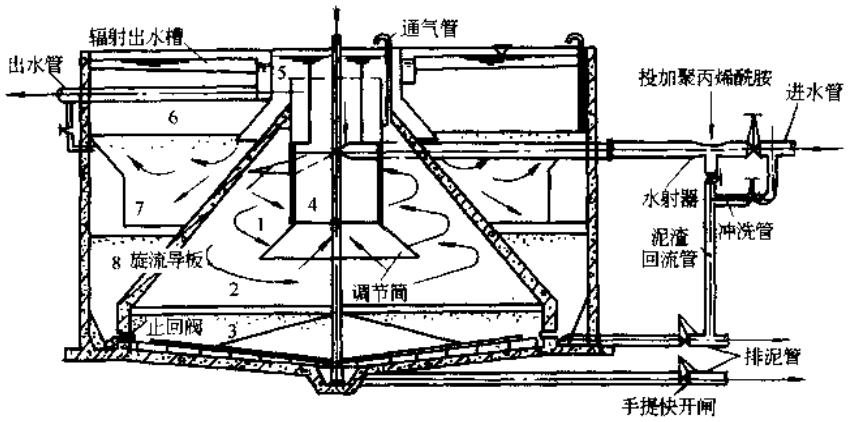


图 8-7　XB-Ⅰ型水旋澄清池

1——一絮凝室混合区；2——一絮凝室沉降区；3——一絮凝室泥渣浓缩区；4—二絮凝室；5 ·导流室；6 ·分离室澄清区；7　分离室分离区；8·-分离室泥渣浓缩区

不同含砂量及不同药剂的上升流速及排泥耗水百分数　　表 8-2

河水含砂量 (kg/m^3)	聚丙烯酰胺作助凝剂、三氯化铁作混凝剂		单以三氯化铁或碱式氯化铝作混凝剂	
	上升流速 (mm/s)	排泥耗水百分数 (%)	上升流速 (mm/s)	排泥耗水百分数 (%)
0.1～3	1.1～1.2	≤5	1.0～1.1	≤5
3～5	1.1～1.2	5～10	≈1.0	5～15
5～10	1.0～1.1	5～12	1.0～0.9	10～18
10～15	1.0～1.1	5～13	0.8～0.9	18～22
15～25	1.0～1.1	6～15		
25～30	0.9～1.0	7～17		
30～40	0.9～1.0	10～19		
40～50	0.9～1.0	15～20		
50～60	0.8～0.9	18～22		
60～70	0.8～0.9	20～24		
70～80	≈0.8	22～26		

② XB-丁型水旋澄清池在分离室的泥渣脱出水，其产水量随进水含砂量不同而异，一般占澄清池产水量的 10%左右。

③ 分两点加药，高浊度水期间在进水管水射器上投加助凝剂(聚丙烯酰胺)，在进水管喷嘴上投加混凝剂三氯化铁。当单投加三氯化铁时，应将药剂投于进水管水射器加药口上。

④ 聚丙烯酰胺采用搅拌器及水泵搅拌，投加浓度为 0.1%～2%(商品重量计)；三氯化铁投加浓度 0.5%～3%(按商品重量计)。

⑤ --絮凝室顶部及泥渣脱出水保护罩顶部设置空气放泄管。

⑥ 分离室底部设止回阀，在--絮凝室排泥时，可排除分离室部分泥渣，并防止圆锥形--絮凝室顶壁受水压力过大。

⑦ 一絮凝室底设有中心传动刮泥机，将泥渣集中后，由中心排泥管排除。分离室底部可设周圈传动刮泥机，或设分段(2～3段)的环形穿孔排泥管排泥。分离室底部的单向阀向一絮凝室作辅助排泥。两室的排泥管都接泥渣回流管，低浊度运转时可进行泥渣回流。

2) 主要设计数据见表8-3。

主要设计数据 **表8-3**

名 称	单 位	设计数据	备 注
进水管流速	m/s	1.0～1.6	
进水管喷嘴水流喷出速度	m/s	2.5～4.0	
进水管前工作压力	kPa	≈60	
水射器提升泥渣量	按产水量%	30	
一絮凝室、导流室流速	mm/s	20～50	包括折流处、出口处
分离室澄清区流速	mm/s	0.8～1.2	见表8-2
分离室澄清区高度	m	1.5～2	
泥渣脱出水保护罩流速	mm/s	0.3～0.4	
泥渣脱出水保护罩直壁高度	m	1～1.3	
二絮凝室絮凝区停留时间	min	6～8	按设计水量
二絮凝室沉降区停留时间	min	15～20	按设计水量
二絮凝室泥渣浓缩区体积			按50%左右泥渣量压缩1h
总停留时间	h	1.5～2.0	
平均排泥浓度	kg/m³	60～320	高浊度水期间采用聚丙烯酰胺助凝剂

(3) 计算公式：池体尺寸计算见图8-8和计算公式如下：

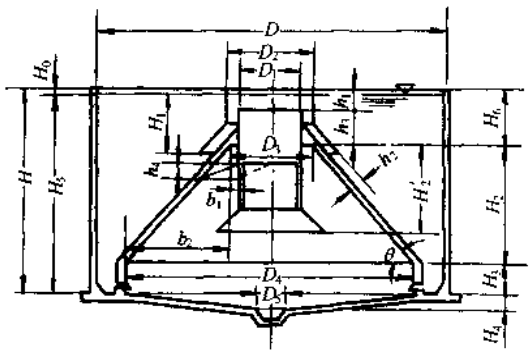


图8-8 池体尺寸计算

XB-Ⅰ型水旋澄清池计算公式

计 算 公 式	设计数据及符号说明
排泥耗水系数： $B_n=\frac{C_1}{C_2-C_1}$ 设计计算水量： $q=q_0(1+B_n)$	B_n—排泥耗水率 C_1—设计进水含砂量(kg/m³) C_2—平均排泥浓度(kg/m³) q—设计计算水量(m³/s) q_0 要求产水量(m³/s)

续表

计　算　公　式	设计数据及符号说明
二絮凝室：	
$\omega_1=\frac{q}{v_1}+\omega_0$	ω_1——二絮凝室截面积(m^2)
	v_1——二絮凝室流速(m/s)
	ω_0——刮泥机轴面积(m^2)
$D_1=\sqrt{\frac{4}{\pi}\omega_1}$	D_1——二絮凝室内径(m)
	h_1——二絮凝室折流处高度(m)
$h_1=\frac{\omega_1}{\pi D_1}$	ω_2——导流室面积(m^2)
	D_2——导流室内径(m)
导流室：	D_1'——二絮凝室外径(m)
$\omega_2=\omega_1$	A_2——导流室中导流板截面积(m^2)
$D_2=\sqrt{\frac{4}{\pi}\left(\frac{\pi}{4}D_1'^2+\omega_2+A_2\right)}$	h_2——导流室出口高度(m)
	W——絮凝室要求容积(m^3)
$h_2=\frac{\omega_2}{\pi D_2}$	W_1——二絮凝室混合区要求容积(m^3)
一絮凝室：	t_1——处理高浊度水时要求混合时间为6～8min
$W=W_1+W_2+W_3$	W_2——二絮凝室沉降区要求容积(m^3)
$W_1=60t_1q$	t_2——处理高浊度水时沉降区要求停留时间为15～20min
$W_2=60t_2q$	W_3——泥渣浓缩区要求容积(m^3)
$W_3=\frac{3600(C_1-C_4')qt_3}{C_3'}$	C_4'——一絮凝室出口浓度(kg/m^3)，按原水含砂量40%左右计算
	t_3——泥渣浓缩时间，按泥渣浓缩1h计算
	C_3'——一絮凝室泥渣浓缩平均浓度(kg/m^3)(浓缩1h的平均浓度为400kg/m^3)
$W'=W_1'+W_2'+W_3'$	W'——一絮凝室计算容积(m^3)
$W_1'+W_2'=\frac{1}{3}H_2(\omega_3+\omega_4+\sqrt{\omega_3\omega_4})$	W_1'——一絮凝室混合区计算容积(m^3)
	W_2'——一絮凝室沉降区计算容积(m^3)
$\omega_3=\frac{\pi}{4}D_3^2$	W_3'——一絮凝室泥渣浓缩区计算容积(m^3)
	$W_1'+W_2'$——一絮凝室锥体容积(m^3)
	H_2——截头锥体高度(m)
	ω_3——一絮凝室截头锥体上端面积(m^2)
$D_3=D_1'+2b_1$	D_3——截头锥体上端直径(m)
$b_1=1.5d_1$	b_1——见图8-8
$\omega_4=\frac{\pi}{4}D_4^2$	ω_4——锥体下端面积(m^2)
	D_4——锥体下端直径(m)
$D_4=D_3+2b_2$	d_1——进水管直径(m)
	b_2——见图8-8
	θ——混凝室锥壁角度(按泥渣滑动要求$\theta=55°$)
$b_2=H_2\operatorname{tg}(90°-\theta)$	H_3——泥渣浓缩区圆柱体高(m)
$W_4'=\frac{\pi}{4}D_3^2H_4+W_4'$	W_4'——泥渣浓缩区锥形底部容积(m^3)
	H_4——泥渣浓缩区锥底高(m)
$W_4'=\frac{1}{3}H_4(\omega_4+\omega_5+\sqrt{\omega_4\omega_5})$	ω_5——泥渣斗上口面积(m^2)
$\omega_5=\frac{\pi}{4}D_5^2$	D_5——泥渣斗上口直径(m)

续表

计 算 公 式	设 计 数 据 及 符 号 说 明
$W_1'=\frac{1}{3}H_2'(\omega_3+\omega_4'+\sqrt{\omega_3\omega_4'})-\frac{\pi}{4}D_1'^2H_2'$ $\omega_4'=-\frac{\pi}{4}D_4'^2$ $h_4=1.5d_1$ $h_5=0.75d_1$ $L=10d_1$	H_2' -反应筒深入一絮凝室深度(m) ω_4'- 反应筒下口所处锥壁的面积(m^2) D_4' -反应筒下口所处锥壁的直径(m) h_4 -旋流导板末端与进水管中心线高差(m) h_5 -旋流导板首端与进水管中心线高差(m) L-旋流导板外圈长度(m)
分离室: $W_F=W_z+W_{s1}+W_{s2}$ $W_z=\omega_z H_1$ $\omega_z=\frac{q}{v_z}$ $\omega=\omega_z+\frac{\pi}{4}D_2'^2$ $D=\sqrt{\frac{4}{\pi}\omega}$ $W_{s1}=60tq$ $W_{s2}=\frac{3600(C_3''-C_4)qT_2}{C_3''}$	W_F- 分离室容积(m^3) W_z—澄清区容积(m^3) ω_z—澄清区截面积(m^2) v_z--澄清区上升流速(m/s) H_1- 澄清区设计高度(m)(≥2m) ω--池子总面积(m^2) D_2'—导流室外径(m) D—澄清池直径(m) W_{s1}—分离区要求容积(m^3) t—分离区要求停留时间 20～25min W_{s2} -分离室泥渣浓缩区要求容积(m^3) T_2—泥渣浓缩时间(按浓缩 1h 计算) C_3''—分离室泥渣浓缩平均浓度(kg/m^3)(浓缩 1h 平均浓度为 300kg/m^3) C_4—分离室出水悬浮物含量(kg/m^3)
池深: $H=H_z+h_1+h_3+H_2+H_3$	H—池深(m) h_3 --二絮凝室上口折流处至一絮凝室锥顶高度(m)(采用 1.0～1.1m) H_2—池体保护高度(m),采用 0.2～0.25m H_5—有效池深(m)
池总容积: $V=\frac{\pi}{4}D^2H_5+W_4'-V_0$	V—池总容积(m^3) V_0—池内结构体积(m^3)

8.1.7 其他预沉构筑物

用于处理一般浊度水的斜板(管)沉淀池、机械搅拌澄清池、悬浮澄清池等净水构筑物亦可用于高浊度水处理,但必须对池型布置作适当改变,以解决大量泥砂的沉积、浓缩和排除。

当原水含砂量较小时,预沉和沉淀可在同一构筑物内完成,即采用一次沉淀工艺。

用于高浊度水的沉淀、澄清池计算方法及大部分设计数据与一般浊度水的处理相同,本节仅简述用于处理高浊度水时的设计特点、设计数据及池型变化的设计要点。

8.1.7.1　斜板(管)预沉池设计要点

(1) 斜板的间距一般采用 50～180mm，常用 100mm；斜管的直径一般采用 25～50mm，常用 35mm，斜板(管)的倾角一般以 60°为宜。

(2) 斜板(管) 的长度 一般采用 1000～1500mm，常用 1500mm。

(3) 斜板(管) 预沉池的上升流速取决于进水含砂量，一般含砂量越高，设计的上升流速选用越低。在进水含砂量为 60kg/m³ 时，自然沉淀的斜管流速为 0.3～0.35mm/s，混凝沉淀的斜管流速为 0.7～1.0mm/s。

(4) 斜板(管)预沉池的出水悬浮物一般不大于 500mg/L。

(5) 用于混凝沉淀的斜板(管) 沉淀池，一般使用聚丙烯酰胺作絮凝剂，以提高产水量。模型试验和生产性资料证明，在处理小于或等于 100kg/m³ 含砂量的高浊度水时，投加足够的水解聚丙烯酰胺絮凝剂，斜管预沉池的上升流速可达 2.5mm/s。

(6) 斜板(管) 预沉池用于混凝沉淀时，絮凝时间可缩短，一般只需 3～5min。

(7) 在斜板(管) 预沉池中，由于表面负荷高，因此对池中泥渣浓缩和排泥等，一定要采取相应设施，使预沉池中出水和泥渣浓缩达到平衡。目前在斜板(管)预沉池中的泥渣浓缩区常采用间距为 50mm、长度为 1m 的斜板作为泥渣的增浓，效果较佳，一般可提高泥渣浓缩效率 3～5 倍。排泥设施以采用机械排泥为佳。

8.1.7.2　机械搅拌澄清池设计要点

(1) 要求具有较大的第一反应室和底部泥渣浓缩室。

(2) 处理高浊度水时，沉淀泥渣应及时排除，不应回流。

(3) 采用直筒形外壁和缓坡的平底。

(4) 需设置机械排泥装置和中心排泥坑，一般不另设排泥斗。

(5) 机械搅拌澄清池的进水方式不宜采用容易积泥和堵塞出流缝隙的三角形配水槽，而以底部进水方式为宜。

(6) 为了提高絮凝效果，机械搅拌澄清池的第一反应室内，应设置第二投药点，设置高度一般为第一反应室的 1/2 高度处，以提高澄清池的处理效果和表面负荷。当发生事故时，也可作为控制泥渣面上升的补救措施。

(7) 在使用聚丙烯酰胺絮凝剂处理高浊度水时，机械搅拌澄清池的叶轮转速宜取高值(叶轮外端线速度一般为 1.33～1.67m/s)。

(8) 机械搅拌澄清池在投加聚丙烯酰胺絮凝剂时，可以处理约 40kg/m³ 以下含砂量的高浊度水。

(9) 机械搅拌澄清池的主要设计参数，可参照相似条件的水厂资料选用，如无数据时，也可参考下列设计数据：

1) 清水区上升流速为 0.6～1.0mm/s

2) 清水区高度为 1～1.5m。

3) 清水区出水浊度一般小于 20NTU，个别情况为 50～100NTU。

4) 第一反应室停留时间(按设计水量计)为 6～10min。

5) 第二反应室停留时间(按设计水量计)为 7～11min。

6) 总停留时间为 1.2～2h。

7) 排泥耗水率 15%～30%。

8) 排泥浓度为 150～300kg/m³。

8.1.7.3 悬浮澄清池设计要点

(1) 池型特点：

处理高浊度水的常用悬浮澄清池池型见图 8-9。

图 8-9 澄清池的特点是泥渣浓缩室(以下简称泥渣室)设于悬浮层下部，在中心排渣筒下部设有深部排渣孔，在处理高浊度水期间可以开启，以调节悬浮层的浓度，排除多余泥渣，保持悬浮层内部的泥渣平衡。在处理一般浊度水期间，也可以定期开启排渣孔，以排除悬浮层底部逐渐积聚的砂粒，提高澄清效果。

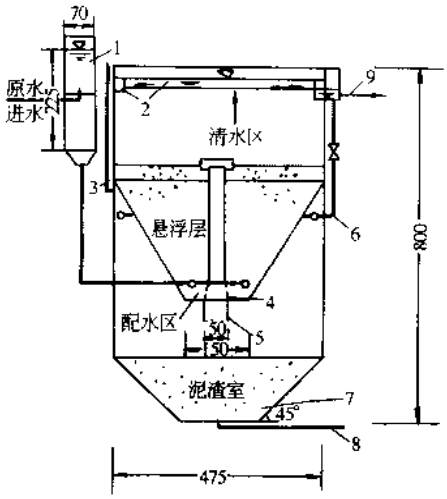


图 8-9 圆形双层悬浮澄清池示意

1—空气分离器；2—清水集水槽；3—排气管；4—底部排渣孔；5—排渣导流管；6 强制出水管；7 冲洗管；8 排泥管；9 清水出水管

(2) 设计要点：

1) 处理含砂量约 3.5～4kg/m³的原水，一定要设置底部和深部排渣孔。底部排渣孔的开启面积，应根据原水中含砂量而定。

2) 排渣孔的孔口应有调节开启度的设施，排渣孔的总面积一般为排渣筒总面积的 50%，排渣孔的流速一般为 0.05m/s。

3) 对于含砂量较高的原水，为了提高除砂效率，可在原水进水管上加设一条比进水管小一号的排砂管，作为定期排砂，也可作为澄清池放空之用。

4) 当原水悬浮物含量超过 3000mg/L，原水与混凝剂溶液混合至进入配水系统之前的时间不得超过 3min。

5) 悬浮澄清池的平面可做圆形或矩形，如采用圆形时，宜采用喷射配水；如采用矩形时，则可采用穿孔管配水。

6) 采用穿孔管配水时，孔口流速一般为 1.5～2.0m/s，采用喷射配水时，喷嘴流速一般为 1.25～1.75m/s。

7) 悬浮层高度一般为 2m，停留时间不小于 20min，每 m 悬浮层的水头损失为 7～8cm。

8) 清水区高度一般为 1.5～2.0m，当以聚丙烯酰胺作絮凝剂时上升流速可参照相似悬浮澄清池运行资料确定。根据原水悬浮物含量高低，一般清水区上升流速采用 0.5～0.8mm/s；泥渣浓缩室上升流速采用 0.4～0.6mm/s。

9) 泥渣室的有效高度不得少于 1.5m 。泥渣浓缩的计算时间和相应的泥渣浓度应根据试验的泥渣浓缩曲线确定。

10) 强制出水量一般为出水量的 30%～40%。

11) 澄清池的排泥周期与进水含砂量有关(高浊度时应连续排泥)，一般为 4～8h，排出的泥渣含水率与投药量有关，一般情况下为 87%～93%。当采用穿孔排泥管排泥时，必须在池底加设压力冲洗管。

12) 澄清池排泥管的管径不小于 150mm，排泥孔眼直径不小于 20mm，孔口的流速不小于 2.5m/s，排泥时间为 10～20min。

13) 泥渣室内的压力冲洗管，一般水压为 0.3～0.4MPa，在冲洗管段设置与垂直线成 45°向下交错排列的孔眼(孔径为 15～20mm)。反冲洗时间一般为 2～3min。

8.2 沉　　淀

8.2.1 沉淀池形式与选择

8.2.1.1 沉淀池形式

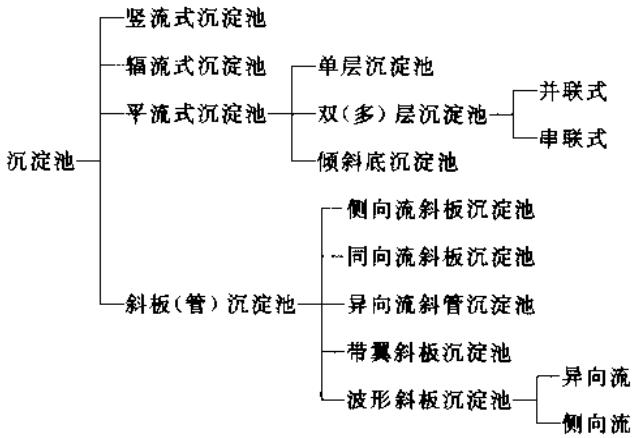
沉淀池按其构造的不同可以布置成多种形式。

按沉淀池的水流方向可分为竖流式、平流式和辐流式。竖流式沉淀池水流向上，颗粒沉降向下，池型多为圆柱形或圆锥形。由于竖流式沉淀池表面负荷小，处理效果差，基本上已不被采用。辐流式沉淀池多采用圆形，池底做成倾斜，水流从中心流向周边，流速逐渐减小。辐流式沉淀池主要被用作高浊度水的预沉。

按截除颗粒沉降距离不同，沉淀池可分为一般沉淀和浅层沉淀。斜管沉淀池和斜板沉淀池为典型的浅层沉淀，其沉降距离仅 30～200mm 左右。

斜板沉淀池中的水流方向可以布置成侧向流(水流与沉泥方向垂直)、上向流(水流与沉泥方向相反)和同向流(水流与沉泥方向相同)，上向流又称异向流。

因此，沉淀池布置的基本类型如下：



8.2.1.2 影响沉淀池选用的因素

选用沉淀池涉及的主要因素有：

(1) 水量规模：各类沉淀池根据技术上和经济上的分析常有其适用范围。以平流沉淀池为例，沉淀池的长度仅取决于停留时间和水平流速，而与处理规模无关，当水量增大时，仅需增加池宽即可，因此单位水量的造价指标随着处理规模的增加而明显减小，所以平流沉淀池更适合于规模较大的水厂。

(2) 进水水质条件：原水水质中的浊度、含砂量、颗粒组成以及原水水质的变化都与沉淀效果有密切关系，并影响沉淀池的选型。斜管沉淀池积泥区体积相对较小，当原水浊度很高时会增加排泥困难。此外，若原水水质变化迅速，斜管沉淀池的适应性也相对较差。

(3) 高程布置的影响：水厂净水构筑物之间一般均采用重力流。当沉淀池池深过浅时，将会增加后续处理构筑物的埋深，而不同池型对池深的要求也不相同，因而也影响池型的选用。

(4) 气候条件：寒冷地区冬季时沉淀池水面将形成冰盖，影响处理和排泥机械运行，因此需采用保温措施。一般可将沉淀池置于室内。对于平面面积较大的沉淀池建于室内将会带来造价的很大增加。因此宜选用平面面积较小的沉淀池。

(5) 经常运行费用：经常运行费用主要涉及混凝剂消耗、厂用水率以及设施的维护更新。根据原水水质的不同，不同类型沉淀池的药耗会有一定差异，可通过当地实际运行指标进行对比。沉淀池的排泥方式影响排泥水浓度，也即影响厂内自用水的耗水率，在沉淀池选型时也需结合进行考虑。另外，对于斜管或斜板沉淀池，由于其板材需定期进行更新，将会增加水厂的经常运行费用。

(6) 占地面积：沉淀池所占面积在生产构筑物中是较大的，根据不同池型可占 25%～40%。平流沉淀池的一个主要缺点是占地面积大，因此当水厂的占地受限制时，也会影响平流沉淀池的选用。

(7) 地形、地质条件：不同形式沉淀池的池型均不相同，有的平面面积较大面池深较浅；有的平面面积较小而池深较深，当地形或地质条件受限制时，将会影响池型的选择。例如平流沉淀池宜布置在场地比较平整而地质条件比较均匀的地方，如地形复杂，高差悬殊的地方，采用平流沉淀池往往需增加大量土石方量，其布置不如其他平面较小的沉淀池灵活。

(8) 运行经验：为使工程能达到预想的效果，除了设计的合理以外，运行管理也是一个重要因素。由于各地的实践经验不同，往往已形成一套具有自己特色的当地运行经验，故在设计中应充分考虑当地的管理水平和实践运行经验，以使设计更切合实际。

以上是选择沉淀池池型时需要考虑的一些主要因素，具体设计时应结合造价和经常费用的分析，通过技术经济比较确定。

8.2.1.3 各种沉淀池的优缺点和适用条件

各种沉淀池的优缺点和适用条件见表 8-4。

沉淀池形式比较　　表 8-4

形　式	优　缺　点	适　用　条　件
平流沉淀池	优点 1. 造价较低 2. 操作管理方便，施工较简单 3. 对原水浊度适应性强，潜力大，处理效果稳定 4. 带有机械排泥设备时，排泥效果好 缺点：1. 占地面积较大 2. 不采用机械排泥装置时，排泥较困难 3. 需维护机械排泥设备	一般用于大、中型净水厂
斜管(板)沉淀池	优点：1. 沉淀效率高 2. 池体小、占地少 缺点：1. 斜管(板)耗用较多材料，老化后尚需更换，费用较高 2. 对原水浊度适应性较平流池差 3. 不设机械排泥装置时，排泥较困难；设机械排泥时，维护管理较平流池麻烦	1. 可用于各种规模水厂 2. 宜用于老沉淀池的改建、扩建和挖潜 3. 适用于需保温的低温地区 4. 单池处理水量不宜过大

注：池宽在 25m 以上大型平流式沉淀池虹吸式和泵吸式刮(吸)泥机，现有宜兴市新纪元环保有限公司制造生产，详见给水排水设计手册第 11 册《常用设备》。

8.2.2　平流沉淀池

平流沉淀池构造简单，为一长方形的水池。图 8-10 为一般平流沉淀池的布置形式，该池与折板絮凝池直接相连，进水采用穿孔墙配水，出水采用指形集水槽集水，排泥采用机械虹吸排泥。

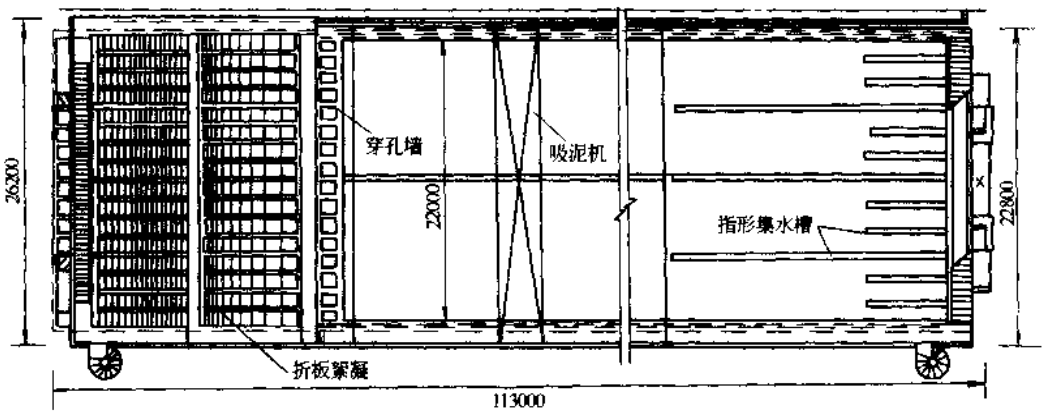


图 8-10　平流式沉淀池布置

8.2.2.1　设计要点

平流沉淀池的设计应使进、出水均匀，池内水流稳定，提高水池的有效容积，同时减少紊动影响，以有利于提高沉淀效率。

平流式沉淀池沉淀效果，除受絮凝效果的影响外，与池中水平流速、沉淀时间、原水凝聚颗粒的沉降速度、进出口布置形式及排泥效果等因素有关，其主要设计参数为水平流速、沉淀时间、池深、池宽、长宽比、长深比等。

有关设计要点如下：

(1) 用于生活饮用水处理的平流沉淀池，沉淀出水浊度一般控制在 5NTU 以下。

(2) 池数或分格数一般不少于 2 座(对于原水浊度终年较低，经常低于 20NTU 时亦可用一座，但要设超越管)。

(3) 沉淀时间应根据原水水质和沉淀后的水质要求，通过试验或参照相似地区的沉淀资料确定，一般采用为 1.0～3.0h。当处理低温、低浊度水或高浊度水时，沉淀时间应适当增长。

(4) 沉淀池内平均水平流速一般为 10～25mm/s。现有沉淀池中水平流速也有高达 30mm/s 以上的，如果出水流均匀，池内水流顺直，流态良好时，亦可达到较好沉淀效果。

(5) 有效水深一般为 3.0～3.5m，超高一般为 0.3～0.5m。

(6) 池的长宽比应不小于 4∶1，每格宽度或导流墙间距一般采用 3～9m，最大为 15m。当采用虹吸式或泵吸式桁车机械排泥时，池子分格宽度还应结合机械桁架的宽度。

(7) 池的长深比应不小于 10∶1。采用吸泥机排泥时，池底为平坡。

(8) 平流式沉淀池进出口形式的布置，对沉淀池出水效果有较大的影响。如进口处配

水不均，则将造成整个过水断面中部分水流流速增大，影响净水效果。如出水不均，则会造成絮粒上浮或带出池外，影响出水水质。

一般情况下，当进水端用穿孔墙配水时，穿孔墙在池底积泥面以上 0.3～0.5m 处至池底部分不设孔眼，以免冲动沉泥。

当沉淀池出口处流速较大时，可考虑在出水槽前增加指形槽的措施，以降低出水槽堰口的负荷。图 8-10 沉淀池，其出水端设多道指形槽，用以增加出水槽长度。沉淀池进出口一般形式及计算见第 8.2.4 节。

(9) 防冻可利用冰盖(适用于斜坡式的池子)或加盖板(应有人孔、取样孔)，有条件时亦可利用废热防冻。

(10) 泄空时间一般不超过 6h。

(11) 弗劳德数一般控制在 $Fr=1\times10^{-4}\sim1\times10^{-5}$ 之间。

(12) 水平沉淀池内雷诺数 Re 一般为 4000～15000 间，多属紊流。设计时应注意隔墙设置，以减小水力半径 R，降低雷诺数。

(13) 为节约用地，大型水平沉淀池也可叠建于清水池之上。图 8-11 为某产水量 20 万 m^3/d 的水平沉淀池，叠建于容积为 1 万 m^3(2500m^3×4 座) 的清水池上面。但沉淀池必须严格保证不漏，否则将影响出厂水水质。

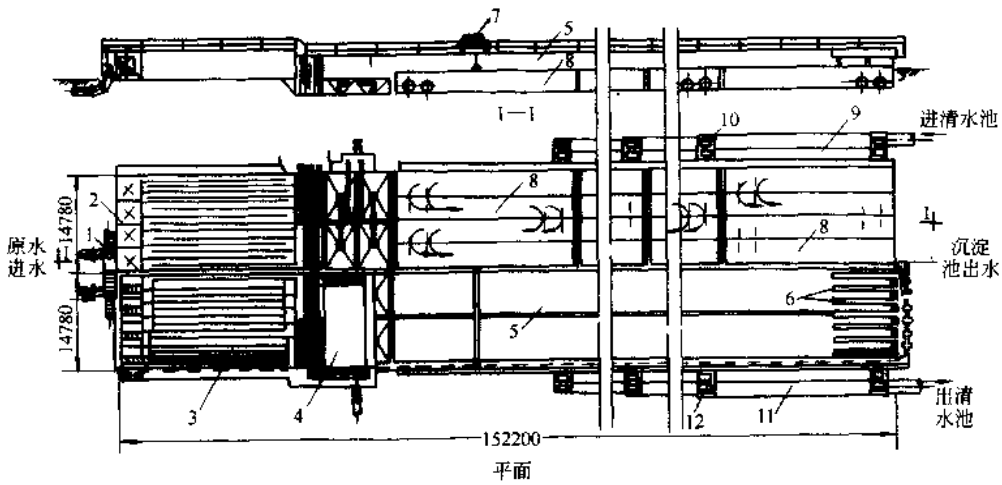


图 8-11　叠层式的水平沉淀池

1—机械混合；2—机械反应；3—隔板反应；4—斜管；5—水平沉淀池；6—指形穿孔出水槽；7—吸泥机；8—清水池；9—进水渠道；10—进水阀门井；11—出水渠道；12—出水阀门井

(14) 平流沉淀池一般采用直流式布置，避免水流转折。但是，为满足沉淀时间和水平流速要求，往往池长较大，一般在 80～100m 之间。当地形条件受限制或处理规模较小(例如 3 万 m^3/d 以下) 时，也可采用转折布置。此时，在转折处必须放大间距，减小流速，以免沉泥翻起。这类布置在实际应用中也有取得较好效果的实例。

8.2.2.2　计算公式

平流式沉淀池的计算方法，大致有以下三种：

(1) 按沉淀时间和水平流速计算。

(2) 按悬浮物质在静水中的沉降速度及悬浮物去除的百分率计算。

(3) 按表面负荷率(或称溢流率)计算。

目前由于对平流式沉淀池已积累了不少实测资料和数据,一般均按照第一种方法计算。现将三种计算方法分别介绍如下:

计　算　公　式	设计数据及符号说明
第一种计算方法: (1) 池长:$L=3.6vT$(m) (2) 池平面积: $F=\frac{QT}{H}$(m²) (3) 池宽: $b=\sqrt{\frac{F}{\beta}}$(m) (4) 弗劳德数计算: $Fr=\frac{v^2}{Rg}$ $R=\frac{\omega}{\rho}$ (5) 雷诺数: $Re=\frac{vR}{\nu}$	v—池内平均水平流速(mm/s) T—沉淀时间(h) Q—设计水量(m³/h) H—有效水深(m) β—池长宽比 R—水力半径(cm) ω—水流断面积(cm²) ρ—湿周(cm) g—重力加速度(cm/s²) ν—水的运动黏度
第二种计算方法: (1) 沉降速度: $\mu=\frac{1.2B-0.2A-E}{B-A}$(mm/s) (2) 沉淀性指数: $S=\frac{A}{B}$ (3) 要求悬浮物去除百分率: $E=\frac{S_1-S_2}{S_1}\times 100\%$ (4) 池长: $L=\alpha\frac{vH}{3.6\mu}$(m) (5) 池过水断面: $f=\frac{Q}{3.6v}$(m²) (6) 池宽: $b=\frac{f}{H}$(m)	当无沉淀试验条件时,μ值参见表 8-5 B—沉降速度 $\mu=1.2$mm/s 时的悬浮物去除百分率,在经过混凝的水中,作沉淀试验得出 A—沉降速度 $\mu=0.2$mm/s 时的悬浮物去除百分率,在经过混凝的水中,作沉淀试验得出 S_1—沉淀前水中悬浮物含量(mg/L) S_2—沉淀后水中悬浮物含量(mg/L) α—考虑因素流及池子结构上的缺陷系数,一般采用 1.2～1.5,水量大取大值 μ—沉降速度(mm/s) H　池内有效水深(m) μ_0—表面负荷率,在数值上等于 μ(mm/s)
第三种计算方法: (1) 池平面积: $F=\frac{Q}{3.6\mu_0}$(m²) (2) 池长: $L=3.6vT$(m) (3) 池宽: $b=\frac{F}{L}$(m)	

沉降速度参考数值　　表 8-5

原水特性和处理方法	沉降速度 μ(mm/s)
用混凝剂处理有色水或悬浮物含量在 200～250mg·L 以内的浑浊水	0.35～0.45
用混凝剂处理悬浮物含量大于 250mg·L 的浑浊水	0.50～0.60
用混凝剂处理高浊度水	0.30～0.35
不用混凝剂处理(自然沉淀)	0.12～0.15

8.2.2.3 计算示例

【例】 与回转式隔板絮凝池合建的平流式沉淀池计算，见图 8-12。

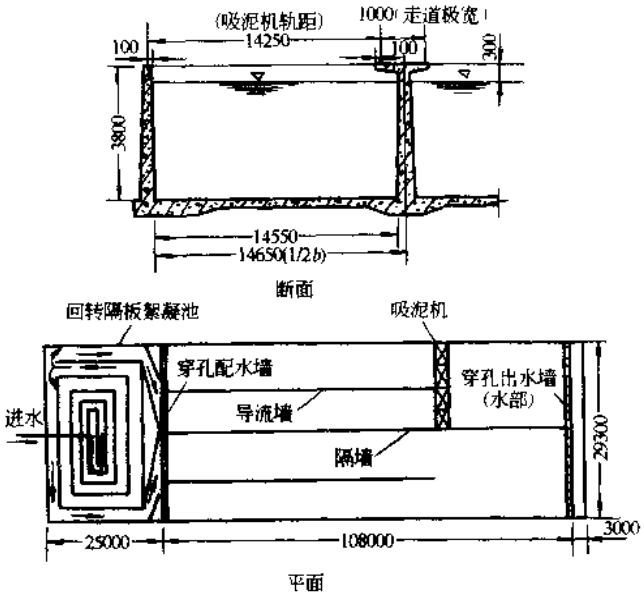


图 8-12　平流式沉淀池计算示例

(1) 已知条件：设计水量 $Q=14000m^3/h$，分设 2 池，每池 $Q'=7000m^3/h=1.95m^3/s$。

(2) 采用数据：

1) 沉淀时间 $T_1=1.5h$。

2) 絮凝时间 $T_2=20min$。

3) 沉淀池平均水平流速 $v=20mm/s$。

4) 絮凝池采用变流速 $v_n=0.5\sim0.2m/s$。

【解】 沉淀池按第一种方法计算：

(1) 沉淀池长：$L_1=3.6vT_1=3.6\times20\times1.5=108m$

(2) 沉淀池容积：$W_1=Q'T_1=7000\times1.5=10500m^3$

(3) 絮凝池容积：$W_2=Q'T_2=7000\times\dfrac{20}{60}=2330m^3$

(4) 沉淀池宽：$b=\dfrac{W_1}{H_1L_1}=\dfrac{10500}{3.5\times108}=27.8m$，其中 H_1 为沉淀池有效水深，采用 3.5m。超高采用 0.3m，则池深为 3.8m。

采用轨距为 14.25m 的机械吸泥机，每池设置两部，考虑到走道宽度及隔墙尺寸，每格净宽为 14.55m，其具体的平面及断面布置见图 8-12。

(5) 絮凝池长：$L_2=\dfrac{W_2}{H_2 b}=\dfrac{2330}{3.6\times29.3}=22.8$m(采用 25m，包括穿孔配水墙前的廊道)

其中 H_2 为絮凝池中平均水深，采用 3.6m。

(6) 水池平面尺寸：

1) 絮凝池长 25m。

2) 沉淀池长采用 108m。

3) 出水井长采用 3m。

4) 池宽为 29.3m(分两格，每格净宽 14.55m)。

(7) 絮凝池计算(略)。

(8) 沉淀池水力条件复核：考虑到池内设有导流墙：

$$\omega=715\times350\text{cm}^2$$

$$\rho=715+2\times350\text{cm}$$

$$R=\frac{\omega}{\rho}=177\text{cm}$$

$$Fr=\frac{v^2}{Rg}=\frac{2^2}{177\times981}=2.3\times10^{-5}$$(在 $1\times10^{-4}\sim1\times10^{-5}$范围内)。

8.2.3　斜板与斜管沉淀池

斜板或斜管沉淀池，是一种在沉淀池内装置许多间隔较小的平行倾斜板或直径较小的平行倾斜管的沉淀池。特点是沉淀效率高、池子容积小和占地面积少。斜板(管)沉淀池因沉淀时间短，故在运转中遇到水量、水质变化时，应加强注意和管理。

采用此类沉淀池时，还应注意絮凝的完善和排泥布置的合理等。

8.2.3.1　斜板沉淀池

(1) 沉淀特点：

1) 根据平流式沉淀池去除分散性颗粒的沉淀原理，一个池子在一定的流量 Q 和一定的颗粒沉降速度 μ_0 的条件下，其沉淀效率 E 与池子的平面面积 A 成正比：$E=\dfrac{\mu_0}{\dfrac{Q}{A}}=\dfrac{\mu_0 A}{Q}$。为此，如在同一池子中，按高度分成 N 个间隔，使水平面积增加为 N 倍，在理论上可以提高沉淀能力 N 倍(实际上由于各种其他因素的影响不可能达到)。图 8-13(a)所示：将一个池子分成 4 个间隔后，使其具有 4 倍水池平面面积，则理论上池长可缩短至 1/4 或水平流速 v 可增至 4 倍。

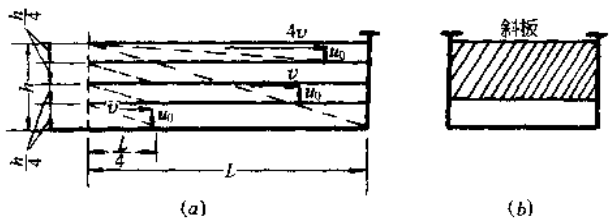


图 8-13　斜板沉淀示意(一)

2) 池子分成许多水平浅格后，虽可以提高沉淀效率，但增加排泥困难，为此将水平板改为斜板，见图 8-13(b)，一方面使水平投影面积增加，一方面积泥可以自动落入池底，便于排除。

3）增加许多平行斜板后，加大水池过水断面的湿周，同时减小水力半径，为此在同样的水平流速 v 时，可以大大降低雷诺数 Re，从而减少水的紊动，促进沉淀。

4）加设斜板，使颗粒沉淀距离缩短，减少了沉淀时间，见图 8-14。

斜板斜管沉淀池在生产实践中取得了较好效果，特别对分散性颗粒的去除效果更为显著。

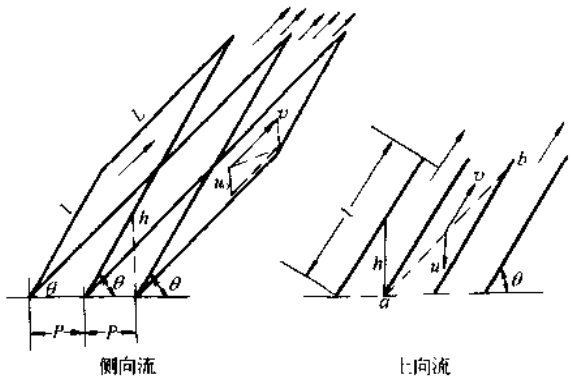


图 8-14　斜板沉淀示意（二）

还有在澄清池的分离区中加设斜板或斜管，以提高出水效率，也取得了一定的效果。

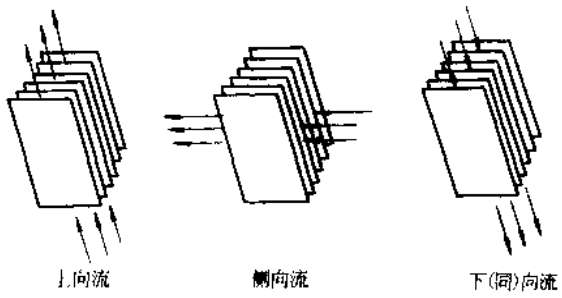


图 8-15　斜板沉淀池水流方向示意

（2）设计要点：

1）斜板沉淀池水流方向主要有上向流、侧向流及下向流（同向流）三种，见图 8-15。

2）颗粒沉降速度 μ：应根据水中颗粒情况通过实际试验测得；在无试验资料时可参考已建类似沉淀设备的运转资料确定；一般混凝反应后的 μ 大致为 0.3～0.6mm/s（参见表 8-5）。

3）有效系数 η：为斜板沉淀池在实际生产运转中因受进水条件、斜板结构等影响而使沉淀效率降低的系数，根据资料介绍最小为 0.2，一般在 0.7～0.8 之间。

4）倾斜角 θ：根据斜板材料和颗粒情况而异，一般为了排泥方便常用倾斜角为 50°～60°。

5）板距 P：即两块斜板间的间距，侧向流斜板 P 一般采用 50～150mm，常用 100mm，下向流斜板 P 常用 35mm。

6）板内流速 v：上向流时根据表面负荷计算（类同于斜管计算）；侧向流时可参考相当于平流式沉淀池的水平流速，一般为 10～20mm/s；下向流时，可根据下向表面负荷计算。

7）在侧向流斜板的池内，为了防止水流不经斜板部分通过应设置阻流墙，斜板顶部应高出水面见图 8-17。

8）为了使水流均匀分配和收集，侧向流斜板沉淀池的进、出口，应设置整流墙。进口处整流墙的开孔率应使过孔流速不大于絮凝池出口流速，以免絮粒破碎。

9）排泥设备，一般采用穿孔管或机械排泥，穿孔管排泥的设计与一般沉淀池的穿孔管排泥相同。

10）用作饮用水沉淀池时斜板材料应为无毒材料。

11）同向流斜板沉淀池的重要组成部分是集水装置，须使流态稳定、集水均匀，不干扰泥水分离和沉泥泛起。图 8-16 为集水装置形式可供设计时选用。

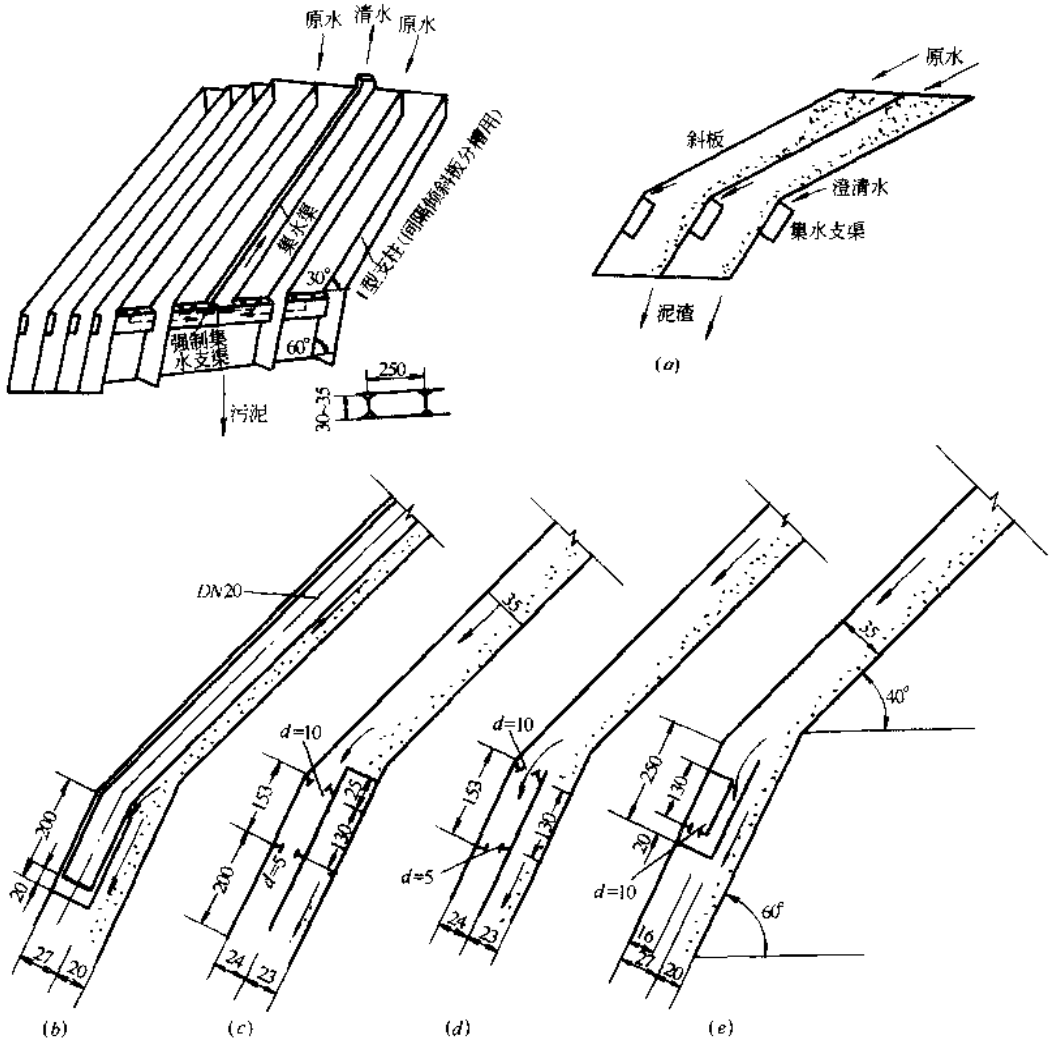


图 8-16　同向流集水装置

(a) 兰美拉式集水装置；(b) 管式沿程集水装置；

(c)、(d)、(e) 孔室集水装置

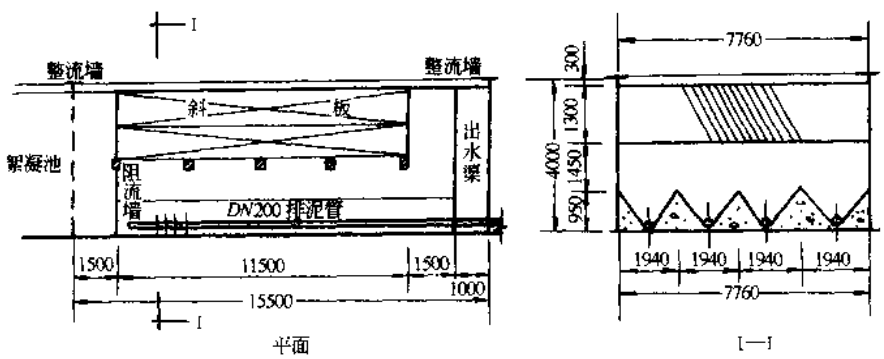


图 8-17　侧向流斜板沉淀池示例

(3) 水力计算及公式：

1) 上向流：
$$Q=\eta\mu(A_t+A) \tag{8-8}$$

2) 侧向流：
$$Q=\eta\mu A_t \tag{8-9}$$

3) 同向流：
$$Q=\eta\mu(A_t-A) \tag{8-10}$$
$$A_t=Na'_t\cos\theta \tag{8-11}$$

式中 Q——进入沉淀池的水量(m^3/s)；

η——有效系数；

μ——颗粒沉降速度(m/s)；

A——沉淀池池底水平面积(m^2)；

A_t——斜板水平投影面积之总和(m^2)；

N——斜板间隔数(个)；

a'_t——每块斜板实际面积(m^2)；

θ——斜板水平倾角(°)。

侧向流斜板沉淀池的计算如下：

计 算 公 式	设 计 数 据 及 符 号 说 明
$A_t=\dfrac{Q}{\eta\mu}$	A_t、Q、η、μ 见公式(8-8～11)
$A'_t=\dfrac{A_t}{\cos\theta}$	A'_t—斜板实际总面积(m^2)
$h=l\sin\theta$	θ—斜板倾斜角度(°)
$B=\dfrac{Q}{vh}$	l 斜板斜长(m)
$N=\dfrac{B}{P}$	h—斜板安装高度(m)
$L=\dfrac{A'_t}{Nl}$	B—池宽(m)
$H=h_1+h_2+h+h_3$	v—板内流速(m/s)
复核	P—水平板距(m)
$t=\dfrac{L'}{v}=\dfrac{h}{\mu}$	N—斜板间隔数
$L'=P\mathrm{tg}\theta\dfrac{v}{\mu}$	L—斜板组合全长(相当于池长)(m)
	h_1—积泥高度(泥斗高度)(m)
	h_2—配水区高度(m)
	H—沉淀池总高度(m)
	h_3—保护高度(m)
	t 颗粒沉降需要时间(s)
	L'—颗粒沉降需要长度(m)

(4) 计算示例：

【例】

1) 已知条件：

进水量：$Q=15000m^3/d=650m^3/h=0.18m^3/s$

颗粒沉降速度：$\mu=0.4mm/s=0.0004m/s$

2) 设计采用数据：

有效系数：$\eta=0.75$

斜板水平倾角：$\theta=60^{\circ}$

斜板斜长：$l=1.5\text{m}$

斜板板距：$P=0.1\text{m}$

沉淀池水平流速：$v=20\text{mm/s}=0.02\text{m/s}$

3）斜板面积计算：

$$A_{\text{f}}=\frac{Q}{\eta\mu}=\frac{0.18}{0.75\times0.0004}=600\text{m}^2$$

需要斜板实际总面积：$A'_{\text{f}}=\frac{A_{\text{f}}}{\cos\theta}=\frac{600}{\cos60^{\circ}}=1200\text{m}^2$

4）斜板高度计算：

斜板高度：$h=l\sin\theta=1.5\times\sin60^{\circ}=1.5\times0.866=1.3\text{m}$

5）沉淀池宽度计算：

$$\text{池宽：}B=\frac{Q}{vh}=\frac{0.18}{0.02\times1.3}=7.0\text{m}$$

6）斜板组合全长计算：

$$\text{斜板间隔数：}N=\frac{B}{P}=\frac{7.0}{0.1}=70\text{ 个}$$

$$\text{斜板组合全长：}L=\frac{A'_{\text{f}}}{Nl}=\frac{1200}{70\times1.5}=11.4\text{ 采用 }11.5\text{m}$$

斜板沉淀池布置示意见图 8-17。

7）沉淀池长度(见图 8-17)$=11.5\text{m}$

8）沉淀池高度(见图 8-17)$=4.0\text{m}$

9）复核颗粒沉降需要长度，见图 8-14：

颗粒沉降需要时间：$t=\frac{L'}{v}=\frac{h}{\mu_0}$

$$h=P\text{tg}\theta$$

颗粒沉降需要长度：$L'=P\text{tg}\theta\frac{v}{\mu_0}$

$$=0.1\times\text{tg}60^{\circ}\times\frac{0.02}{0.0004}=8.06\text{m}$$

现采用长度 11.5m>8.06m，可满足颗粒沉降时的要求长度。

(5) 布置示例：某工程同向流斜板沉淀池布置示例见图 8-18。

8.2.3.2　斜管沉淀池

斜管沉淀池与斜板沉淀池的原理基本相同，但从水力条件来看，斜管要比斜板更为优越，因为斜管的水力半径更小，因而雷诺数更低(一般小于 50)，沉淀效果亦较显著。

斜管沉淀池的布置见图 8-19。其中(a)的斜管采用与水流呈逆向布置；(b) 为部分逆向、部分顺向。

(1) 设计要点：

1）斜管断面一般采用蜂窝六角形或山形(较少采用矩形或正方形)，其内径或边距 d 一般采用 25～35mm。

2）斜管长度一般为 800～1000mm 左右，可根据水力计算结合斜管材料决定。

3）斜管的水平倾角 θ 常采用 60°。

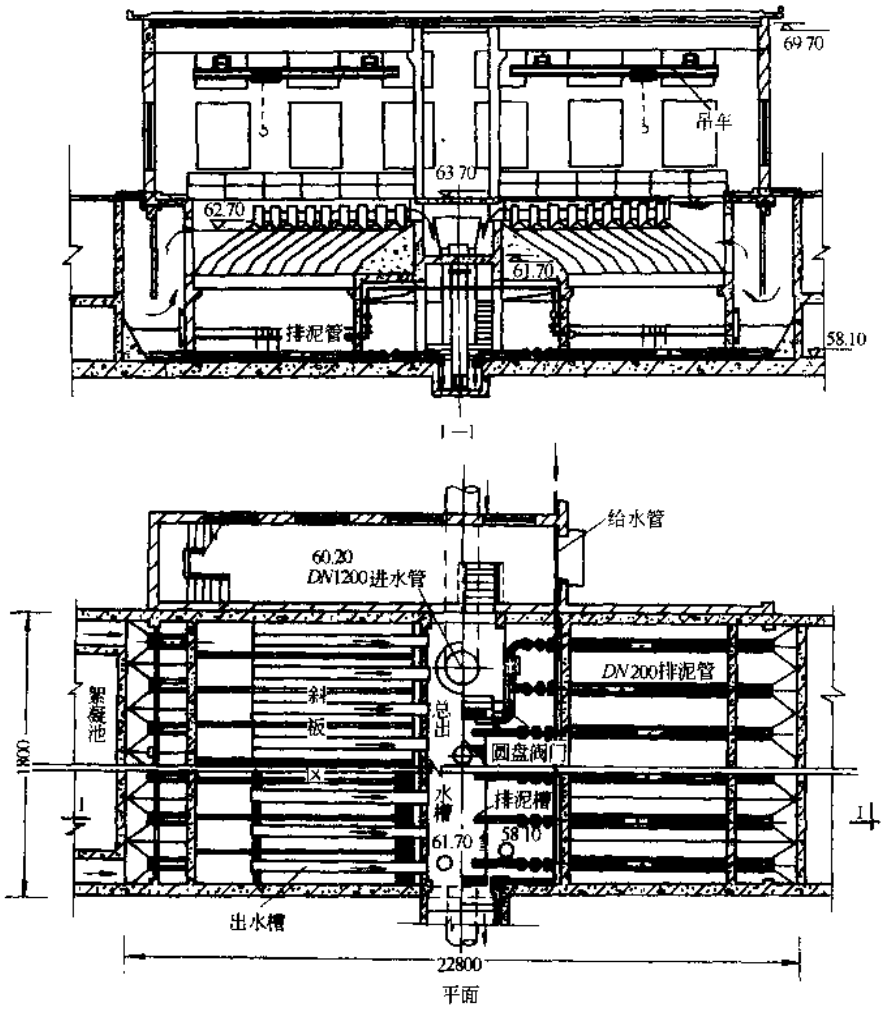


图 8-18　同向流斜板沉淀池布置示例

4）斜管上部的清水区高度，不宜小于 1.0m，较高的清水区有助于出水均匀和减少日照影响及藻类繁殖。

5）斜管下部的布水区高度不宜小于 1.5m。为使布水均匀，在沉淀池进口处应设穿孔墙或格栅等整流措施。

6）积泥区高度应根据沉泥量、沉泥浓缩程度和排泥方式等确定。排泥设备同平流式沉淀池，可采用穿孔管排泥或机械排泥等。

7）斜管沉淀池采用侧面进水时，斜管倾斜以反向进水为宜，如图 8-19(*a*)。

8）斜管沉淀池的出水系统应使池子的出水均匀，其布置与一般澄清池相同，可采用穿孔管或穿孔集水槽等集水。

9）斜管材料，目前国内采用的主要材料有：

① 聚氯乙烯塑料片（处理饮用水时应为无毒塑料片）厚度为 0.4～0.5mm，热压成半蜂窝型，用聚氨酯等树脂胶合成蜂窝形。

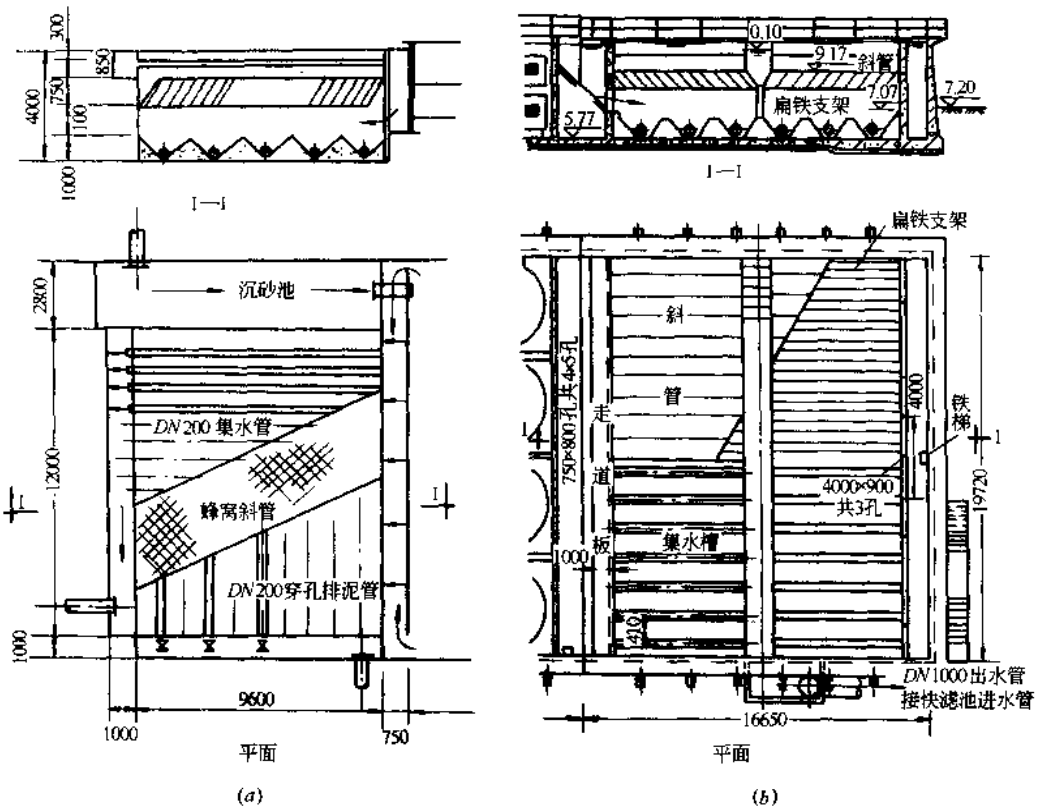


图 8-19　斜管沉淀池布置

② 聚丙烯塑料片，但在气温较高地区容易发软变形。

③ 玻璃钢斜管，虽质地较硬，但必须是无毒，目前应用较少。

④ 不锈钢，适用于较大孔径。

(2) 水力计算：根据有关资料的介绍，对圆形或正六边形断面的斜管沉淀池水力计算(见图 8-20)，可根据管内流态及颗粒在沉降过程中水平流速的变化而推导出颗粒沉降的轨迹，从而获得其水力计算的关系式，即

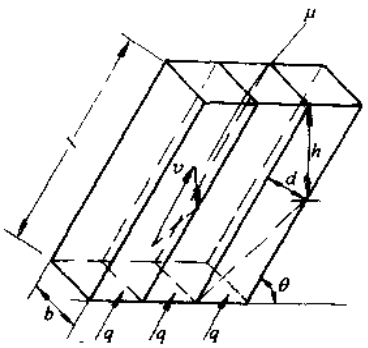


图 8-20　斜管示意

$$\frac{\mu}{v_0}\left(\sin\theta+\frac{l}{d}\cos\theta\right)=\frac{4}{3} \tag{8-12}$$

从而

$$l=\left(\frac{1.33v_0-\mu\sin\theta}{\mu\cos\theta}\right)d \tag{8-13}$$

式中　μ——设计采用的颗粒沉降速度(mm/s)；

v_0 ——设计采用的管内上升流速，一般采用 3.0～4.0mm/s；

l——斜管长度(mm)；

d ——斜管的内径或边距(mm)；

θ——斜管水平倾角(°)。

(3) 计算示例：斜管沉淀池示例见图 8-21。

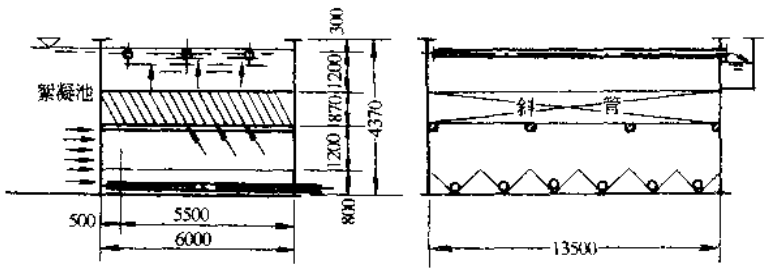


图 8-21　斜管沉淀池示例

1) 已知条件：

① 进水量：$Q=15000m^3/d=650m^3/h=0.18m^3/s$

② 颗粒沉降速度：$\mu=0.35mm/s$

2) 设计采用数据：

① 清水区上升流速：$v=2.5mm/s$

② 采用塑料片热压六边形蜂窝管，管厚=0.4mm，边距 $d=30mm$，水平倾角 $\theta=60°$。

3) 清水区面积：$A=\dfrac{Q}{v}=\dfrac{0.18}{0.0025}=72m^2$，其中斜管结构占用面积按 3%计，则实际清水区需要面积：

$$A'=72\times1.03=74.2m^2$$

为了配水均匀，采用斜管区平面尺寸为 5.5m×13.5m，使进水区沿 13.5m 长一边布置。

4) 斜管长度 l：

① 管内流速：$v_0=\dfrac{v}{\sin\theta}=\dfrac{2.5}{\sin60°}=\dfrac{2.5}{0.866}=2.89mm/s$

② 斜管长度：$l=\left(\dfrac{1.33v_0-\mu\sin\theta}{\mu\cos\theta}\right)d=\left(\dfrac{1.33\times2.89-0.35\times0.866}{0.35\times0.5}\right)30$

$$=\frac{3.54}{0.175}\times30=607mm$$

③ 考虑管端紊流、积泥等因素，过渡区采用 250mm

④ 斜管总长：$l'=250+607=857$，按 1000mm 计

5) 池子高度：

① 采用保护高度：0.3m

② 清水区：1.2m

③ 布水区：1.2m

④ 穿孔排泥斗槽高：0.8m

⑤ 斜管高度：$h=l'\sin\theta=1\times\sin60°=0.87m$

⑥ 池子总高：$H=0.3+1.2+1.2+0.8+0.87=4.37m$

6) 沉淀池进口采用穿孔墙，排泥采用穿孔管，集水系统采用穿孔管，以上各项计算均同一般沉淀池或澄清池设计。

7) 复算管内雷诺数及沉淀时间：

$$Re=\frac{Rv_0}{\nu}$$

式中水力半径：$R=\frac{d}{4}-\frac{30}{4}=7.5\text{mm}-0.75\text{cm}$

管内流速：$v_0=0.289\text{cm/s}$

运动黏度：$\nu=0.01\text{cm}^2\cdot\text{s}$(当 $t=20℃$ 时)，

$$Re=\frac{0.75\times0.289}{0.01}=21.68$$

沉淀时间：$T=\frac{l'}{v_0}=\frac{1000}{2.89}=346\text{s}=5.77\text{min}$(沉淀时间 T 一般在 4～8min 之间)

8.2.4　其他形式沉淀池

本节介绍几种由国外水处理公司开发应用的沉淀池形式。

8.2.4.1　DENSADEG 高密度沉淀池

DENSADEG 高密度沉淀池为法国德利满公司开发研究的沉淀池，其基本构造见图 8-22。它由絮凝区、推流区、沉淀区和浓缩区及泥渣回流系统和剩余泥渣排放系统组成。

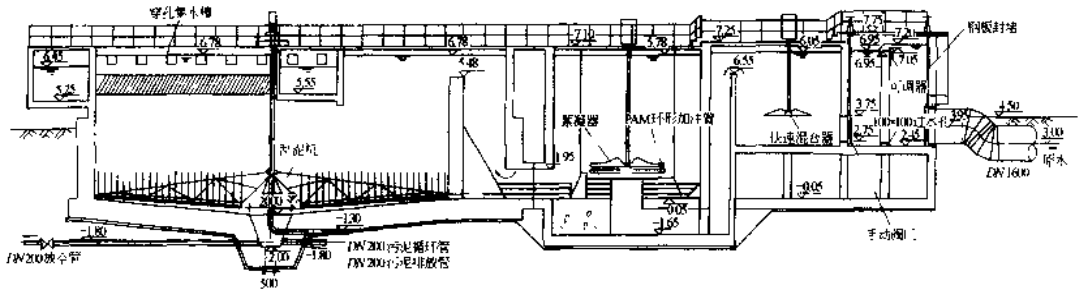


图 8-22　高密度沉淀池

加注混凝剂的原水经快速混合后进入絮凝池，并与沉淀池浓缩区的部分沉淀泥渣混合，在絮凝区中加入絮凝剂并完成絮凝反应。反应采用螺旋桨搅拌器。经搅拌反应后的水以推流方式进入沉淀区。在沉淀区中泥渣下沉，澄清水进一步经斜管分离后由集水槽收集出水。沉降的泥渣在沉淀池下部浓缩，浓缩泥渣的上层用螺杆泵回流与原水混合，以维持最佳的固体浓度，底部多余的泥渣由螺杆泵排出。

高密度沉淀池的主要特点是：

(1) 特殊的絮凝反应器设计。

(2) 从絮凝区至沉淀区采用推流过渡。

(3) 从沉淀区至絮凝区采用可控的外部泥渣回流。

(4) 应用有机高分子絮凝剂。

(5) 采用斜管沉淀布置。

高密度沉淀池的主要优点是采用池外泥渣回流的方式和投加高分子絮凝剂，使絮凝形成的絮体均匀和密集，因而具有较高的沉降速度。此外，沉淀池下部设置较大的浓缩区，使排放污泥的含固率可达 3%～14%，减少了水厂自用水率，并有利于污泥的处理(当需污泥脱水时，可省去浓缩池)。

在给水处理中，高密度沉淀池可用于澄清和软化。当用作澄清时，斜管区的上升流速采用 20～30m/h(5.6～8.3mm/s)。

法国 Morsang-Sur-Seine 水厂(处理能力 9.2 万 m^3/d)、西班牙 Manises 水厂(处理能力 18 万 m^3/d)、阿根廷 Rosario 水厂(处理能力 16 万 m^3/d)等均采用了 DENSADEG 高密度沉淀池的净水工艺。其斜管区的上升流速分别为 22.8、21.42、22.32m/h。

国内目前也已开始考虑采用高密度沉淀池作为水厂的沉淀和排泥水的浓缩处理。

8.2.4.2 ACTIFLO 沉淀池

ACTIFLO 沉淀池为 OTV 公司 1988 年开发应用的一种沉淀池，其基本构造示意见图 8-23。

ACTIFLO 沉淀池的主要特点是利用细砂作为絮凝的核心物质，以形成较易沉降的絮粒，加快沉淀过程，缩小斜管沉淀池面积。

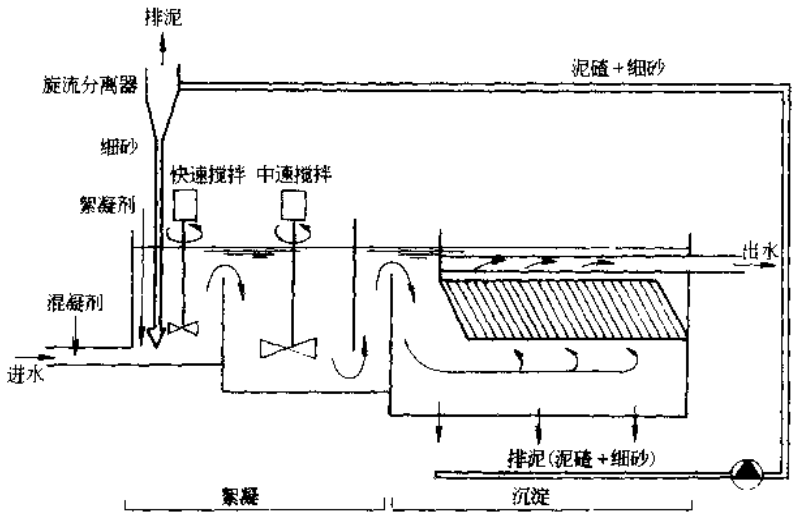


图 8-23　ACTIFLO 构造示意

加注混凝剂的原水进入机械快速混合池，在混合池中加入高分子絮凝剂和回流的细砂。快速混合后进入机械搅拌絮凝池，然后进入斜管沉淀池，以细砂为核心的絮粒在斜管沉淀池中分离沉降，沉淀的泥渣和细砂经输送泵送入水力旋流泥砂分离器，分离的泥水排走，细砂则回流进入混合池。

据介绍，由于采用了细砂回流，絮凝时间可以缩短至 8min，斜管的平面上升流速可以提高到 40～60m/h(11～17mm/s)，大大缩小了沉淀池面积，由于有细砂作缓冲，对水量和水质的适应性较好。

细砂的粒径采用 0.4～0.5mm，在循环过程中，每立方米水消耗细砂最大约 3g。

ACTIFLO 沉淀池已在法国和其他国家使用，巴黎郊区 Neuilly Sur Marne 水厂(80 万 m^3/d)的扩建部分采用了 ACTIFLO 沉淀池，处理能力为 20 万 m^3/d，于 1993 年建成并投入使用。

8.2.4.3 Purac 和 Parkson 斜板沉淀池

图 8-24、25 分别为 Purac 公司和 Parkson 公司采用的斜板沉淀池构造示意。Purac 公司早在 1886 年就在英国申请斜板沉淀池专利，主要用于采矿业，1950 年代末开始在欧洲用作水处理。

图 8-24、25 的主要区别在于进水和出水布置的不同。

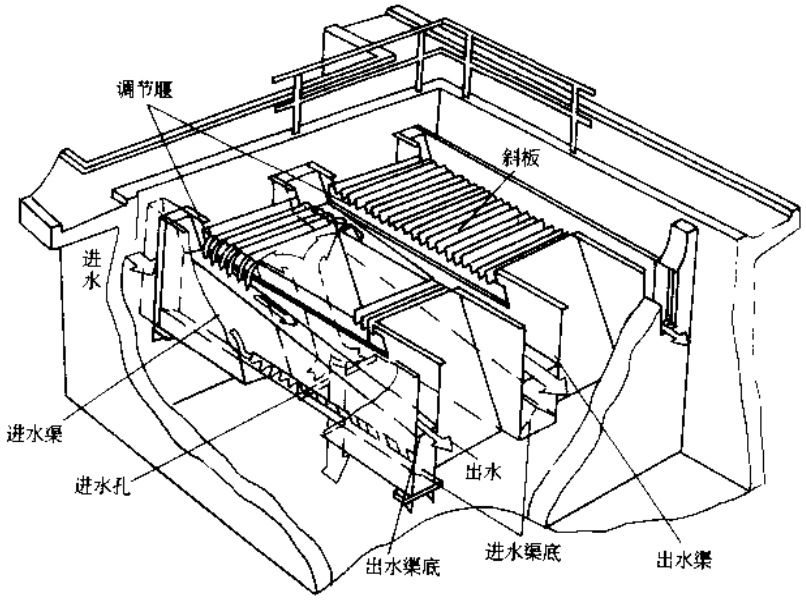


图 8-24　斜板沉淀池(Purac 公司)

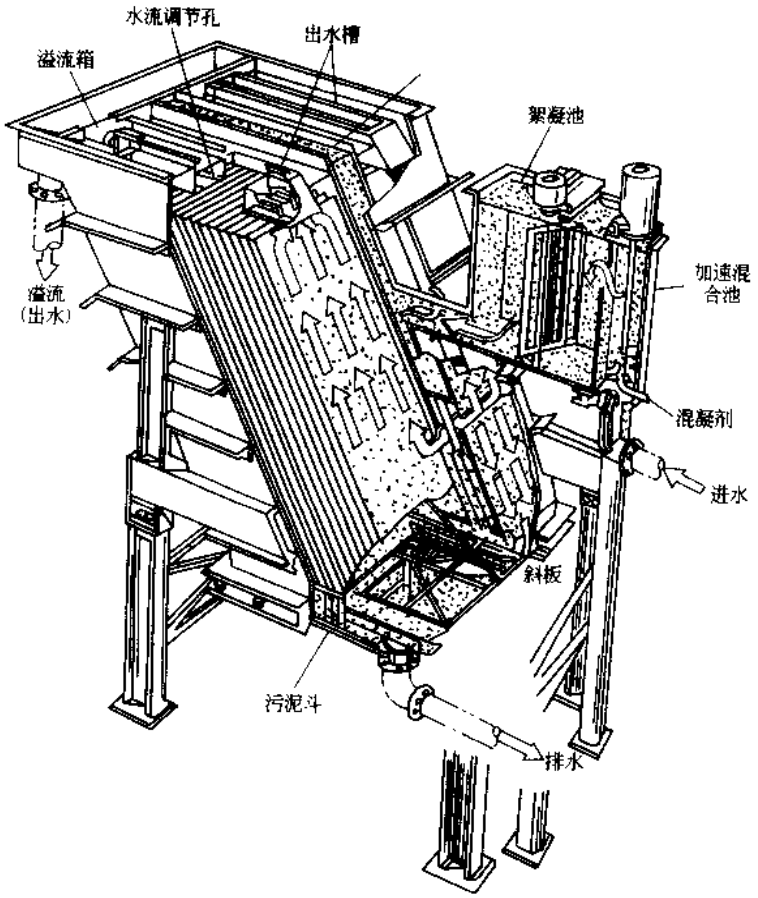


图 8-25　斜板沉淀池(Parkson 公司)

进水布置是影响斜板发挥作用的重要方面。上述两家制造商均将进水渠布置在斜板的侧面，以防止进水水流与下滑污泥的相互影响，为了达到进水分配的均匀，Purac 公司采用在进水渠至斜板区之间设置进水孔，通过控制过孔的水头损失来达到配水的均匀。Parkson 公司则在进水渠上设置缝隙，并通过控制斜板出水渠上孔眼水头损失来达到配水的均匀。

Purac 公司采用的出水方式是在进水渠的上部布置出水渠，通过斜板的澄清水向二边经齿形堰进入出水渠。Parkson 公司则采用沿斜板顶部布置集水槽，并在槽底设置集水孔，以产生足够的水头损失来达到较好的出水分布。

集水槽一般应每隔 1.8m 左右布置一条，淹没孔口的流速一般采用 0.46～0.76m/s 较适宜。

8.2.5 沉淀池进出口形式及计算

沉淀池的进口布置要尽量做到在进水断面上水流的均匀分布，并避免已形成絮体（絮粒）的破碎，一般采用穿孔墙布置，其穿孔流速小于 0.08～0.10m/s，亦有采用布置短斜管作为进水的配水措施。

沉淀池出口布置要求在池宽方向均匀集水，并尽量滗取上层澄清水，减小下层沉淀水的卷起，目前采用的办法多为采用指形槽出水，见图 8-10。指形槽的长度可按式(8-14)计算：

$$L=\frac{1}{2}\left(\frac{Q}{q}-B\right) \tag{8-14}$$

式中　L——指形槽长(m)；

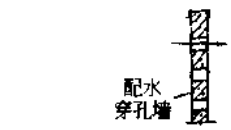
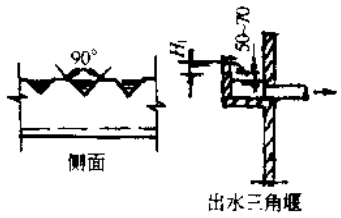
Q——沉淀池处理水量(m^3/d)；

B——沉淀池宽(m)；

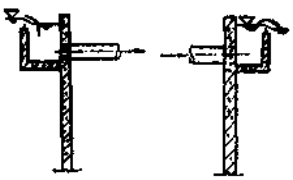
q——设计单位堰宽负荷[$m^3/(m\cdot d)$]，宜采用 120～480$m^3/(m\cdot d)$。

沉淀出水进入指形槽可以采用锯齿三角堰或薄壁堰自流出流。

沉淀池进出口的形式及计算如下：

形　式	计　算　公　式	设计数据及符号说明
 进水穿孔墙	$\Omega_0=\frac{Q}{v_1}$ $n_0=\frac{\Omega_0}{\omega_0}$	Q—每池设计水量(m^3/s) Ω_0—孔眼总面积(m^2) v_1—孔眼流速：混凝沉淀池为 0.08～0.10m/s 自然沉淀池为 0.3～0.5m/s n_0—孔眼个数(个) ω_0—每个孔眼面积(m^2)
	$q_1=1.343H_1^{2.47}$ $n_1=\frac{Q}{q_1}$	q_1—每个三角堰(90°)流量(m^3/s) H_1—堰上水头(三角堰口底部至上游水面的高度)(m) n_1—三角堰个数(个)；堰口下缘与出水槽水面的距离为 50～70mm

续表

形　式	计　算　公　式	设计数据及符号说明
 出水薄壁堰	$Q=m_0 b\sqrt{2g}h^{1.5}$ $m_0=\left(0.405+\frac{0.0027}{h}\right)\left[1+0.55\left(\frac{h}{h+P_1}\right)^2\right]$	Q—溢流量(m^3/s) m_0—流量系数 b—堰长(m)(当采用指形槽时,$b=2L+B$) h—堰上水深(m) P_1—堰高(m) 堰口下缘与水槽(池)面距离为 50～70mm

8.2.6　排泥方式及计算

排泥是否通畅关系到沉淀池净水效果,当排泥不畅、泥渣淤积过多时,将严重影响出水水质。

排泥方法一般分多斗重力排泥、穿孔管排泥和机械排泥等三种,可视具体情况采用。

8.2.6.1　各种排泥方法比较

各种排泥方法比较见表 8-6。

各种排泥方法比较　　表 8-6

排泥方法	优　缺　点	适　用　条　件
多斗重力排泥	优点:1. 可以分斗排泥,排泥均匀而无干扰 2. 与穿孔管排泥相比,排泥管不易堵塞 3. 排泥浓度较高 缺点:1. 排泥不彻底,一般仍需定期人工清洗 2. 排泥操作劳动强度较大 3. 池底结构复杂,施工较困难	1. 原水浊度不高 2. 一般用于中小型水厂
穿孔管排泥	优点:1. 少用机械设备 2. 耗水量少 3. 池底结构较简单 缺点:1. 孔眼易堵塞,排泥效果不稳定 2. 检修不便 3. 原水浊度较高时,排泥效果差	1. 原水浊度适应范围较广 2. 穿孔管长度不太长 3. 新建或改建的水厂
机械排泥	优点:1. 排泥效果好 2. 可连续排泥 3. 池底结构较简单 4. 劳动强度小,操作方便可以配合自动化 缺点:1. 设备和维修工作量较多 2. 排泥浓度较低	1. 原水浊度较高 2. 排泥次数较多 3. 地下水位较高 4. 一般用于大、中型水厂

8.2.6.2　多斗重力排泥

斗底斜壁与水平之夹角一般不宜小于 30°(有条件时最好采用 45°)。斗底位置及长度

取决于沉泥的分布情况，一般用大、小泥斗结合布置：池子前段 1/3 池长处用小泥斗，后段 2/3 池长处用大泥斗，见图 8-26。

排泥管布置可以采用底部重力排泥，也可采用虹吸排泥。当泥斗较多时，可以采用 2 个泥斗设置一根排泥管，或 4 个泥斗设置一根排泥管，但应尽量布置得使各泥斗排泥均匀。

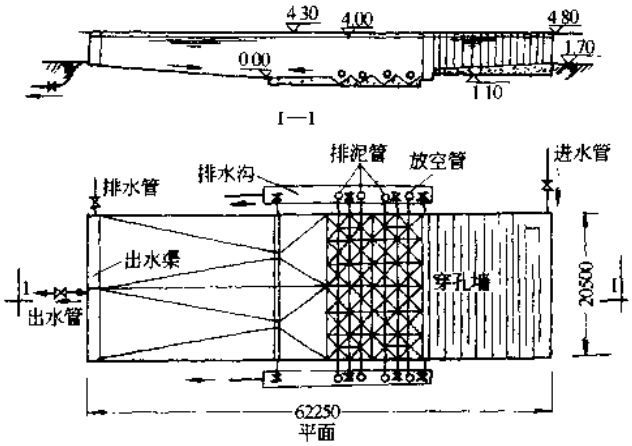


图 8-26　多斗重力排泥沉淀池

(1) 泥斗计算：

泥斗计算如下：

计　算　公　式	设计数据及符号说明
(1) 每日沉淀泥渣之干泥量： $G=\frac{q(S_1-S_4)86400}{10^6}$(t) (2) 每日沉淀泥渣之泥浆体积： $V_0=\frac{100G}{\rho(100-P_2)}$(m³) (3) 泥斗贮泥部分体积： $V_1=\frac{h_2}{3}(F_1+F_2+\sqrt{F_1F_2})$(m³) (4) 平均排泥周期： $T_0=\frac{V_1}{V_0}$(d)	q—每池设计水量(m³/s) S_1—沉淀池进水悬浮物含量(mg/L) S_4—沉淀池出水悬浮物含量(mg/L) ρ—泥浆的密度(t/m³) P_2—泥浆含水率(%) F_1—泥斗上底部平面面积(m²) F_2—泥斗下底部平面面积(m²) h_2—泥斗高度(m)

注：由于沉淀池平面上不同位置沉积的污泥量不同，因而不同位置的污泥斗排泥周期也可不同。

(2) 泥斗排泥阀：

1) 泥斗排泥阀多采用快开阀门，快开阀形式较多，详见《给水排水设计手册·材料设备》第 2 册。

2) 排泥阀又名盖阀，其主要特点是：

① 开启、关闭时间短。其开启高度较低，仅为阀板通径的 25%～30%。

② 阀板与螺杆或拉杆铰接。一般手动，电动驱动时采用螺杆；液压驱动采用拉杆。

③ 密封面有平面、锥面、球面等；以平面制造修理较方便；其他两种修造较麻烦，但密封

性能较好。

④ 阀杆一般接长，高出池顶，操作盘安装在池顶阀杆支座上。

8.2.6.3　穿孔管排泥

(1) 设计要点：

1) 穿孔管管材可采用钢管、塑料管等。

2) 穿孔管管孔要求圆滑光洁。孔眼间距，一般采用0.3～0.8m，孔眼向下与垂线成45°交叉排列。管与管之间的间距当池底为平底时，中心距采用1.5～2.0m；当池底斜向穿孔管的横坡与池底的交角大于30°时，管中心的间距可以不受限制。

3) 穿孔管的布置，有纵向布置与横向布置两种形式，采用何种形式，需根据净水厂的平面布置决定，见图8-27。

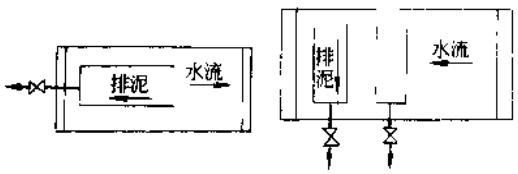


图8-27　穿孔管布置形式

4) 根据运行经验，穿孔管不宜过长，一般在10m以下为妥。

5) 穿孔管的排泥阀门，应采用快开式，国内目前采用的，有水力阀门(冰冻地区不宜采用)、气动阀门、手动或脚踏式快开阀门等。规模为5万m^3/d以下水厂采用较多的为$d\leqslant$200mm的手动杠杆式快开阀门。

6) 塑料薄膜极易堵塞孔眼，采用穿孔管排泥时，应注意取水部分避免进入塑料薄膜等易堵塞孔眼的杂物。斜管沉淀池掉下的斜管碎屑，也会堵塞孔眼，安装完毕后务需清除干净。

7) 排泥阀应根据原水浊度定时开启，周期最长不得超过7d。穿孔管起端，可用堵板封闭，或在末端设置三通用堵板封闭，以利停池清洗；也可用阀门代替堵板。

8) 当穿孔管较长时，宜在末端连接压力水管，定期进行冲洗，以防穿孔管堵塞。

(2) 穿孔管的孔眼布置及计算：

1) 穿孔管的孔眼布置可以采用等间距布置和不等间距布置，以采用等间距布置较多。

2) 根据孔眼布置的不同其计算方式相应采用不等距布孔计算或等距布孔计算，分别介绍如下：

① 不等距布孔计算方法：

计　算　公　式	设计数据及符号说明
$D=1.68d\sqrt{L}$	D—穿孔管直径(m) d—孔径(m) L—穿孔管长度(m)
$D_T=0.05(C-1)+D$	D_T—输泥管管径(m) C—一条输泥管承接穿孔管根数
$\alpha=\frac{\omega}{\omega_0}$	α—穿孔管断面积与起端孔眼总面积之比 ω—穿孔管断面积(m^2)
$K_{Qm}=\frac{2x_1+(2m-1)l\mathrm{tg}\varphi}{2x_1+l\mathrm{tg}\varphi}$	ω_0—起端段孔眼总面积(m^2) K_{Qm}—任意段的流量分配系数

续表

计 算 公 式	设计数据及符号说明
$K_{vm}=\frac{m(2x_1+mltg\varphi)}{n(2x_1+nltg\varphi)}$	K_{hm} 任意段的沿程损失系数 K_{vm}—任意段的流速系数 x_1—管段起端积泥深度(m) m—区段编号(由起端顺序编号) n 穿孔管计算区段数 l—区段长度(m) φ—积泥分布角度(°)
$K_{hm}=\frac{m^2(1.15x_1+0.45mltg\varphi)^2}{n^2(2x_1+nltg\varphi)^2}$	
$v_n=\left[\frac{2g(H-H')}{K\left(\xi_1a^2K_{vl}^2+\frac{\lambda l}{D}nK_{hm}+1\right)}+\left(\Sigma\xi_T+\frac{\lambda_T l_T}{D_T}\right)\frac{C^2D^4}{D_T^4}\right]^{0.5}$	v_n—穿孔管末端流速(m/s) H—孔眼中心上部的有效水深(m) H' 贮备水头，不少于0.2m K—修正系数，$K=1.06$
$\xi_1=\frac{1}{K_\delta^{0.7}}$	ξ_1—孔口阻力系数 δ—管壁厚度(mm)
$K_\delta=\frac{\delta}{d}$	d—孔径(mm) λ 摩阻系数
$H_m=K(\xi_1a^2K_{vl}^2+\frac{\lambda l}{D}mK_{hm}+K_{vm}^2)\frac{v_n^2}{2g}$	ξ_T—输泥管的局部阻力系数 λ_T—输泥管摩阻系数 l_T 输泥管长度(m) H_m—任意区段的作用水头(m)
$e_m=\frac{e_1K_{Qm}\sqrt{H_1}}{\sqrt{H_m}}$	e_m—任意区段的孔眼数(个) e_1 第一段孔眼数(个) H_1 第一段作用水头(m) K_{vl} 末段的沿程损失系数

② 等距布孔计算方法(适用于首端与末端积泥比，即积泥均匀度 $m_s=0.5\sim0.85$)：等距布孔计算方式及数据如下：

计 算 公 式	计算数据与符号说明
$K_\omega=\frac{\Sigma\omega_0}{\omega}$	K_ω—孔口总面积与穿孔管截面积之比，由排泥的均匀度查表8-7决定 $\Sigma\omega_0$—孔口总面积
$\Sigma\omega_0=m\times\frac{d^2\pi}{4}$	d—孔眼直径(m) 孔眼直径采用 $d=0.02\sim0.03$m 孔眼间距采用 $S=0.3\sim0.8$m
$\omega=\frac{D_0^2\pi}{4}$	m—孔眼个数(个)，$m=\frac{L}{S}-1$
$\xi_0=\frac{1}{K_\delta^{0.7}}$	S—孔距(m) ω—穿孔管截面积(m^2) D_0 穿孔管直径(m) ξ_0—孔口阻力系数

续表

计　算　公　式	计算数据与符号说明
$K_\delta=\frac{\delta}{d}$ $v=\left\{\frac{2g(H-0.2)}{\xi_0\left(\frac{1}{K_\omega}\right)^2+\left[2.5+\frac{\lambda L}{D_0}\frac{(m+1)(2m+1)}{6m^2}\right]+\frac{\lambda l}{D_1}\frac{D_0^4}{D_1^4}+\xi\frac{D_0^4}{D_1^4}}\right\}^{0.5}$ 当孔眼数目 $m\geqslant 40$ $v=\left[\frac{2g(H-0.2)}{\xi_0\left(\frac{1}{K_\omega}\right)^2+\left(2.5\frac{\lambda L}{D_0}\times\frac{1}{3}\right)+\frac{\lambda l}{D_1}\frac{D_0^4}{D_1^4}+\xi\frac{D_0^4}{D_1^4}}\right]^{0.5}$ $Q=\omega v$ $h_0=\xi_0\frac{\left(\frac{v}{K_\omega}\right)^2}{2g}$ $h_1=\left[2.5+\frac{\lambda L}{D_0}\frac{(m+1)(2m+1)}{6m^2}\right]\frac{v^2}{2g}$ $h_2=\frac{\lambda l}{D_1}\frac{D_0^4}{D_1^4}\frac{v^2}{2g}$ $h_3=\xi\frac{D_0^4}{D_1^4}\frac{v^2}{2g}$	δ— 管壁厚度(mm) d—孔径(mm) v— 穿孔管末端流速(m/s) H—沉淀池有效水深(m) L—穿孔管长度(m) λ—水管的摩阻系数 当 $D=150$mm $\lambda=0.05$；$D=200$mm $\lambda=0.045$； $D=250$mm $\lambda=0.042$；$D=300$mm $\lambda=0.038$ Q — 穿孔管末端流量(m^3/s) h_0—穿孔管第一孔眼处水头损失(m) h_1—穿孔管段的沿程损失(m) h_2—无孔输泥管段沿程损失(m) h_3— 无孔输泥管局部损失(m) D_1 —无孔输泥管直径(m) l— 无孔输泥管长度(m)

K_ω 值　　表 8-7

均匀度 ms	0.50	0.55	0.60	0.65	0.70	0.75	0.80	0.85
K_ω	0.72	0.63	0.54	0.46	0.38	0.30	0.23	0.16

8.2.6.4　机械排泥

采用机械排泥时，不另设排泥斗，充分利用沉淀池的容积；机械排泥的排泥效果好，一般不需定期放空清洗，并可降低劳动强度。但必须加强维护，保证运行正常。

(1) 常用排泥机械：

1) 排泥机械形式很多，详见给水排水设计手册第 9 册《专用机械》。

2) 常用于水平、斜管、斜板沉淀池的排泥机械，按机械构造可分为桁架式、牵引式、中心悬挂式；按排泥方式可分为吸泥机和刮泥机等，见表 8-8。

(2) 各种排泥机械特点：

1) 桁架式吸泥机：

① 桥式桁架一般用钢制。吸泥机的安装及桁架制造要求同桥式吊车，特别要注意池壁顶部的平整和长轴轴线的准直。

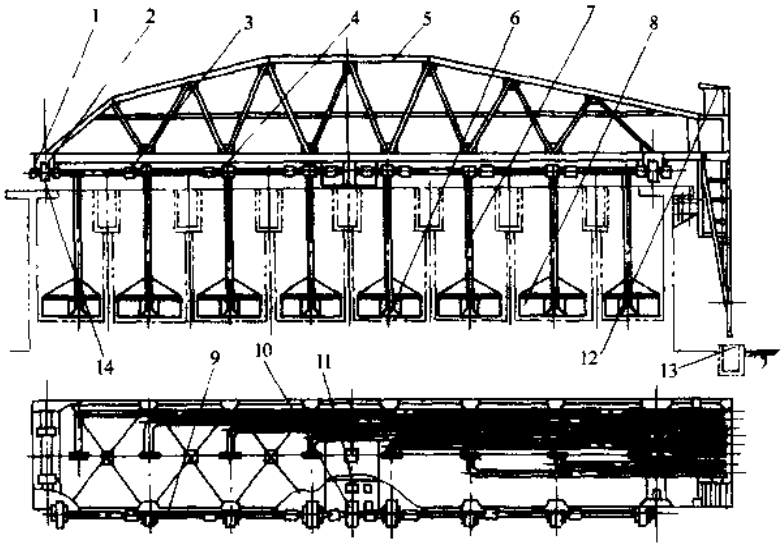
② 行车驱动由电动机、减速箱、皮带等组成。一般采用单一速度(1m/min)运行。如沉淀池较长，大部分积泥集中在池子前半部时亦可采用两种速度运行，池子前后两部分分别采用 0.5m/min 和 1m/min 两种速度。

吸泥机的启动一般由人工操作，其余返驶及停车等动作均由行程开关自动控制。

电源引入装置一般采用钢丝绳悬吊式滑动橡胶软电缆。

常用沉淀池排泥机械　　表 8-8

机械结构	排泥方式	主要构成部件	来往行进速度 (m/min)	适用条件	
				平流沉淀池	斜管(板)沉淀池
桁架式	虹吸式	图 8-28 所示： 1. 桁架行车 2. 驱动机构 3. 虹吸管路 4. 行车换向装置	0.6～1.2	用于地上式或半地下式沉淀池，要求排泥水位差在 3m 左右	
	泵吸式	图 8-29 所示： 1、2、4 同上，3 泵吸管路		用于地上式或排泥水位差不足的半地下式、地下式平流沉淀池	
牵引式	刮泥	卷扬机传动式(图 8-30 所示)： 1. 刮泥机 2. 刮泥桁车 3. 慢动卷扬机 4. 钢丝绳张紧装置	0.8～1.5 (一般采用 1.0)		用于布水区不高时
中心悬挂式	刮泥	图 8-31 所示： 1. 驱动机构 2. 传动立轴 3. 刮臂耙	(刮泥机外缘线速)不大于 3.0		沉淀池进行分区刮泥；每套刮泥机刮泥范围不大于 4～12m

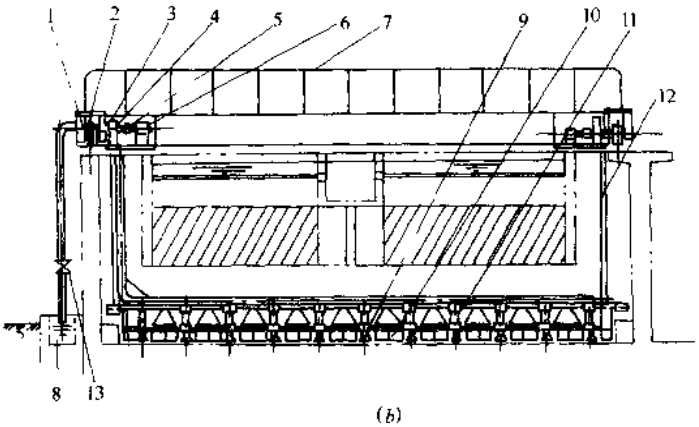


(a)

图 8-28　虹吸式吸泥机(一)

(a) 虹吸式平流沉淀池吸泥机总体结构

1—轴承装置；2—车轮；3—联轴器；4—中间轴承装置；5—桁车钢架；6—吸口；7—吸泥管；8—集泥器；9—传动轴；10—减速箱；11—电动机；12—电源开关；13—排泥渠；14—钢轨



(b)

图 8-28　虹吸式吸泥机(二)

(b) 虹吸式斜板(斜管)沉淀池吸泥机总体结构

1　钢轨；2－车轮；3－轴承装置；4—减速箱；5－联轴器；6－电动机；7－桁车钢架；8—排泥渠；9—吸口；10—集泥器；11－底架；12—垂直架；13—排泥阀

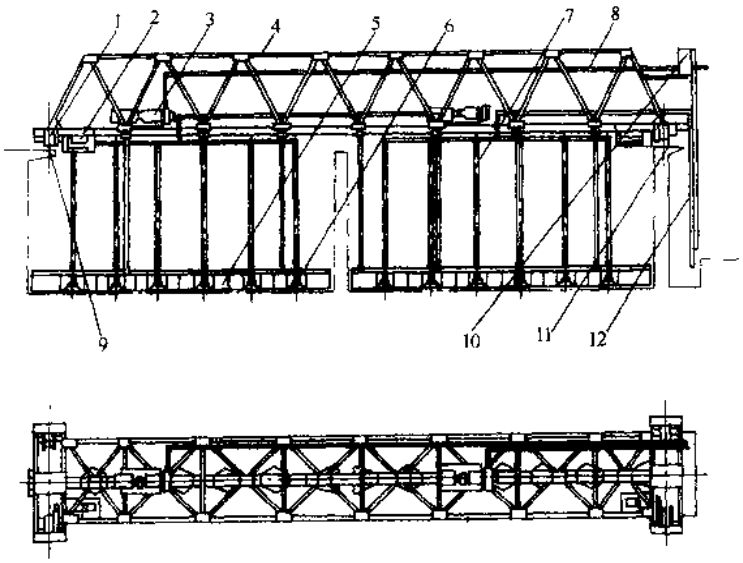


图 8-29　泵吸式吸泥机总体结构

1—车轮；2—传动装置；3—水泵；4—桁架；5—刮泥板；6—吸口；7—吸泥管；8—引水管；9—轨道；10—配电箱；11—行程开关；12—排泥管

③ 适用于原水悬浮物含量 1000mg/L 以下的沉淀池排泥，并在沉淀池前设格栅、滤网等栏污设备，防止较大漂浮物。

④ 排出泥浆的平均含水率一般为 99.5%～99.0%(重量比)。

⑤ 桁架式吸泥机中的虹吸式吸泥机具有设备简单、经常管理费用低等优点，有条件时

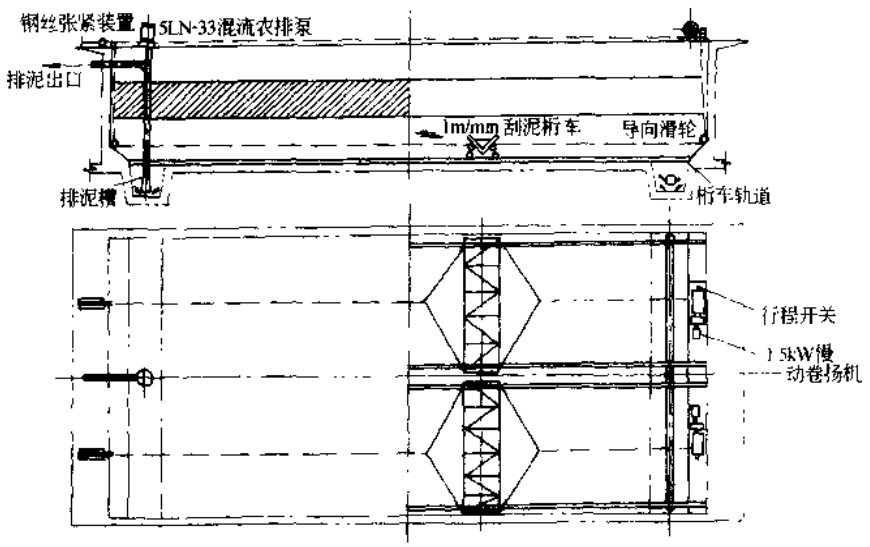


图 8-30　牵引小车式刮泥机(卷扬机在池端)

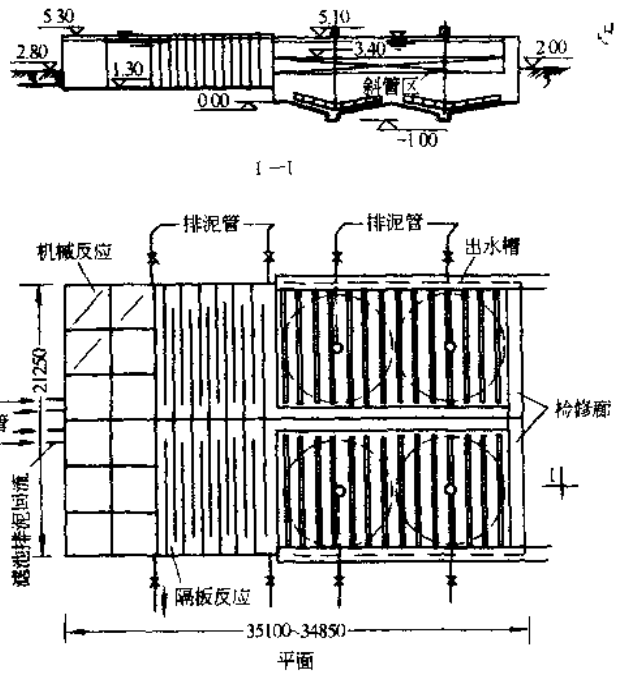


图 8-31　中心悬挂式刮泥机

应尽量采用。但当原水悬浮物含量较高、泥砂粒径较大时，以及冰冻地区，则不宜采用。

⑥ 虹吸式吸泥机采用单管直接排泥。虹吸管道一般采用 *DN*50 至 *DN*75 镀锌钢管，要求排泥水位差为 2.5～3.0m。

各吸泥管分别接通压力水管(压力为 0.2～0.3MPa)，设有充(引)水阀门，以便各吸泥

管可单独形成虹吸排泥。当管子堵塞时,可用压力水反冲。如在冰冻地区采用时,冬季停车必须打开放气阀破坏虹吸,防止排泥管冻裂。

吸泥机吸泥口前端设有刮泥板;吸泥口采用扁口较好,一般宽为 20mm,长 200mm。

⑦ 泵吸式吸泥机采用单管吸泥集中输泥。泥泵可采用卧式离心污水泵,用水射器引水;也可采用混流农用排水泵或泥浆泵,这两种泵具有不需引水、操作方便、结构简单、价格较低等优点。

2) 牵引式刮泥机:

① 如果沉淀池内装有斜板、斜管,则选用机械排泥设备将受到限制。此时,可采用钢丝绳牵引的刮泥机。目前已在给水工程中采用的刮泥机跨度为 4.5～15m。牵引式刮泥机宜采用不锈钢钢丝绳,以延长使用时间。

② 慢动卷扬机的传动功率一般不大于 1.5kW。卷扬机有两种布置方式,一是设置在池顶端部;另一种是设置在池中部的走道平台上。布置在池端部时土建结构较简单,但当池子过长(>20m)时虽有牵引钢索的张紧装置,仍易松弛下垂;布置在池中时跨度相应减少一半,有利于钢索张紧状况,但必须设有安装卷扬机的平台。

③ 跨度与轮距间的比例自 4∶1～10∶1。跨度较小,比率取小值;反之,取大值。

④ 刮泥机桁车滚轮可以沿池底轨道运动(见图 8-30),亦可将轨道抬高,滚轮距池底 50cm 左右形成悬挂式,见图 8-32,无论何种形式均要求池底平整,轨道水平、运行方便。

悬挂式布置可使滚轮轴套等离开泥浆区,减少泥砂进入,但刮泥机稳定性不如前者。

刮泥机的往复刮泥行程均由行程开关自动控制。

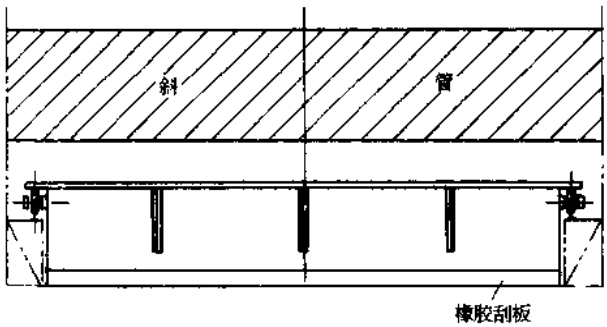


图 8-32　悬挂式刮泥桁车

⑤ 牵引的主要部件为钢丝绳,由于长期浸于水下,并交替干、湿运行,故必须考虑腐蚀和温度影响。材质不宜使用人造纤维绳索,一般采用不锈钢。

⑥ 一般牵引式桁架刮泥机为 V 形刮板或直板形刮板,将泥往复刮至二端集泥槽内(当为翻板式刮泥板时,可在沉淀池一端设集泥槽)。

集泥槽可利用穿孔管、排泥阀或螺旋除砂器将泥排出。通常使刮泥机与集泥槽的排泥阀联动。当刮泥车刮泥运行到池两端时,可自动使排泥阀打开排泥。

⑦ 必须按时刮泥、排泥。不使刮泥机超负荷运行而导致出轨等事故。

3) 中心悬挂式刮泥机:

① 为避免水下设置刮泥桁车、导轮等易由于故障而影响整个沉淀池正常运行的部件,

可采用按斜管沉淀池池底进行分区的刮泥，见图 8-31。

此种刮泥方式的设备和池子结构都较简单，使用单位较为满意，但池中底部，有部分死角（可布置一些带喷嘴的压力水管，定期冲洗减少死角积泥，或用水泥做成斜坡，使底部成碗形而无死角）。

② 池底坡度为 1∶10～1∶12；池体不宜过大，刮泥机刮泥范围为 4～12m。

③ 为使刮泥效果良好，一般将刮板设计成螺旋线形，由许多块 150～200mm 长的刮板组成两条对称排列的整体刮板见图 8-33。

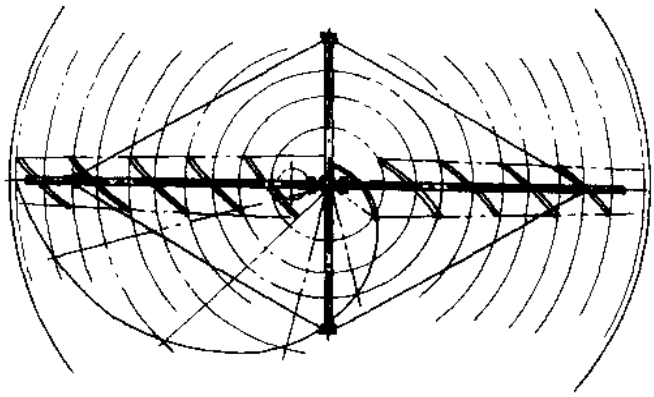


图 8-33　刮板布置

④ 立轴安装时的垂直度要求较高，允差不大于 2mm/m，以免引起偏心受扭。

8.2.6.5　排泥管及排空时间计算

（1）排泥管管径可按以下经验公式计算：

1）求得 d_0（确定 d_0 后应调整 q_0）及 v_0，再根据沉淀池水深复核排泥管中的流速是否能满足 v_0。

2）一般排泥管管径可选用 200～300mm。

3）当设置多斗排泥时，需根据池底各泥斗的沉泥负荷情况，选择排泥管管径。

排泥管计算如下：

计　算　公　式	设计数据及符号说明
当 $d_p \leqslant 0.07$mm 时， $q_0 = 0.157 d_0^2 (1+3.43\sqrt[4]{P d_0^{0.79}})$ (m³/s) 当 $d_p = 0.07 \sim 0.15$mm 时， $q_0 = 0.2 d_0^2 (1+2.48\sqrt[3]{P}\sqrt[4]{d_0})$ (m³/s) $P = \dfrac{100 C_0}{\left(1-\dfrac{C_0}{\rho_1}\right)\rho + C_0}\%$ $v_0 = \dfrac{q_0}{0.785 d_0^2}$ (m/s)	d_p—悬浮物平均粒径(mm) q_0—临界流速时的泥浆流量(计算时可先将排泥耗水量作为 q_0 的参考值代入)(m³/s) d_0—临界流速下的排泥管管径(m) P—泥浆中含砂量的重量百分数(%) C_0—排泥泥浆浓度(也可用沉淀物浓度 C 值)(kg/m³) ρ_1—泥浆中砂的密度(kg/m³) ρ—水的密度(kg/m³) v_0—临界流速(m/s)

续表

计　算　公　式	设计数据及符号说明
$\Sigma h_c = i_c l + \Sigma\xi \frac{v_c^2}{2g}$ $i_c = 1.1 i s$ $\xi_c = 1.1 \xi$	Σh_c—排泥管中水头损失(m) i_c—输送泥浆之水力坡度 l—排泥管长度(m) ξ_c—输送泥浆之局部阻力系数 i—当同样水力条件时，输送清水之水力坡度 s—泥浆相对密度 ξ—输送清水之局部阻力系数，见给水排水设计手册第1册《常用资料》

(2) 沉淀池排空时间计算：

沉淀池排空时间计算如下：

计　算　公　式	设计数据及符号说明
$T_1 = 0.7 \frac{BL(H_2^{1.2} - H_1^{1.2})}{d^2}$ $T_2 = \frac{0.7}{d^2} i_1 \left[B_0 (H_3^{1.2} - H_4^{1.2}) + \frac{2}{3i_1} (H_3^{3.2} - H_4^{3.2}) \right]$ $T = \frac{T_1 + T_2}{3600}$	T_1—排空矩形部分所需时间(s) T_2—排空锥体部分所需时间(s) B—池子宽度(m) L—池子长度(m)； H_2——最高水位至排空管口的高度(m) H_1——矩形部分下端至排泥管口的高度(m) d—排水管直径(m) B_0——锥体底部横向宽度(m) H_4——锥体部分下端至排泥管口的高度(m) i_1——锥底横向坡度 T_0——排空整个池子所需时间(h)，要求不大于6h

8.3　澄　　清

澄清池是利用池中积聚的泥渣与原水中的杂质颗粒相互接触、吸附，以达到清水较快分离的净水构筑物，可较充分发挥混凝剂的作用和提高澄清效率。

澄清池按泥渣的情况，一般分为泥渣循环(回流)和泥渣悬浮(泥渣过滤)等形式。

8.3.1　澄清池形式选择

澄清池是综合混凝和泥水分离过程的净水构筑物。水流基本为上向流。澄清池具有生产能力高、处理效果较好等优点；但有些澄清池对原水的水量、水质、水温及混凝剂等因素的变化影响比较明显。

澄清池一般采用钢筋混凝土结构，小型水池还可用钢板制成。

澄清池型式的选择，主要应根据原水水质、出水要求、生产规模以及水厂布置、地形、地质、排水等条件，进行技术经济比较后决定。其一般优缺点及适用范围见表8-9。

常用澄清池优缺点及适用范围　　表 8-9

形　式	优　缺　点	适　用　条　件
机械搅拌澄清池	优点： 1. 处理效率高，单位面积产水量较大 2. 适应性较强，处理效果较稳定 3. 采用机械刮泥设备后，对较高浊度水（进水悬浮物含量3000mg/L以上）处理也具有一定适应性 缺点： 1. 需要机械搅拌设备 2. 维修较麻烦	1. 进水悬浮物含量一般小于1000mg/L，短时间内允许达3000～5000mg/L 2. 一般为圆形池子 3. 适用于大、中型水厂
水力循环澄清池	优点： 1. 无机械搅拌设备 2. 构造较简单 缺点： 1. 投药量较大 2. 要消耗较大的水头 3. 对水质、水温变化适应性较差	1. 进水悬浮物含量一般小于1000mg/L，短时间内允许2000mg/L 2. 一般为圆形池子 3. 适用于中、小型水厂
脉冲澄清池	优点： 1. 虹吸式机械设备较为简单 2. 混合充分，布水较均匀 3. 池深较浅便于布置。也适用于平流式沉淀池改建 缺点： 1. 真空式需要一套真空设备，较为复杂 2. 虹吸式水头损失较大，脉冲周期较难控制 3. 操作管理要求较高，排泥不好影响处理效果 4. 对原水水质和水量变化适应性较差	1. 进水悬浮物含量一般小于1000mg/L，短时间内允许达3000mg/L 2. 可建成圆形、矩形或方形池子 3. 适用于大、中、小型水厂
悬浮澄清池（无穿孔底板）	优点： 1. 构造较简单 2. 形式较多 缺点： 1. 需设气水分离器 2. 对进水量、水温等因素较敏感，处理效果不如机械搅拌澄清池稳定	1. 进水悬浮物含量一般小于1000mg/L 2. 可建成圆形或方形池子 3. 一般流量变化每小时不大于10%，水温变化每小时不大于1℃

8.3.2 机械搅拌澄清池

8.3.2.1 工作特点

机械搅拌（原称机械加速）澄清池属泥渣循环型澄清池，其特点是利用机械搅拌的提升作用来完成泥渣回流和接触反应。加药混合后的原水进入第一反应室，与几倍于原水的循环泥渣在叶片的搅动下进行接触反应，然后经叶轮提升至第二反应室继续反应，以结成较大的絮粒，再通过导流室进入分离室进行沉淀分离。这种水池不仅适用于一般的澄清也适用

于石灰软化的澄清。

8.3.2.2　设计要点及数据

(1) 二反应室计算流量(考虑回流因素在内)一般为出水量的3～5倍。

(2) 清水区上升流速一般采用0.8～1.1mm/s；当处理低温、低浊水时可采用0.7～0.9mm/s。

(3) 水在池中的总停留时间一般为1.2～1.5h；第一反应室和第二反应室的停留时间一般控制在20～30min。

第二反应室按计算流量计的停留时间为0.5～1min。

(4) 为使进水分配均匀，可采用三角配水槽缝隙或孔口出流以及穿孔管配水等；为防止堵塞，也可采用底部进水方式。

(5) 加药点一般设于池外，在池外完成快速混合。一反应室可设辅助加药管以备投加助凝剂。

软化时应将石灰投加在一反应室内，以防止堵塞进水管道。

(6) 第二反应室应设导流板，其宽度一般为其直径的1/10左右。

(7) 清水区高度为1.5～2.0m。

(8) 底部锥体坡度一般在45°左右。当装有刮泥装置时亦可做成平底。

(9) 集水方式可选用淹没孔集水槽或三角堰集水槽，过孔流速为0.6m/s左右。池径较小时，采用环形集水槽；池径较大时，采用辐射集水槽及环形集水槽。集水槽中流速0.4～0.6m/s，出水管流速为1.0m/s左右。

考虑水池超负荷运行和留有加装斜板(管)的可能，集水槽和进出水管的校核流量宜适当增大。

(10) 进水悬浮物含量经常小于1000mg/L、且池径小于24m时，可采用污泥浓缩斗排泥和底部排泥相结合的形式。根据池子大小设置1～3个污泥斗，污泥斗的容积一般约为池容积的1%～4%，小型水池也可只用底部排泥。进水悬浮物含量超过1000mg/L或池径≥24m时应设机械排泥装置。

(11) 污泥斗和底部排泥宜用自动定时的电磁排泥阀、电磁虹吸排泥装置或橡皮斗阀，也可使用手动快开阀人工排泥。

(12) 在进水管、第一反应室、第二反应室、分离区、出水槽等处，可视具体要求设取样管。

(13) 机械搅拌澄清池的搅拌机由驱动装置、提升叶轮、搅拌桨叶和调流装置组成。驱动装置一般采用无级变速电动机，以便根据水质和水量变化调整回流比和搅拌强度；提升叶轮用以将一反应室水体提升至二反应室，并形成澄清区泥渣回流至一反应室；搅拌桨叶用以搅动一反应室水体，促使颗粒接触絮凝；调流装置用作调节回流量。有关搅拌机的具体设计计算详见给水排水设计手册第9册《专用机械》。

(14) 搅拌桨叶外径一般为叶轮直径的0.8～0.9，高度为一反应室高度的1/3～1/2，宽度为高度的1/3。某些水厂的实践运行经验表明，加长叶片长度、加宽叶片，使叶片总面积增加，搅拌强度增大，有助于改进澄清池处理效果，减少池底积泥。

8.3.2.3　计算公式

机械搅拌澄清池计算公式如下：

计　算　公　式	设计数据及符号说明
第二反应室：	
$\omega_1=\frac{Q'}{u_1}=\frac{(3\sim5)Q}{u_1}$	ω_1—第二反应室截面积(m^2) Q'—第二反应室计算流量(m^3/s) Q—净产水能力(m^3/s) u_1—第二反应室及导流室内流速(m/s) $u_1=0.04\sim0.07$
$D_1=\sqrt{\frac{4(\omega_1+A_1)}{\pi}}$	D_1—第二反应室内径(m)
$H_1=\frac{Q't_1}{\omega_1}$	A_1—第二反应室中导流板截面积(m^2) H_1—第二反应室高度(m) t_1—第二反应室内停留时间(s) $t_1=30\sim60s$(按二反应室计算水量计)
导流室：	
$\omega_2=\omega_1$	ω_2—导流室截面积(m^2)
$D_2=\sqrt{\frac{4}{\pi}\left(\frac{\pi D_1'^2}{4}+\omega_2+A_2\right)}$	D_1'—第二反应室外径(内径加结构厚)(m) A_2—导流室中导流板截面积(m^2)
$H_2=\frac{D_2-D_1'}{2}$	D_2—导流室内径(m) H_2—第二反应室出水窗高度(m)
(并满足 $H_2\geqslant1.5\sim2.0$m)	
分离室：	
$\omega_3=\frac{Q}{u_2}$	ω_3—分离室截面积(m^2) u_2—分离室上升流速(m/s) $u_2=0.0008\sim0.0011$
$\omega=\omega_3+\frac{\pi D_2'^2}{4}$	ω—池子总面积(m^2) D_2'—导流室外径(内径加结构厚)(m)
$D=\sqrt{\frac{4\omega}{\pi}}$	D—池内径(m)
池深：	
$V'=3600QT$	V'—池净容积(m^3) T—水在池中停留时间(h) $T=1.0\sim1.5$
$V=V'+V_0$	V—池子计算容积(m^3) V_0—考虑池内结构部分所占容积(m^3)
$W_1=\frac{\pi}{4}D^2H_4$	W_1—池圆柱部分容积(m^3) H_4—池直壁高度(m)
$W_2=\frac{\pi H_5}{3}\left[\left(\frac{D}{2}\right)^2+\frac{D}{2}\frac{D_T}{2}+\left(\frac{D_T}{2}\right)^2\right]$	W_2—池圆台容积(m^3) H_5—圆台高度(m)
$D_T=D-2H_5\mathrm{ctg}\alpha$	α—圆台斜边倾角(°) D_T—圆台底直径(m)
$W_3=\pi H_6^2\left(R-\frac{H_6}{3}\right)$	W_3—池底球冠或圆锥容积(m^3) H_6—池底球冠或圆锥高度(m)
或　$W_3=\frac{1}{3}\pi H_6\left(\frac{D_T}{2}\right)^2$	R—球冠半径(m)
$H=H_4+H_5+H_6+H_0$	H—池总高(m) H_0—池超高(m)
配水三角槽：	
$B_1=\sqrt{\frac{1.10Q}{u_3}}$	B_1—三角槽直角边长(m) u_3—槽中流速(m/s)$u_3=0.5\sim1.0$ 1.10—考虑池排泥耗水量10%

续表

计　算　公　式	设计数据及符号说明
第一反应室：	
$D_3=D'_3+2B_1+2\delta_3$	D_3—第一反应室上端直径(m)
$H_7=H_4+H_5-H_1-\delta_3$	δ_3—见图 8-34
$D_4=\frac{D_3+D_5}{2}+H_7$	H_7—第一反应室高(m)
	D_4—伞形板延长线与池壁交点处直径(m)
$\omega_6=\frac{Q''}{u_4}$	ω_6—回流缝面积(m^2)
	Q''—泥渣回流量(m^3/s)
	u_4—泥渣回流缝流速(m/s)
	$u_4=0.10\sim0.20$
$B_2=\frac{\omega_6}{\pi D_4}$	B_2—回流缝宽(m)
	δ_4—见图 8-34
$D_5=D_4-2(\sqrt{2}B_2+\delta_4)$	D_5—伞形板下端圆柱直径(m)
$H_8=D_4-D_5$	H_8—伞形板下檐圆柱体高度(m)
$H_{10}=\frac{D_5-D_T}{2}$	H_{10}—伞形板离池底高度(m)
$H_9=H_7-H_8-H_{10}$	H_9—伞形板锥部高度(m)
$V_1=\frac{\pi H_9}{12}(D_3^2+D_3D_5+D_5^2)+\frac{\pi D_5^2}{4}H_8$	V_1—第一反应室容积(m^3)
$+\frac{\pi H_{10}}{12}(D_5^2+D_5D_T+D_T^2)+W_3$	
$V_2=\frac{\pi}{4}D_1^2H_1+\frac{\pi}{4}(D_2^2-D_1^2)(H_1-B_1)$	V_2—第二反应室加导流室容积(m^3)
$V_3=V'-(V_1+V_2)$	V_3—分离室容积(m^3)
集水槽：	
$h_2=\frac{q}{u_5b}$	h_2—槽终点水深(m)
	q—槽内流量(m^3/s)
	u_5—槽内流速(m/s)，$u_5=0.4\sim0.6$
	b—槽宽
$h_1=\sqrt{\frac{2h_k^3}{h_2}+\left(h_2-\frac{il}{3}\right)^2}-\frac{2}{3}il$	h_1—槽起点水深(m)
$h_k=\sqrt[3]{\frac{aQ^2}{gb^2}}$	h_k—槽临界水深(m)
	i—槽底坡
	l—槽长度(m)
排泥及排水：	
$V_4=0.01V'$	V_4—污泥浓缩室总容积(m^3)
$T_0=\frac{10^4V_4(100-P)\rho}{(S_1-S_4)Q}$	T_0—排泥周期(s)
	P—浓缩泥渣含水率(%)，$P=98$ 左右
	ρ—浓缩泥渣密度(t/m^3)
	S_1—进水悬浮物含量(g/m^3)
	S_4—出水悬浮物含量(g/m^3)

续表

计　算　公　式	设计数据及符号说明
$q_1=\mu\omega_0\sqrt{2gh}$	q_1—排泥流量(m^3/s) ω_0—排泥管断面积(m^2) μ—流量系数 h—排泥水头(m) d—排泥管管径(m) ξ—局部阻力系数 λ—摩阻系数，可取排泥管$\lambda=0.03$ t_0—排泥历时(s) V_S—单个污泥浓缩室容积(m^3)
$\mu=\frac{1}{\sqrt{1+\frac{\lambda l}{d}\Sigma\xi}}$	
$t_0=\frac{V_S}{q_1}$	

8.3.2.4　计算例题

【例】 已知条件：设计规模为 $800m^3/h(0.222m^3/s)$，制水能力 $Q=1.05\times800m^3/h=840m^3/h=0.233m^3/s$(其中5%为厂用水量)，并要求保留有加装斜板条件。

进水悬浮物含量一般≤1000mg/L。

出水悬浮物含量≤5mg/L。

本池计算按不加斜板进行，但为保留以后加设斜板(管)的条件，在计算过程中对进出水、集水等流路系统按 $2Q$ 校核，其他有关工艺数据采用低限。

【解】 计算：

(1) 二反应室

$$Q'=5Q=5\times0.233=1.165m^3/s$$

设第二反应室内导流板截面积 A_1 为 $0.035m^2$，u_1 为 40mm/s

$$\omega_1=\frac{Q'}{u_1}=\frac{1.165}{0.04}=29.13m^2$$

$$D_1=\sqrt{\frac{4(\omega_1+A_1)}{\pi}}=\sqrt{\frac{4(29.13+0.035)}{\pi}}=6.09m$$

取二反应室直径 $D_1=6.0m$，反应室壁厚 $\delta_1=0.25m$

$$D'_1=D_1+2\delta_1=6+2\times0.25=6.5m$$

$$H_1=\frac{Q't_1}{\omega_1}=\frac{1.165\times60}{\frac{\pi}{4}\times6.0^2}=2.47m(\text{取 }t_1=60s)$$

考虑构造布置，选用 $H_1=2.56m$

(2) 导流室：

导流室中导流板截面积：$A_2=A_1=0.035m^2$

导流室面积：$\omega_2=\omega_1=29.13m^2$

$$D_2=\sqrt{\frac{4}{\pi}\left(\frac{\pi D'^2_1}{4}+\omega_2+A_2\right)}=\sqrt{\frac{4}{\pi}\left(\frac{\pi6.5^2}{4}+29.13+0.035\right)}=8.91m$$

取导流室直径 D_2 为 8.9m，导流室壁厚 $\delta_2=0.1m$，

$$D'_2=D_2+2\delta_2=8.9+2\times0.1=9.1m$$

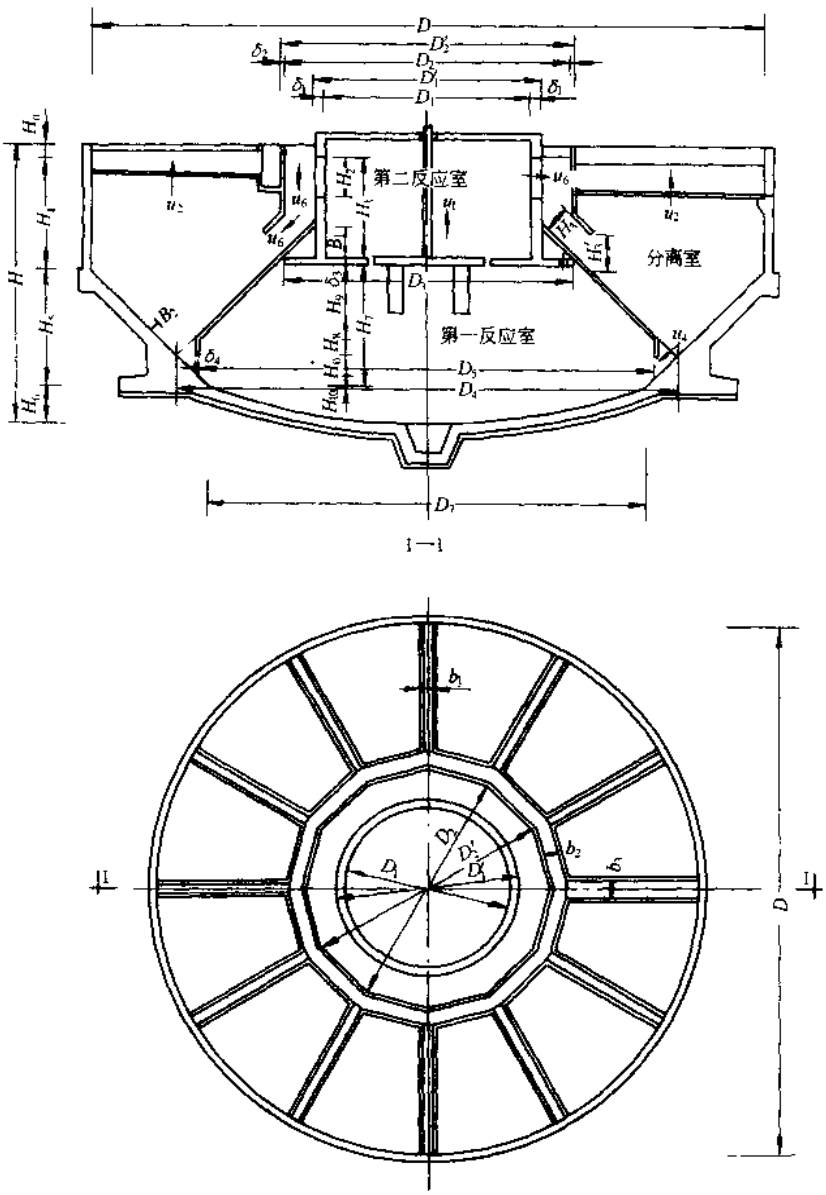


图 8-34　池体计算尺寸示意

$H_2=\dfrac{D_2-D'_1}{2}=\dfrac{8.9-6.5}{2}=1.2\text{m}$，设计中取用 $H_2=1.1\text{m}$

导流室出口流速：$u_6=0.04\text{m/s}$

出口面积：$A_3=\dfrac{Q'}{u_6}=\dfrac{1.165}{0.04}=29.13\text{m}^2$，

则出口截面宽 $H_3=\dfrac{2A_3}{\pi(D_2+D'_1)}=\dfrac{2\times29.13}{\pi(8.9+6.5)}=1.20\text{m}$，

取 $H_3=1.20\text{m}$

出口垂直高度 $H_3'=\sqrt{2}H_3=1.414\times1.2=1.70\text{m}$

(3) 分离室：

取 u_2 为 0.001m/s

分离室面积：$\omega_3=\dfrac{Q}{u_2}=\dfrac{0.233}{0.001}=233\text{m}^2$

池总面积：$\omega=\omega_3+\dfrac{\pi D_2'^2}{4}=233+\dfrac{\pi 9.1^2}{4}=298.04\text{m}^2$

池直径：$D=\sqrt{\dfrac{4\omega}{\pi}}=\sqrt{\dfrac{4\times298.04}{\pi}}=19.48\text{m}$

取池直径为 19.5m，半径 $R=9.75\text{m}$

(4) 池深计算：

池深见图 8-35，取池中停留时间 T 为 1.5h

有效容积：$V'=3600QT=1260\text{m}^3$

考虑增加 4%的结构容积，则池计算总容积：

$V=V'(1+0.04)=1260\times1.04=1310.4\text{m}^3$

取池超高：$H_0=0.3\text{m}$

设池直壁高：$H_4=1.8\text{m}$

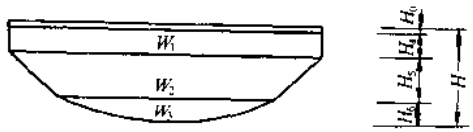


图 8-35　池深计算符号示意

池直壁部分容积：$W_1=\dfrac{\pi D^2}{4}H_4=\dfrac{\pi 19.5^2}{4}\times1.8=537.57\text{m}^3$

$$W_2+W_3=V-W_1=1310.4-537.57=772.83\text{m}^3$$

取池圆台高度：$H_5=3.7\text{m}$，池圆台斜边倾角为 45°，

则底部直径：$D_T=D-2H_5=19.5-2\times3.7=12.1\text{m}$

本池池底采用球壳式结构，取球冠高 $H_6=1.05\text{m}$

圆台容积：$W_2=\dfrac{\pi H_5}{3}\left[\left(\dfrac{D}{2}\right)^2+\dfrac{D}{2}\dfrac{D_T}{2}+\left(\dfrac{D_T}{2}\right)^2\right]$

$$=\frac{3.7\pi}{3}(9.75^2+9.75\times6.05+6.05^2)$$

$$=738.71\text{m}^3$$

球冠半径：$R_{球}=\dfrac{D_T^2+4H_6^2}{8H_6}=\dfrac{12.1^2+4\times1.05^2}{8\times1.05}=17.95\text{m}$

球冠体积：$W_3=\pi H_6^2\left(R_{球}-\dfrac{H_6}{3}\right)=\pi\times1.05^2\left(17.95-\dfrac{1.05}{3}\right)=60.96\text{m}^3$

池实际有效容积：$V=W_1+W_2+W_3=537.57+738.71-60.90=1337.24\text{m}^3$

$$V'=\frac{V}{1.04}=\frac{1337.24}{1.04}=1285.81\text{m}^3$$

实际总停留时间：$T=\dfrac{1285.81\times1.5}{1260}=1.53\text{h}$

池总高：$H=H_0+H_4+H_5+H_6=0.30+1.80+3.7+1.05=6.85\text{m}$

(5) 配水三角槽：

进水流量增加 10%的排泥水量，设槽内流速 $u_3=0.5\text{m/s}$

$$B_1=\sqrt{\frac{1.10\times0.222}{u_3}}=\sqrt{\frac{1.10\times0.222}{0.5}}=0.70\text{m}$$，取 $B_1=0.76\text{m}$

三角配水槽采用孔口出流，孔口流速同 u_3

出水孔总面积 $\frac{1.10Q}{u_3}=\frac{1.1\times0.233}{0.5}=0.5126\text{m}^2$

采用孔口 $d=0.1\text{m}$，每孔面积为 $\frac{\pi}{4}\times0.1^2=0.007854\text{m}^2$

出水孔数 $=\frac{4\times0.5126}{\pi\times0.1^2}=65.27$ 个

为施工方便采取沿三角槽每 5°设置一孔共 72 孔。孔口实际流速

$$u_3=\frac{1.1\times0.233\times4}{0.1^2\times72\pi}=0.45\text{m/s}$$

(6) 第一反应室：

二反应室底板厚：$\delta_3=0.15\text{m}$

$$D_3=D_1'+2B_1+2\delta_3=6.5+2\times0.76+2\times0.15=8.32\text{m}$$

$$H_7=H_4+H_5-H_1-\delta_3=1.8+3.7-2.56-0.15=2.79\text{m}$$

$$D_4=\frac{D_T+D_3}{2}+H_7=\frac{12.1+8.32}{2}+2.79=13\text{m}$$

取 $u_4=0.15\text{m/s}$，泥渣回流量：$Q''=4Q$

回流缝宽度：$B_2=\frac{4Q}{\pi Q_4 u_4}=\frac{4\times0.233}{\pi\times13\times0.15}=0.152\text{m}$

取 B_2 为 0.18m

设裙板厚：$\delta_4=0.06\text{m}$

$$D_5=D_4-2(\sqrt{2}B_2+\delta_4)=13-2(\sqrt{2}\times0.18+0.06)=12.37\text{m}$$

按等腰三角形计算：

$$H_8=D_4-D_5=13-12.37=0.63\text{m}$$

$$H_{10}=\frac{D_5-D_T}{2}=\frac{12.37-12.1}{2}=0.14\text{m}$$

$$H_9=H_7-H_8-H_{10}=2.79-0.63-0.14=2.02\text{m}$$

(7) 容积计算：

$$V_1=\frac{\pi H_9}{12}(D_3^2+D_3D_5+D_5^2)+\frac{\pi D_5^2}{4}H_8+\frac{\pi H_{10}}{12}(D_5^2+D_5D_T+D_T^2)+W_3$$

$$=\frac{\pi2.02}{12}(8.32^2+8.32\times12.37+12.37^2)+\frac{\pi12.37^2}{4}\times0.63+\frac{\pi0.14}{12}$$

$$(12.37^2+12.37\times12.1+12.1^2)+60.96=325.09\text{m}^3$$

$$V_2=\frac{\pi}{4}D_1^2H_1+\frac{\pi}{4}(D_2^2-D_1'^2)(H_1-B_1)=\frac{\pi}{4}\times6^2\times2.56$$

$$+\frac{\pi}{4}(8.9^2-6.5^2)(2.56-0.76)=124.63\text{m}^3$$

$$V_3=V'-(V_1+V_2)=1285.81-(325.09+124.63)=836.09\text{m}^3$$

则实际各室容积比：

二反应室：一反应室：分离室＝124.63：325.09：836.09＝1：2.61：6.71

池各室停留时间：

$$第二反应室=\frac{124.63\times60}{840}=8.9\text{min}$$

第一反应室＝8.9×2.61＝23.23 min

分离室＝8.9×6.71＝59.72min

其中第一反应室和第二反应室停留时间之和为 32.13min。

(8) 进水系统：

进水管选用 $d=600\text{mm}$，$v_6=0.90\text{m/s}$

出水管选用 $d=600\text{mm}$

(9) 集水系统：

本池因池径较大采用辐射式集水槽和环形集水槽集水。

设计时辐射槽、环形槽、总出水槽之间按水面连接考虑，见图 8-36。

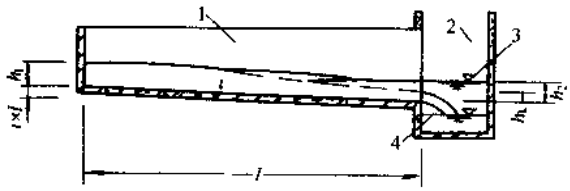


图 8-36　辐射槽计算示意

1—辐射集水槽；2—环形集水槽；3—淹没出流；4—自由出流

根据要求本池考虑加装斜板(管)可能，所以对集水系统除按设计水量计算外，还以 2Q 进行校核，决定槽断面尺寸。

辐射集水槽(全池共设 12 根)

$$q_1=\frac{Q}{12}=\frac{0.233}{12}=0.0194\text{m}^3/\text{s}$$

设辐射槽宽：$b_1=0.25\text{m}$，槽内水流流速为 $v_{s1}=0.4\text{m/s}$，槽底坡降 $il=0.1\text{m}$

槽内终点水深：$h_2=\frac{q_1}{v_{s1}b_1}=\frac{0.0194}{0.4\times0.25}=0.194\text{m}$

槽内起点水深：$h_1=\sqrt{\frac{2h_k^3}{h_2}+\left(h_2-\frac{il}{3}\right)^2}-\frac{2}{3}il$

式中 $h_k=\sqrt[3]{\frac{\alpha q_1^2}{gb^2}}=\sqrt[3]{\frac{1\times0.0194^2}{9.81\times0.25^2}}=0.085\text{m}$

$$h_1=\sqrt{\frac{2\times0.085^3}{0.194}+\left(0.194-\frac{0.1}{3}\right)^2}-\frac{2}{3}\times0.1=0.113\text{m}$$

按 $2q_1$ 校核，取槽内水流流速 $v'_{s1}=0.6\text{m/s}$

$$h_2=\frac{2\times0.0194}{0.6\times0.25}=0.259\text{m}$$

$$h_k=\sqrt[3]{\frac{1\times0.0388^2}{9.81\times0.25^2}}=0.085\text{m}$$

$$h_1=\sqrt{\frac{2\times0.085^3}{0.259}+\left(0.259-\frac{0.1}{3}\right)^2}-\frac{2}{3}\times0.1=0.169\text{m}$$

设计取槽内起点水深为 0.20m，槽内终点水深为 0.30m，孔口出流孔口前水位 0.05m，孔口出流跌落 0.07m，槽超高 0.2m，见图 8-37。

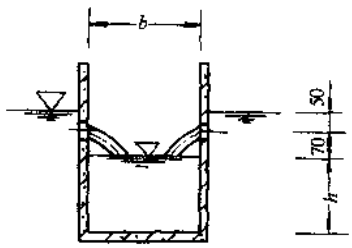


图 8-37　槽高计算示意

槽起点断面高为 0.20+0.07+0.05+0.20=0.52m

槽终点断面高为 0.30+0.07+0.05+0.20=0.62m

环形集水槽：

$$q_2=\frac{Q}{2}=\frac{0.233}{2}=0.117\text{m}^3/\text{s}，取\ v_{s2}=0.6\text{m/s}$$

槽宽 b_2 为 0.5m，考虑施工方便槽底取为平底则 $il=0$

槽内终点水深：$h_4=\dfrac{0.177}{0.6\times0.5}=0.39\text{m}$

槽内起点水深：$h_3=\sqrt{\dfrac{2h_k^3}{h_4}+h_4^2}$

$$h_k=\sqrt[3]{\frac{\alpha q_2^2}{gb^2}}=\sqrt[3]{\frac{1\times0.117^2}{9.81\times0.5^2}}=0.177\text{m}$$

$$h_3=\sqrt{\frac{2\times0.177^3}{0.39}+0.39^2}=0.42\text{m}$$

流量增加一倍时，设槽内流 $v'_{s2}=0.8\text{m/s}$

$$h_k=\sqrt[3]{\frac{0.233^2}{9.81\times0.5^2}}=0.28\text{m}$$

$$h_4=\frac{0.233}{0.8\times0.5}=0.58\text{m}$$

$$h_3=\sqrt{\frac{2\times0.28^3}{0.58}+0.58^2}=0.64\text{m}$$

设计取用环槽内水深为 0.6m，槽断面高为 0.6+0.07+0.05+0.30=1.02m(槽超高定为 0.3m)。

总出水槽：设计流量为 $Q=0.233\text{m}^3/\text{s}$，槽宽 $b_3=0.7\text{m}$，总出水槽按矩形渠道计算，槽内水流流速 $v_{s3}=0.8\text{m/s}$，槽底坡降 $il=0.20\text{m}$，槽长为 5.3m。

槽内终点水深：$h_6=\dfrac{Q}{v_{s3}b_3}=\dfrac{0.233}{0.8\times0.7}=0.416\text{m}$

$$n=0.013A=\frac{Q}{v_{s3}}=\frac{0.233}{0.8}=0.2913\text{m}^2$$

$$R=\frac{A}{\rho}=\frac{0.2913}{2\times0.416+0.7}=0.1901$$

$$\begin{aligned}y&=2.5\sqrt{n}-0.13-0.75\sqrt{R}(\sqrt{n}-0.10)\\&=2.5\sqrt{0.013}-0.13-0.75\sqrt{0.1901}(\sqrt{0.013}-0.10)\\&=0.1505\end{aligned}$$

$$C=\frac{1}{n}R^y=\frac{1}{0.013}\times0.1901^{0.1505}=59.916$$

$$i=\frac{v_{s3}^2}{RC^2}=\frac{0.8^2}{0.1901\times59.916^2}=0.00094$$

槽内起点水深：

$$h_5=h_6-il+0.00094\times5.3=0.221\text{m}$$

流量增加一倍时总出水槽内流量 $Q=0.466\text{m}^3/\text{s}$，槽宽 $b_5=0.7\text{m}$，取槽内流速 $v'_{53}=0.9\text{m/s}$

槽内终点水深：$h'_6=\dfrac{0.466}{0.7\times0.9}=0.74\text{m}$

$$n=0.013$$

$$A=\frac{Q}{v'_{53}}=\frac{0.466}{0.9}=0.518\text{m}^2$$

$$R=\frac{0.518}{2\times0.74+0.7}=0.2376$$

$$y=2.5\sqrt{0.013}-0.13-0.75\sqrt{0.2376}(\sqrt{0.013}-0.10)=0.1499$$

$$C=\frac{1}{0.013}\times0.2376^{0.1499}=62.015$$

$$i=\frac{0.9^2}{0.2376\times62.015^2}=0.00089$$

槽内起点水深：$h'_5=0.74-0.2+0.00089\times5.3=0.545\text{m}$

设计取用槽内起点水深为 0.6m

设计取用槽内终点水深为 0.8m

槽超高定为 0.3m

按设计流量计算得从辐射起点至总出水槽终点的水面坡降为

$$\begin{aligned}h&=(h_1+il-h_2)+(h_3-h_4)+il\\&=(0.113+0.1-0.194)+(0.42-0.39)+0.00094\times5.3=0.054\text{m}\end{aligned}$$

设计流量增加一倍时从辐射槽起点至总出水槽终点的水面坡降为

$$h=(0.169+0.1-0.259)+(0.64-0.58)+(0.545+0.2-0.74)=0.08\text{m}$$

辐射集水槽有下列两种集水方式，采用孔口或三角堰口：

1）辐射集水槽孔口出流：孔口出流，取孔口前水位高 0.05m，流量系数 μ 取为 0.62。

孔口面积：$f=\dfrac{q_v}{\mu\sqrt{2gh}}=\dfrac{0.0194}{0.62\sqrt{2\times9.81\times0.05}}=0.0316\text{m}^2$

在辐射集水槽双侧及环形集水槽外侧预埋 *DN*25 塑料管作为集水孔，如安装斜板（管）时，可将塑料管剔除，则集水孔径改为 $D=32\text{mm}$。

每侧孔口数目：$n=\dfrac{2f}{\pi d^2}=\dfrac{2\times0.0316}{\pi\times0.025^2}=32.18$ 个

安装斜板（管）后流量为 $2q_1$，则孔口面积增加一倍为 0.0632m^2

每侧孔口数目：$n=\dfrac{2\times0.0632}{\pi\times0.032^2}=39.29$ 个

设计采用每侧孔口数为 37.5（包括环形集水槽 1/2 长度单侧开孔数目）。

2）辐射集水槽三角堰（90°）集水，见图 8-38。

采用钢板焊制三角堰集水槽，取堰高 $C=0.10\text{m}$，堰宽 $b=0.20\text{m}$ 即

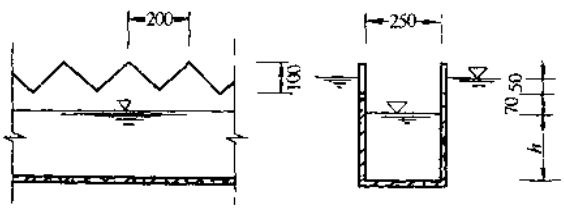


图 8-38　辐射集水槽三角堰计算示意图

90°三角堰，堰上水头 $h=0.05$m。

单堰流量：

$$q_0=1.4h^{2.5}=1.4\times0.05^{2.5}=0.0007826\text{m}^3/\text{s}$$

辐射集水槽每侧三角堰数目：$n=\dfrac{q_z}{2q_0}=\dfrac{0.0194}{2\times0.0007826}=12.39$ 个

加设斜板(管)流量增加一倍则 n 增加为 24.78 个，参照辐射集水槽长度及上述计算，取集水槽每侧三角堰的个数为 22 个。

(10) 排泥及排水计算：

污泥浓缩室：总容积根据经验按池总容积的 1% 考虑，

$V'_4=0.01V'-1285.8\times0.01=12.86\text{m}^3$

分设三斗，每斗 $V'_h=\dfrac{V_4}{3}=\dfrac{12.86}{3}=4.29\text{m}^3$

设污泥斗上底面积：

$$S_1=2.8\times2.03+\frac{2}{3}\times2.8\times h_4=2.8\times2.03+\frac{2}{3}\times2.8\times0.12=5.91\text{m}^2$$

式中 $h_4=R_1-\sqrt{R_1^2-\left(\dfrac{2.8}{2}\right)^2}=8.55-\sqrt{8.55^2-1.4^2}=0.12\text{m}$

下底面积：$S_2=0.45\times0.45=0.2025\text{m}^2$

污泥斗容积：$V_4=\dfrac{1.7}{3}(5.91+0.2025+\sqrt{5.91\times0.2025})=4.08\text{m}^3$

排泥斗见图 8-39。

三斗容积：$V_4=4.08\times3=12.24\text{m}^3$

污泥斗总容积为池容积的 $\dfrac{12.24}{1285}=0.95\%$

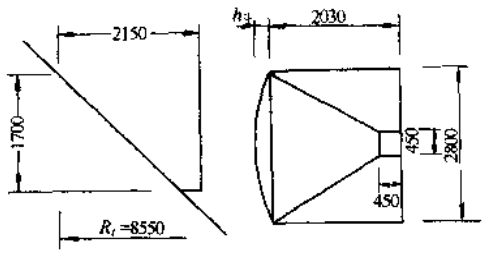


图 8-39　排泥斗计算示意

排泥周期：本池在重力排泥时进水悬浮物含量 S_1 一般≤1000mg/L，出水悬浮物含量 S_4 一般≤5mg/L，污泥含水率 $P=98\%$，浓缩污泥密度 $\rho=1.02\text{t/m}^3$。

$$T_0=\frac{10^4V_4(100-P)\rho}{(S_1-S_4)Q}=\frac{10000\times12.24(100-98)\,1.02}{60(S_1-S_4)0.233}=\frac{17860.94}{(S_1-S_4)}\text{min}$$

S_1-S_4 与 T_0 关系值见表 8-10。

S_1-S_4 与 T_0 关系值　　表 8-10

S_1-S_4	90	190	290	390	490	590	690	790	890	995
T_0	198.5	94.0	61.6	45.8	36.5	30.3	25.9	22.6	20.1	18.0

排泥历时：设污泥斗排泥管为 $DN100$，其断面 $\omega_0=\dfrac{\pi0.1^2}{4}=0.00785\text{m}^2$

电磁排泥阀适用水压 $h\leqslant0.04$MPa

取 $\lambda=0.03$，管长 $l=5$m

局部阻力系数：

进口 $\xi=1\times0.5=0.5$，丁字管 $\xi=1\times0.1=0.1$

出口 $\xi=1\times1=1$，45°弯头 $\xi=1\times0.4=0.4$

闸阀 $\xi=0.15+4.3=4.45$（闸阀、截止阀各一个）

$\Sigma\xi=6.45$

流量系数：$\mu=\dfrac{1}{\sqrt{1+\dfrac{\lambda l}{d}+\Sigma\xi}}=\dfrac{1}{\sqrt{1+\dfrac{0.03\times5}{0.1}+6.45}}=0.33$

排泥流量：$q_1=\mu\dfrac{\pi0.1^2}{4}\sqrt{2gh}=0.33\times\dfrac{\pi0.1^2}{4}\sqrt{2\times9.81\times4}=0.0229\text{m}^3/\text{s}$

排泥历时：$t_0=\dfrac{4.08}{0.0229}=178.16\text{s}$

放空时间计算：设池底中心排空管直径 $DN250$，

$$\omega_{02}=\frac{\pi0.25^2}{4}=0.04909\text{m}^2$$

本池开始放空时水头为池运行水位至池底管中心高差 H'_2，见图 8-40。

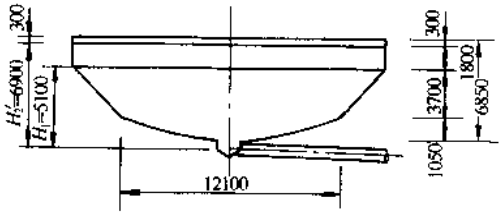


图 8-40　放空管计算示意

取 $\lambda=0.03$，管长 $l=15\text{m}$

局部阻力系数 ξ：

进口 $\xi_1=1\times0.5=0.5$，出口 $\xi_2=1\times1=1$

闸阀 $\xi_3=0.2\times2=0.4$，丁字管 $\xi_4=1\times0.1=0.1$

$\Sigma\xi=2.0$

流量系数：$\mu=\dfrac{1}{\sqrt{1+\dfrac{\lambda l}{d}+\Sigma\xi}}=\dfrac{1}{\sqrt{1+\dfrac{0.03\times15}{0.25}+2}}=0.46$

瞬时排水量：$q=\mu\omega_{02}\sqrt{2gH'_2}=0.46\times0.04909\sqrt{2\times9.81\times6.9}=0.263\text{m}^3/\text{s}$

放空时间：

$$t=t_1+t_2=2K_1(H'^{\frac{1}{2}}_2-H'^{\frac{1}{2}}_1)+2K_2\left(D_T^2H'^{\frac{1}{2}}_1+\frac{4}{3}D_TH'^{\frac{3}{2}}_1\text{ctg}\alpha+\frac{4}{5}H'^{\frac{5}{2}}_1\text{ctg}^2\alpha\right)(\text{s})$$

式中　$K_1=\dfrac{D^2}{\mu d^2\sqrt{2g}}=\dfrac{19.5^2}{0.46\times0.25^2\sqrt{2\times9.81}}=2979.82$

$$K_2=\frac{1}{\mu d^2\sqrt{2g}}=\frac{1}{0.46\times0.25^2\sqrt{2\times9.81}}=7.85$$

$\alpha=45°$，$\text{ctg}\alpha=1$，$D_T=12.1$

$$t=2\times2979.82\times(6.9^{\frac{1}{2}}-5.1^{\frac{1}{2}})+2\times7.85\times(12.1^2\times5.1^{\frac{1}{2}}+\frac{4}{3}\times12.1\times5.1^{\frac{3}{2}}$$

$$+\frac{4}{5}\times5.1^{\frac{5}{2}})=11042.03\text{s}=3.07\text{h}$$

(11) 机械设备计算：见给水排水设计手册第 9 册《专用机械》。

8.3.2.5　运行管理

(1) 运行前的准备工作：

1) 检查池内机械设备的空池运行情况。

2) 电气控制系统应操作安全，动作灵活。

3) 进行原水的烧杯实验,取得最佳混凝剂和最佳投药量。

(2) 初次运行:

1) 应尽快形成所需泥渣浓度:可先减少进水量,增加投药量,一般调整进水量为设计流量的2/3～1/2。

适当加大投药量(一般为正常加药量的1～2倍),并减少叶轮提升量。

2) 逐步提高转速,加强搅拌。如泥渣松散,絮粒较小或水温、进水浊度低时,可适当投加粘土或石灰以促进泥渣的形成,也可将正在运行的机械搅拌澄清池的泥渣加入新运行的机械搅拌澄清池中,以缩短泥渣形成的时间。

3) 在泥渣形成过程中,进行转速和开启度的调整,在不扰动澄清区的情况下尽量加大转速和开启度,找出开启度和转速的最佳组合。

4) 在形成泥渣的过程中,应经常取样测定池内各部分的泥渣沉降比,若第一反应室及池子底部泥渣沉降比开始逐步提高,则表明泥渣在形成(一般2～3h后泥渣即可形成),此时运行已趋于正常。

泥渣形成后,出水浊度达到设计要求(<5NTU)时,可逐步减少药量至正常加注量,然后逐步增大进水量。每次增加水量不宜超过设计水量的20%。水量增加间隔不小于1h,待水量增至设计负荷后,应稳定运行不小于48h。

5) 当泥渣面高度接近导流室出口时开始排泥,用排泥来控制泥渣面在导流室出口以下。一般二反应室5min泥渣沉降比在10%～20%左右。

按不同进水浊度确定排泥周期和历时,用以保持泥渣面的高度。

(3) 停池后重新运行

当停止运转8～24h后,泥渣成压实状态,重新运转时,宜先开启底部放空管阀门,排出池底少量泥渣,并控制较大的进水量和适当加大投药量,使底部泥渣松动,然后调整到正常水量的三分之二左右运转,待出水水质稳定后,再逐渐降低加药量,增大进水量。

(4) 运行中的几种特殊情况及处理方法:

1) 当出现下列情况时,一般是由于投药量不足或原水碱度过低。

① 分离室清水区中出现细小絮粒上升,出水水质浑浊。

② 从第一反应室取样观察,发现絮粒细小。

③ 反应室的泥渣浓度愈来愈低。

2) 当池面水体有大的絮粒普遍上浮,但颗粒间水色仍透亮时,可能系药量过大,可适当降低投药量,观察效果。

3) 遇下列情况发生时,通常说明排泥量不够,必须缩短排泥周期或加长排泥历时:

① 污泥浓缩斗内排出的泥渣含水量很低,泥渣沉降比已超过80%。

② 反应室泥渣浓度增高较剧,泥渣沉降比达25%以上。

③ 分离室泥渣层逐渐升高,出水水质变坏。

4) 在正常温度下,清水区中有大量气泡出现,可能是投加碱量过多,或由于池内泥渣回流不畅,沉积池底,日久腐化发酵,形成大块松散腐殖物,并夹带气体上漂池面。

5) 清水区中絮粒明显上升,甚至引起翻池,可能由于以下原因:

① 进水水温高于澄清池内水温1℃以上,降低了混凝效果,同时局部的上升流速比设计的上升流速大为增加。

② 强烈日光的偏晒，造成池水对流。

③ 进水流量超过设计流量过多或三角配水槽堵塞，使配水不均而短流。

④ 投药中断，排泥不适或其他因素。

8.3.2.6　机械搅拌澄清池布置形式

(1) 常用的机械搅拌澄清池的布置见图 8-41、42。

1) 适用条件：

① 进水悬浮物含量：

ⅰ. 无机械刮泥●：一般不超过 1000mg/L，较短时间内不超过 3000mg/L。

ⅱ. 有机械刮泥●：一般不超过 1000～5000mg/L，短时间内不超过 10000mg/L；如经常超过 5000mg/L 时，应考虑预沉。

② 出水悬浮物含量一般不大于 5mg/L，短时间不大于 10mg/L。

③ 适用于非保温地区及采暖计算室外气温等于或高于－12℃的地区。完工后准许地下水位标高为 2.5m。

④ 适用于地耐力 $R\geqslant 100kPa$、设计烈度为 8 度以下的地震区。

⑤ 进水悬浮物含量经常超过 1000mg/L 或池径≥24m 时设置刮泥机。

⑥ 池型布置有两种：

ⅰ. 200～320m³/h 时采用直形池壁，平板池底，见图 8-41。

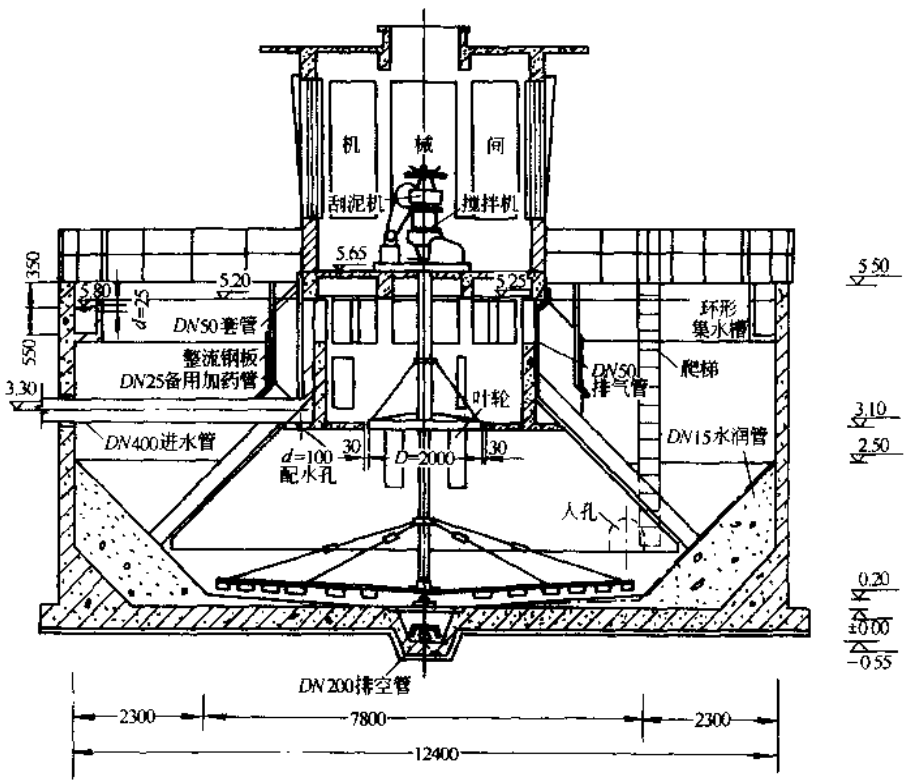


图 8-41　平板底机械搅拌澄清池

● φ2～5m 机械加速澄清池搅拌机和 φ2～40m 机械加速澄清池刮泥机由宜兴市新纪元环保有限公司制造。

ⅱ. 430～1800m³/h 时采用直筒壳池壁，锥壳、球壳组合池底，见图 8-42。

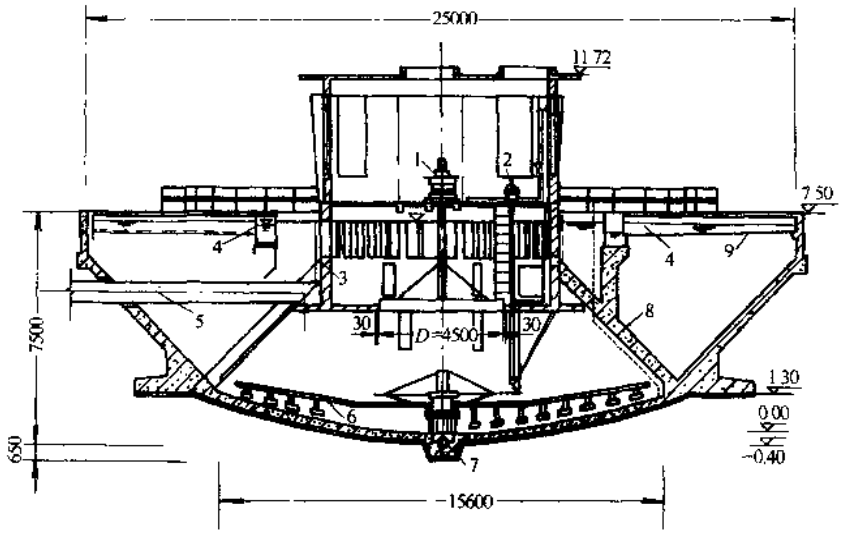


图 8-42　锥、球壳底机械搅拌澄清池

1—搅拌机；2—刮泥机；3—备用加药管；4—集水孔；5—进水管；6—刮泥机刮臂；7—排空管；8—水润管；9—集水槽

2）主要工艺设计数据：

① 上升流速：1mm/s。

② 停留时间：1.5h，其中一、二反应室停留时间合计 30min 左右。

③ 提升流量：5 倍处理水量。

④ 泥渣浓度：重力排泥 20kg/m³，含水率 98%；机械排泥 50kg/m³，含水率 95%。

(2) 其他类型的机械搅拌澄清池布置：针对原水水质的不同，单池生产能力的大小，地耐力及结构的区别，以及所处地区气候条件的不同等，除标准图外机械搅拌澄清池还可布置成其他类型。

1）大型坡度机械搅拌澄清池(见图 8-43)：是适应水量大、原水浊度较高和浊度变化较大的一种大型机械搅拌澄清池布置。其主要特点：

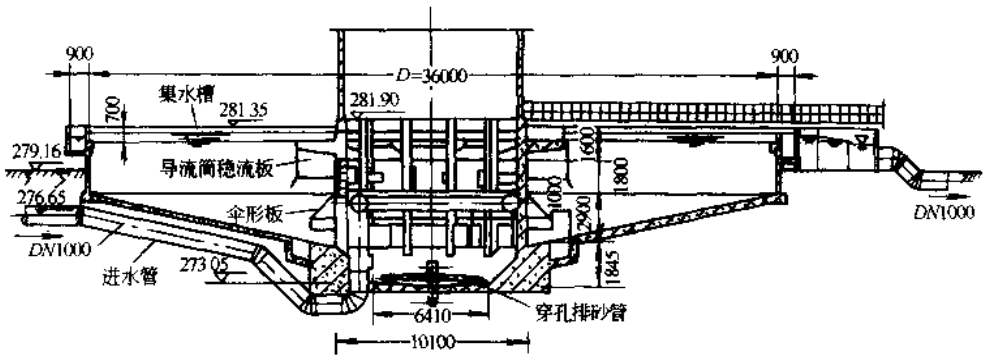


图 8-43　36m 直径大型机械搅拌澄清池

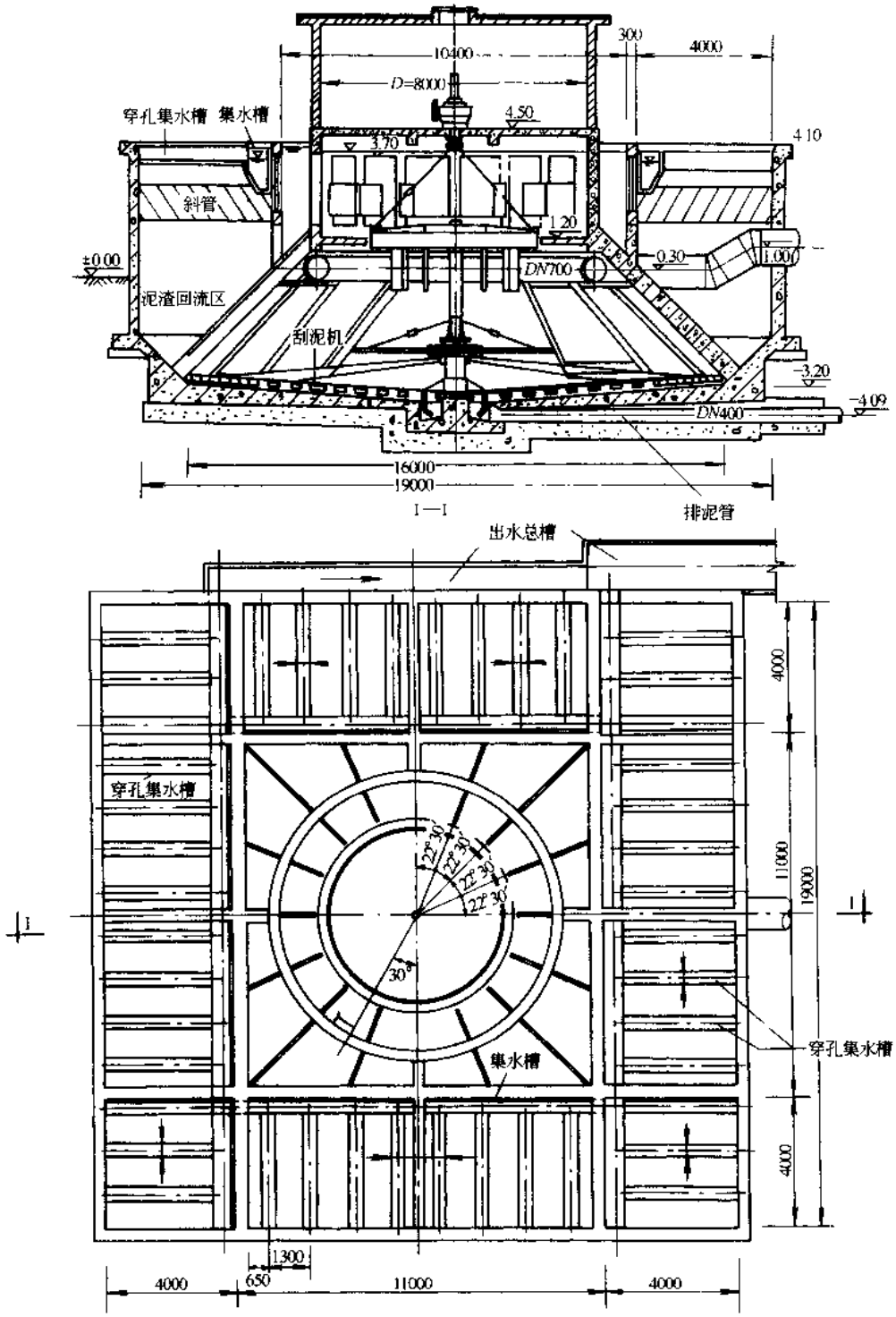


图 8-44　方形机械搅拌澄清池

① 因原水浊度高，为避免三角配水槽积泥及出流缝堵塞，进水采用设在池底部的穿孔布水管进水。

② 池壁构造，由斜壁改成直壁，底部为小坡度。

③ 缩小一反应室加大分离区，在分离区内加刮泥机使之排泥通畅。刮泥机把沉泥刮集到设在分离区的环形集泥槽内浓缩，环形集泥槽内设有刮片，不断将泥刮进四个泥斗然后将泥排出池外。

④ 在一反应室底部有储砂坑，内设穿孔排砂管，作为排砂之用。

⑤ 二反应室和导流室内设有整流的稳流板，以起到叶轮提升出来的水整流和导流作用。

运转实践表明，该池与一般标准机械搅拌澄清池相比具有适应性强，管理方便，排泥通畅，泥渣浓缩性能好，排泥耗水率低，池高度较小等优点。底部的刮泥机、环形集泥槽解决了池底大量泥渣排除问题。

2) 方形斜板机械搅拌澄清池：图 8-44 为方形斜板机械搅拌澄清池布置。该池上部平面为方形，底部为圆形。池容积比为二反应室：一反应室：分离区＝1：2：4.7，总停留时间为 51.6min，分离区上升流速为 3mm/s。分离室内设蜂窝斜管。其主要设计特点：

① 具有适应浊度较高，占地面积小，斜管便于安装，分离区无短流等特点。

② 由于池上部为方形便于若干组连建，布置紧凑，节省用地，易于施工。

池下部为截圆锥，一反应室底设有钢丝绳传动的刮泥机将泥渣刮集到池底环形集泥槽中，然后排至池外。

③ 因原水浊度高，取消三角配水槽，采用穿孔布水管架设在一反应室顶部(原三角配水槽位置)布水，避免三角槽集泥和出流填塞，该池加药位置设在每池进水渠道口处。

3) IS 型机械搅拌澄清池：图 8-45 是为适应高浊度水而改进的一种机械搅拌澄清池型式(IS 型)。由于原水浊度高，进水管设在池底部，避免三角配水槽积泥及出流缝隙堵塞。在构造上，第一、第二反应室形状基本同一般机械搅拌澄清池，池壁则由斜壁改为直壁，底部为平底，以加大泥渣浓缩面积并提高其浓度，同时设有一套刮泥机。

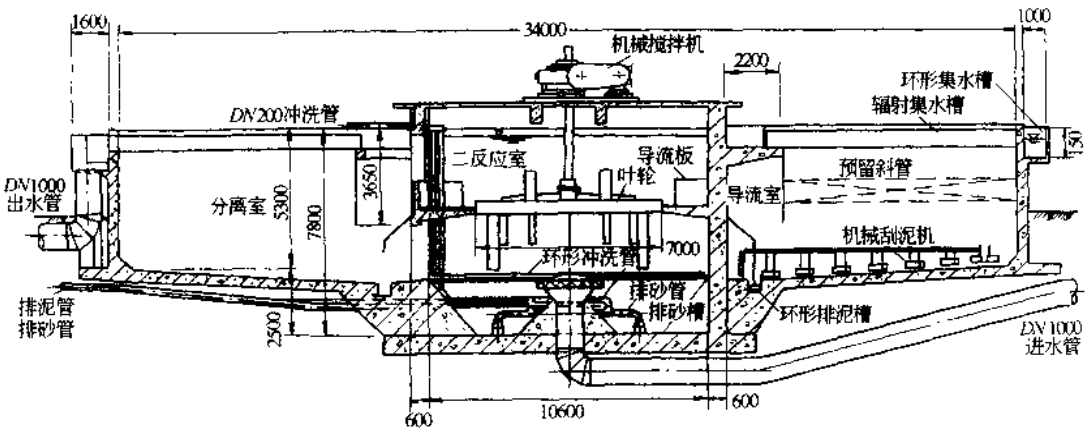


图 8-45　适应高浊度水的机械搅拌澄清池

运转实践证明，该池与一般标准型的机械搅拌澄清池相比，具有排泥方便、泥渣浓缩性能好等特点。由于池壁为直壁，因此池有效容积较大，高度可稍矮。底部的刮泥机解决了池底大量泥渣排除问题，在处理 40kg/m³ 以下高浊度原水时，其效果基本上是理想的。在处

理 6.0kg/m³ 以下的原水时，可取得同一般机械搅拌澄清池同样的效果。

该池在处理 6～40kg/m³ 高浊度原水（投加聚丙烯酰胺）时，叶轮转速宜取高值（叶轮外缘线速度为 1.33～1.67m/s），因为此时泥渣颗粒较重，如转速低则不易提升至第二反应室，直接影响净水效果。在处理高浊度水时，聚丙烯酰胺理想的投加点在第一反应室的 1/2 高处，这时排泥浓度约为 600kg/m³。

该池由于是平底，泥渣回流较困难，第二反应室浓度一般偏低，投药量也稍大于一般机械搅拌澄清池。另外，刮泥机的构造较复杂，因此存在有钢材用量较多，施工精度要求高及零件易损等缺点。

8.3.3 水力循环澄清池

8.3.3.1 工作特点

水力循环澄清池的工作原理基本同机械搅拌澄清池，属泥渣循环型澄清池，不同处只是不用机械而利用水力在水射器的作用下进行混合和达到泥渣循环回流。当带有一定压力的原水（投加混凝剂后）以高速通过水射器喷嘴时，在水射器喉管周围形成负压，从而将数倍于原水的回流泥渣吸入喉管，并与之充分混合。由于回流泥渣和原水的充分接触、反应，大大加强了颗粒间的吸附作用，加速了絮凝，以获得较好的澄清，见图 8-46。

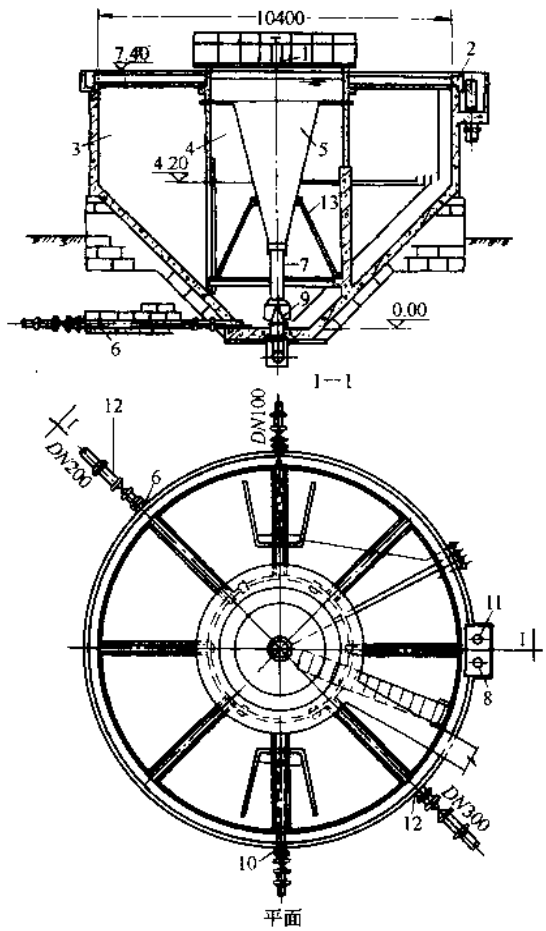


图 8-46　水力循环澄清池

1—喉管升降装置；2—环形集水槽；3—分离室；4—二反应室；5—一反应室；6—放空管；7—喉管；8—出水管；9—喷嘴；10—排泥管；11—溢流管；12　进水管；13—伞形罩

8.3.3.2 设计要点

（1）水力澄清池适用于中小型水厂。进水悬浮物含量一般小于 1000mg/L，短时间内允许达 2000mg/L。

（2）设计回流水量一般采用进水流量的 2～4 倍，应选用合适的水射器喉管截面积与喷嘴截面积之比和恰当的喷嘴流速。

（3）喷嘴直径与喉管直径之比一般采用 1∶3～1∶4，喉管截面积与喷嘴截面积的比值约在 12～13 之间。

（4）喷嘴流速采用 6～9m/s；喷嘴的水头损失一般为 2～5m。

（5）喉管流速为 2.0～3.0m/s；喉管瞬间混合时间一般为 0.5～0.7s。

（6）第一反应室出口流速一般采用 50～80mm/s；第二反应室进口流速低于第一反应室

出口流速，一般采用 40～50mm/s。

(7) 清水区上升流速一般采用 0.7～1.0mm/s，当原水属低温低浊时，上升流速可酌减；清水区高度一般为 2～3m，超高为 0.3m。

(8) 总停留时间为 1～1.5h。反应室停留时间宜取用较大，以保证反应的完善，一般采用停留时间：第一反应室为 15～30s，第二反应室为 80～100s(按循环总回流量计)。

(9) 池的斜壁与水平的夹角一般为 45°。

(10) 为避免池底积泥，提高回流泥渣浓度，喷嘴顶离池底的距离一般不大于 0.6m。

(11) 为适应原水水质的变化，池中心应设有可调节喷嘴与喉管进口处间距的措施。但须注意第一反应筒下口与喉管重叠调节部分的间隙不宜过小，否则易被泥渣所堵塞，使调节困难。

(12) 排泥装置同机械搅拌澄清池。排泥耗水量一般为 5%左右；排泥量大者可考虑自动控制。池子底部应设放空管。

(13) 在分离室内设置斜板，可提高澄清效果、增加出水量和减少药耗。在大型池内反应筒下部设置伞形罩，可避免第二反应室的出水短路和加强泥渣回流。

8.3.3.3　计算公式

水力循环澄清池计算公式如下：

计　算　公　式	设计数据及符号说明
水射器：	
$d_0=\sqrt{\frac{4q}{\pi v_0}}$	d_0—喷嘴直径(m)
$h_p=0.06v_0^2$	q—进水量(m^3/s)
$v_0=\frac{q}{\omega_0}$	v_0—喷嘴流速(m^3/s)
$d_1=\sqrt{\frac{4q_1}{\pi v_1}}$	h_p—净作用水头(m)
$q_1=nq$	ω_0—喷嘴断面积(m^2)
$h_1=v_1t_1$	d_1—喉管直径(m)
	q_1—设计水量(m^3/s)(包括回流泥渣量)
	n—回流比，一般为 2～4
	v_1—喉管流速(m/s)
	h_1—喉管高度(m)
	t_1—喉管混合时间(s)
$d_5=2d_1$	d_5—喇叭口直径(m)
$h'_5=d_1$	h'_5—喇叭口直壁高度(m)
$h''_5=\left(\frac{d_5-d_1}{2}\right)\mathrm{tg}\alpha_0$	h''_5—喇叭口斜壁高度(m)
$S=2d_0$	α_0—喇叭口角度(°)
	S—喷嘴与喉管间距(mm)
第一反应室：	
$\omega_2=\frac{\pi}{4}d_2^2$	ω_2—第一反应室出口断面积(m^2)
$d_2=\sqrt{\frac{4q_1}{\pi v_2}}$	d_2—第一反应室出口直径(m)
$h_2=\frac{d_2-d_1}{2\mathrm{tg}\frac{\alpha}{2}}$	v_2—第一反应室出口流速(m/s)
	h_2—第一反应室高度(m)
	α—第一反应室锥形筒夹角(°)

续表

计　算　公　式	设计数据及符号说明
第二反应室：	
$\omega_3=\frac{q_1}{v_3}$	ω_3—第二反应室上口断面积(m^2)
	v_3—第二反应室上口流速(m/s)
$h_6=\frac{4q_1t_3}{\pi(d_3^2-d_2^2)}$	h_6—第二反应室出口至第一反应室上口高度(m)
	t_3　第二反应室反应时间(s)
$h_5=h_3-h_4$	h_3—第二反应室高度(m)
	h_4—第一反应室上口水深(m)
$\omega_4=\frac{\pi}{4}(d_3^2-d_2'^2)$	ω_4—第二反应室出口断面(m^2)
	d_2'—第二反应室出口处到第一反应室上口处的锥形筒直径(m)
	d_3—第二反应室上口直径(m)
澄清池各部尺寸：	
$\omega_1=\frac{q}{v_1}$	ω_1—分离室面积(m^2)
	v_1—分离室上升流速(m/s)
$D=\sqrt{\frac{4(\omega_2+\omega_3+\omega_4)}{\pi}}$	D—澄清池直径(m)
$H_3=h+h_2+h_1+S+h_2+h_4$	H_3—池内水深(m)
	h—喷嘴法兰与池底的距离(m)
	h_2—喷嘴高度(m)
$H=H_3+h_4'$	H—池总高度(m)
	h_4'—第一反应室上口超高(m)
$H_1=\left(\frac{D-D_0}{2}\right)\mathrm{tg}\beta$	H_1—池锥体部分高度(m)
	D_0—池底部直径(m)
	β—池斜壁与水平线夹角(°)
$H_2=H-H_1$	H_2—池直壁高度(m)
各部容积及停留时间：	
$t_1=\frac{h_1}{v_1}$	t_1—喉管混合时间(s)
$W_1=\frac{\pi h_2}{3}\left(\frac{d_2^2+d_2d_1+d_1^2}{4}\right)$	W_1—第一反应室容积(m^3)
$W_2=\frac{\pi}{4}d_3^2h_2-\frac{\pi h_5}{3}\left(\frac{d_2^2+d_2d_2'+d_2'^2}{4}\right)$	W_2　第二反应室容积(m^3)
$W=\frac{\pi}{4}D^2[H-(H_1+H_0)]$	W　澄清池总容积(m^3)
$+\frac{\pi H_1}{12}(D^2+DD_0+D_0^2)$	H_0—超高(m)
$T=\frac{W}{3600q}$	T　池总停留时间(h)
排泥系统：	
$V\approx\frac{q(S_1-S_4)}{C}t'\times3600$	V—泥渣浓缩室容积(m^3)
	C—浓缩后泥渣浓度(mg/L)
	t'—浓缩时间(h)
	S_1—进水悬浮物含量(mg/L)
	S_4—出水悬浮物含量(mg/L)

8.3.3.4　计算示例

【例】　已知：设计水量 200m^3/h，考虑 5%排泥耗水量，求水力循环澄清池尺寸。

采用数据：

总进水量：$q=200\times1.05=210\text{m}^3/\text{h}=0.0583\text{m}^3/\text{s}$

回流比，采用 4

设计循环总流量：$q_1=4q=4\times0.0583=0.233\text{m}^3/\text{s}$

喷嘴流速：$v_0=7.5\text{m/s}$

喉管流速：$v_1=2.5\text{m/s}$

第一反应室出口流速：$v_2=60\text{mm/s}$

第二反应室进口流速：$v_3=40\text{mm/s}$

清水区(分离室)上升流速：$v_4=1.0\text{mm/s}$

喉管混合时间：$t_1=0.6\text{s}$

第一反应室反应时间：$t_2=25\text{s}$

第二反应室反应时间：$t_3=100\text{s}$

分离时间：$t_4=40\text{min}$

【解】 计算：

(1) 水力提升器计算：

1) 喷嘴：

$$d_0=\sqrt{\frac{4q}{\pi v_0}}=\sqrt{\frac{4\times0.0583}{3.14\times7.5}}=0.0995\text{m}，\text{取 } d_0=100\text{mm}$$

设进水管流速：$v=1.2\text{m/s}$

则进水管直径：$d=\sqrt{\frac{4q}{\pi v}}=\sqrt{\frac{4\times0.0583}{3.14\times1.2}}=0.25\text{m}=250\text{mm}$

设喷嘴收缩角为 16.5°，则斜壁高为 $\frac{250-100}{2}\times\text{ctg}16.5°\approx250\text{mm}$

喷嘴直段长度取 100mm，见图 8-47，则 $h_0=400\text{mm}$

要求净作用水头：$h_p=0.06v_0^2=0.06\times7.5^2=3.3\text{m}$

2) 喉管：

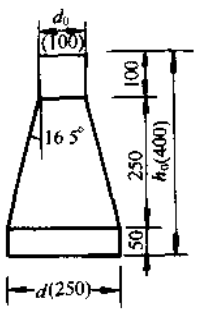


图 8-47　喷嘴计算尺寸

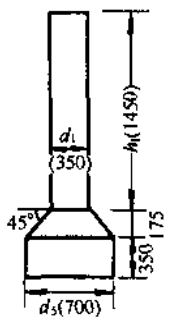


图 8-48　喉管计算尺寸

$$d_1=\sqrt{\frac{4q_1}{\pi v_1}}=\sqrt{\frac{4\times0.233}{3.14\times2.5}}=0.345\text{m}，$$

取 $d_1=350\text{mm}$

则实际喉管流速：$v_1'=\dfrac{0.233}{0.785\times0.35^2}=2.43\text{m/s}$

令 $t_1=0.6\text{s}$，则 $h_1=v_1't_1=2.43\times0.6=1.458\text{m}$，取 1450mm

3）喉管喇叭口：

取 $d_5=2d_1$，则 $d_5=2\times0.35=0.7\text{m}$

$\alpha_0=45°$，则 $h_5''=\left(\dfrac{d_5-d_1}{2}\right)\text{tg}45°=175\text{mm}$

采用连接喇叭口大端圆筒部分高：$h_5'=d_1=350\text{mm}$，见图 8-48 布置。

4）喷嘴与喉管间距：$S=2d_0=2\times100=200\text{mm}$（并设调整装置）

（2）第一反应室计算：

$$d_2=\sqrt{\frac{4q_1}{\pi v_2}}=\sqrt{\frac{4\times0.233}{3.14\times0.06}}=2.23\text{m}，取\ 2.3\text{m}$$

$$\omega_2=\frac{\pi}{4}d_2^2=0.785\times2.3^2=4.17\text{m}^2$$

则实际出口流速为 $\dfrac{0.233}{0.785\times2.3^2}=56\text{mm/s}$

$h_2=\dfrac{d_2-d_1}{2}\times\dfrac{1}{\text{tg}\dfrac{\alpha}{2}}$，锥形筒夹角 α 取 30°

则 $h_2=\dfrac{(2.3-0.35)}{2}\times\dfrac{1}{\text{tg}15°}=3.63\text{m}$，取 3.6m，见图 8-49 布置。

（3）第二反应室计算：

$$\omega_3=\frac{q_1}{v_3}=\frac{0.233}{0.04}=5.83\text{m}^2$$

$$d_3=\sqrt{\frac{4(\omega_3+\omega_2)}{\pi}}=\sqrt{\frac{4(5.83+4.17)}{3.14}}=3.56\text{m}，取\ 3.6\text{m}$$

实际断面积：$\omega_3=0.785\times3.6^2-4.17=6.03\text{m}^2$

实际进口流速：$v_3=\dfrac{q_1}{\omega_3}=\dfrac{0.233}{6.03}=38.5\text{mm/s}$

$$h_6=\frac{4q_1t_3}{\pi(d_3^2-d_2^2)}=\frac{4\times0.233\times100}{3.14\times(3.6^2-2.3^2)}$$

$=1.8\text{m}$，取 2.4m，h_4 取 0.25m，则

$h_3=h_6+h_4=2.4+0.25=2.65\text{m}$，见图 8-50 布置。

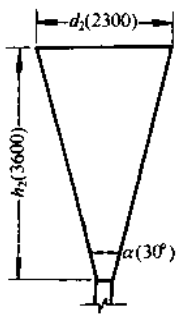


图 8-49　第一反应室计算尺寸

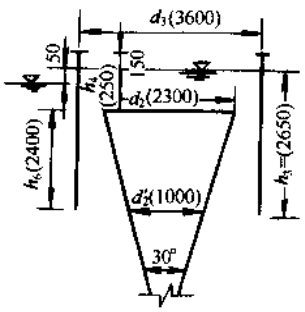


图 8-50　第二反应室计算尺寸

$$\omega_1=\frac{\pi}{4}(d_3^2-d_2'^2)$$

$$d_2'=d_2-2x$$

$$x=(2.65-0.25)\text{tg}15^\circ=2.4\times0.268=0.643\text{m}$$

$$d_2'=2.3-2\times0.643\approx1.0\text{m},\text{则}$$

$$\omega_1=\frac{\pi}{4}(3.6^2-1.0^2)=9.41\text{m}^2$$

出口流速：$v_5=\frac{q_1}{\omega_1}=\frac{0.233}{9.41}=0.025\text{m/s}$

(4) 澄清池各部尺寸计算：

$$D=\sqrt{\frac{4(\omega_2+\omega_3+\omega_4)}{\pi}}$$

$$\omega_4=\frac{q}{v_4}=\frac{0.0583}{0.001}=58.3\text{m}^2$$

故 $D=\sqrt{\frac{4(4.17+6.03+58.3)}{\pi}}=9.34\text{m}$，取 9.3m

实际上升流速：$v_4'=\frac{0.0583}{0.785\times9.3^2-4.17-6.03}=1.01\text{mm/s}$

澄清池高度 H：

1) 澄清池内第二反应室要求的水深：$H_3=h+h_0+S+h_1+h_2+h_4$

h 为喷嘴底法兰至池底距离，取 0.15m，则

$$H_3=0.15+0.40+0.2+1.45+3.6+0.25=6.05\text{m}$$

2) 澄清池总高：$H=H_3+h_4'$

式中　h_4' 为反应室保护高度取 $h_4'=0.15\text{m}$

故　　$H=6.05+0.15=6.2\text{m}$

3) 锥体部分高度：$H_1=\left(\frac{D-D_0}{2}\right)\text{tg}\beta$

设池底部直径：$D_0=1.4\text{m}$，锥角 $\beta=40^\circ$，则

$$H_1=\left(\frac{9.3-1.4}{2}\right)\text{tg}40^\circ=3.32\text{m}$$

4) $H_2=H-H_1=6.2-3.32=2.88\text{m}$，见图 8-51 布置。

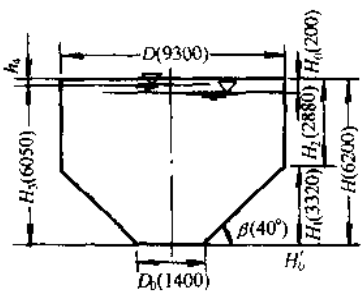


图 8-51　池体计算尺寸

(5) 各部容积及停留时间计算：

1) 喉管混合时间：$t_1=\frac{h}{v_1}=\frac{1450}{2430}=0.597\text{s}\approx0.6\text{s}$

2) 第一反应室停留时间 t_2：

第一反应室容积：

$$W_1=\frac{\pi h_2}{3}\left(\frac{d_2^2+d_2d_1+d_1^2}{4}\right)=\frac{3.14\times3.6}{3}\times\left(\frac{2.3^2+2.3\times0.35+0.35^2}{4}\right)=5.85\text{m}^3$$

$$t_2=\frac{W_1}{q_1}=\frac{5.85}{0.233}=25\text{s}$$

3）第二反应室停留时间 t_3：

第二反应室容积：

$$W_2=\frac{\pi}{4}d_3^2h_3-\frac{\pi h_6}{3}\left(\frac{d_2^2+d_2d_2'+d_2'^2}{4}\right)=0.785\times3.6^2\times2.65$$
$$-\frac{3.14\times2.4}{3}\left(\frac{2.3^2+2.3\times1.0+1.0^2}{4}\right)=21.6\text{m}^3$$

$$t_3=\frac{W_2}{q_1}=\frac{21.6}{0.233}=93\text{s}$$

4）分离室停留时间 t_4：

$$t_4=\frac{h_3-0.05}{v_1'}=\frac{2650-50}{0.00101}=2570\text{s}=43\text{min}$$

5）净水历时 T'：

$$T'=t_1+t_2+t_3+t_4=0.6+25+93+2570=2688.6\text{s}=45\text{min}$$

6）澄清池总容积 W 及停留时间 T：

总容积：$W=\frac{\pi}{4}D^2[H-(H_1+H_0)]+\frac{\pi H_1}{12}(D^2+DD_0+D_0^2)$

$$=0.785\times9.3^2[6.2-(3.32+0.20)]+\frac{\pi\times3.32}{12}\times(9.3^2+9.3\times1.4+1.4^2)$$

$$=270.5\text{m}^3$$

总停留时间：$T=\frac{W}{q}=\frac{270.5}{210}=1.28\text{h}$

各部计算成果见图 8-52。

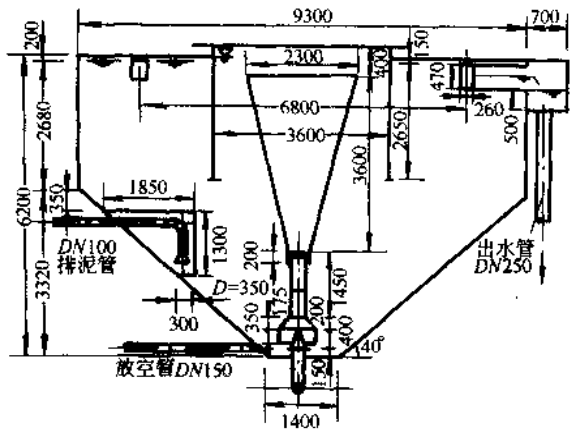


图 8-52　水力循环澄清池计算尺寸

8.3.3.5　运行管理要点

各种形式澄清池的运行管理要求大致相仿，仅列出特殊管理要点如下：

（1）运行前须检查喉管的升降装置，应保持升降灵活，并做好提升高度的标志。

（2）初次运行时应先调整喉管与喷口间距离，一般可先按二倍喷嘴直径调节。

（3）池子开始出水后，细心观察出水水质及泥渣形成状况，并调节喉管与喷口间距离，观察泥渣回流状况，以确定最佳的喉管位置。

（4）正常运转中，一般以测定第一反应室出口处的 5min 沉降比来控制出水水质，其沉降比宜在 15%～20%左右。

（5）为了保持池内泥渣的平衡，应定时进行排泥。一般当第一反应室的 5min 泥渣沉降比在 20%～25%以上时，即宜排泥。排泥历时不可过长，以免泥渣排出太多，影响池子的正常运行。

8.3.4　悬浮澄清池

悬浮澄清池属泥渣接触分离型澄清池。投加混凝剂的原水，先经过空气分离器分离出水中空气，再通过底部穿孔配水管进入悬浮泥渣层。水中脱稳杂质和池内原有的泥渣进行接触絮凝，使细小的絮粒相互聚合，或被泥渣层所吸附，清水向上分离，原水得到净化，悬浮泥渣在吸附了水中悬浮颗粒后将不断增加，多余的泥渣便自动地经排泥孔进入浓缩室，浓缩到一定浓度后，由底部穿孔管排走。

悬浮澄清池是较早应用的一种澄清池。最初大都为穿孔底板式澄清池；1960 年代初开始使用无穿孔底板式澄清池；1960 年代后由于其他澄清池应用增多，使悬浮澄清池的应用有所减少。

8.3.4.1　悬浮澄清池形式

悬浮澄清池形式见表 8-11。

悬浮澄清池形式　　表 8-11

形式		适用条件及特点
单层式	见图 8-53	1. 适用于原水悬浮物含量一般小于 1000mg/L 2. 对于含砂量较大的原水，可在原水进水管上加装比进水管管径略小的排砂管，定期排砂及放空，并在池内另设放空管
双层式	见图 8-54	1. 适用于浊度较高且含有细砂的原水，原水悬浮物含量一般在 3000mg/L 2. 泥渣浓缩室设于悬浮层下部，在排渣筒下部设有底部排渣孔，以调节悬浮层的浓度和排除悬浮层下部的砂粒，孔口应有调节开启度的设备。孔口总面积为排渣筒面积 50% 3. 泥渣浓缩室设于悬浮层下部容量较大，配水区底部设有能调节开启度的底部排渣孔 4. 圆形池可用喷嘴配水。其底部排渣孔(总面积等于排渣筒进口面积)在 V 形底外侧，位于喷嘴出口的后面。矩形池可用穿孔管配水
水力悬浮型澄清池	见图 8-55	1. 它是一种综合性池型，适用于处理较高浊度的原水(原水悬浮物含量可达 5000mg/L) 2. 采用喷嘴进水使泥渣回流，加强接触絮凝，降低药耗 3. 参见双层式有关条文

8.3.4.2　设计要点

(1) 单池面积不宜超过 150m^2。矩形池每格池宽在 3m 左右。单层式澄清池池高一般不小于 4m，双层式池高一般不大于 7m。澄清池不少于两座。

(2) 混凝剂的加入量应与澄清池出水量的变化相适应。药剂品种的选择、"最佳投加量"的确定，可参考同一水源相近水厂运转经验或通过试验确定。

(3) 原水与混凝剂一般应在空气分离器前完成混合，如混凝剂直接加入空气分离器时，应考虑均匀混合的设施。当采用石灰软化水时，药剂可直接加入澄清池的底部。

(4) 对含有较多细砂的高浊度水，可增设底部排渣孔，通过澄清池下部排除不能凝聚并滞留在悬浮层底部的砂粒和老化的泥渣，以保证配水系统和悬浮层的正常工作。

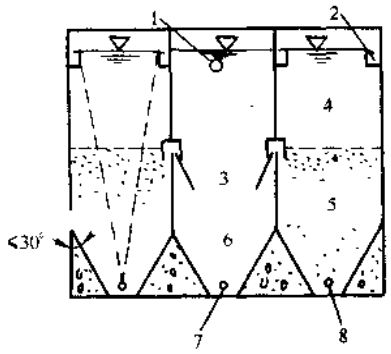


图 8-53　单层式悬浮澄清池

1　强制出水管；2- 清水集水槽；3--排渣孔；
4—清水区；5—悬浮层；6—泥渣浓缩室；
7—穿孔排泥管；8—穿孔配水管

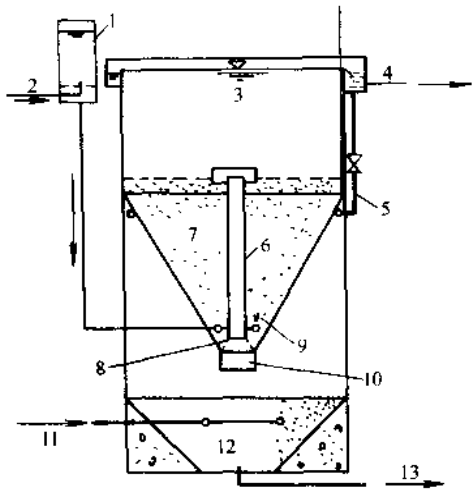


图 8-54　双层式悬浮澄清池

1—空气分离器；2—原水；3—清水区；4--出水；
5—强制出水管；6—排渣筒；7—悬浮层；8　底部排渣孔；
9--配水区；10—排渣导流筒；11—冲洗管；
12　泥渣浓缩室；13 - 排泥管

当原水浊度较低时，需增设泥渣回流设备，将泥渣室的部分泥渣经空气分离器回流入池，以增大悬浮层浓度，也可采用间歇回流，在半小时内将悬浮层浓度提高到不低于 $2kg/m^3$，无回流设备时，则需增大投药量。

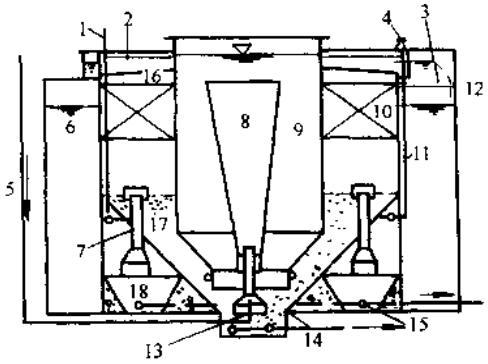


图 8-55　水力悬浮型澄清池

1— 排气管；2--清水集水槽；3—计量设备；4—强制出水控制阀；
5　原水；6 -清水池；7—排渣筒；8——反应室；9—二反应室；
10　斜板；11- 强制出水；12—出水；13—双喷嘴；
14—放空排砂管；15— 排泥管；16—清水区；
17—悬浮层；18 -泥渣浓缩室

(5) 每池设一个分离器(见图 8-56)或一组池共用一个空气分离器，将进入澄清池的水中空气或二氧化碳气体释放掉。设计数据为：

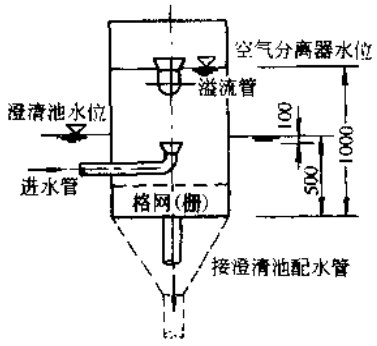


图 8-56　空气分离器示意

1) 停留时间不小于 45s。

2) 进水管流速不大于 0.75m/s。

3) 格网(栅)设在进水管出口下缘附近。网(栅)孔尺寸的选择，既要防止水中粗大杂质

进入配水孔或堵塞配水喷嘴又不致由于网(栅)孔眼太小，而被截留杂质堵塞。一般采用10mm×10mm～20mm×20mm。

4) 分离器内水流向下流动速度不大于0.05m/s；出水管流速为0.4～0.6m/s；底部呈平底或锥形。

5) 空气分离器内水位高度，按穿孔配水管的水头损失确定，一般高出澄清池水面0.5～0.6m。

6) 水深不小于1m，进水管口上缘应低于澄清池内水面0.1m，空气分离器底位于澄清池内水面下，不少于0.5m。

(6) 采用穿孔管配水，孔口流速为1.5～2.0m/s，孔眼直径为20～25mm，孔距不大于0.5m，孔向下与水平成45°交错排列。

(7) 悬浮层高度应按原水浊度、温度而定，当用于混凝澄清时，一般为2.0～2.5m(其中直壁高度不得小于0.6m)；当用于石灰软化时，不小于1.5m，低温、低浊的原水宜取大值。停留时间一般为20～30min，水流通过悬浮层的水头损失为每米悬浮层5～8cm(高值适用于浑浊度较高的原水)。底部斜边与水平夹角不应小于45°，一般为50°～60°，底部呈锥形或锯齿形(用于方池)。

(8) 清水区高度为1.5～2.0m。

(9) 清水区上升流速与水池构造形式、原水悬浮物数量、混凝剂种类和投加量、水温等因素有关，可参照相似条件运行的澄清池运转资料确定。无此资料时，可参考表8-12。

悬浮澄清池上升流速及悬浮层浓度　　**表8-12**

原水悬浮物浓度 S_i(mg/L)	清水区上升流速(mm/s)	悬浮层平均浓度(kg/m³)	泥渣浓缩室上升流速(mm/s)
100～1000	0.8～1.0	2.0～5.0	0.3～0.4
1000～3000	0.9～1.0	5.0～11	0.3～0.4
3000～5000	0.8～0.9	11～12	0.4～0.6
5000～10000	0.7～0.8	12～18	0.5～0.6

(10) 排渣筒下部应设导流筒或其他措施，以提高容积利用率。布置在泥渣浓缩室侧壁的排渣孔，应在离内壁某一距离处加装导流板，以改变从澄清池引入的水流方向，有助于分离悬浮物，见图8-57。

导流筒(板)高度为0.5～0.8m。每个排渣筒(孔)的作用范围随悬浮物浓度和悬浮层高度增加而增加，一般不宜超过3m。上部排渣孔口或排渣筒口应加导流板和进口罩，排渣孔处流速为20～40m/h，排渣筒进口及筒内流速为200m/h。

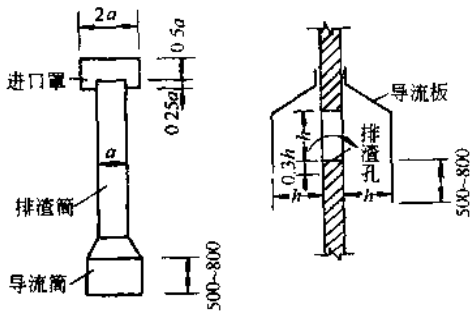


图8-57　排渣孔导流板和排渣筒进口罩

(11) 泥渣室有效浓缩高度(导流筒或导流板下缘与泥渣室底部距离)不得少于1.0～1.5m。

(12) 泥渣室内强制出水量折合成清水区的上升流速一般采用0.4～0.6mm/s，亦可参

见表 8-13。

(13) 泥渣浓缩的计算时间和相应的泥渣浓度应根据试验的泥渣浓缩曲线确定。无此资料时，可参考表 8-13。

泥渣浓缩后的泥渣浓度　　表 8-13

进入泥渣浓缩室的泥渣浓度 (kg/m^3)	泥渣浓缩后的泥渣浓度(kg/m^3)				
	2h	3h	4h	6h	20～30h
2～5	—	—	—	200	400
5～11	—	—	—	200	400
11～12	190	210	220	250	400
15	200	220	230	270	400
20	210	230	240	300	—
25	220	260	290	330	—
30	240	280	300	350	—

(14) 排泥周期及历时与原水水质、排泥条件、浓缩室构造等因素有关，应参照附近澄清池运行经验选定。

排泥方式一般采用穿孔管(将穿孔管设于边坡角不小于 45°的斗槽内)，穿孔排泥管可与厂内给水管接通，必要时可用压力水反冲，以防堵塞。

(15) 强制出水穿孔管，管内流速不大于 0.5m/s，孔口流速不小于 1.5m/s，孔径不小于 20mm，孔眼一般朝上布置；

强制出水量，单层池占设计水量的 20%～30%；双层池占 25%～45%，运转时可根据原水浊度与上升流速来调节。

(16) 双层式澄清池的强制出水穿孔管应设于泥渣室上部；单层式一般设在水面下 0.3m 左右(亦可根据最大强制出水量时的水头损失确定)，并离泥渣室的设计泥面不小于 1.5m。

(17) 位于底部的泥渣室应设置清洗人孔，泥渣室顶部应设排气竖管。

(18) 集水方式一般采用淹没孔集水槽或三角堰集水槽，孔口流速为 0.6～0.7m/s。矩形池的槽距不大于 2m；圆形池当直径在 4m 以内用环形集水槽，大于 4m 时兼用辐射槽(当直径为 6m 时，用 4～6 条辐射槽；直径为 6～10m 时，用 6～8 条辐射槽)。槽内流速为 0.4～0.6m/s，出水管流速在1.0m/s 左右。

(19) 澄清池的工作室和泥渣室必须安装取样管，用来控制药剂投加量、监视悬浮泥渣层高度及调整浓缩室工况，以保证出水水质。

8.3.4.3 计算公式

悬浮澄清池的计算公式如下：

计　算　公　式	设计数据及符号说明
设计流量： $Q_0=Q(1+\beta_1)$	C_n—平均排泥浓度(kg/m^3) C_h—进入泥渣室的泥渣浓度(kg/m^3)，参见表 8-13 C_y—浓缩后的泥渣浓度(kg/m^3)，参见表 8-14

续表

计　算　公　式	设计数据及符号说明
$\beta_n=\frac{S_1}{C_n-S_1}$ $C_n=\frac{C_3+C_8}{2}$	β_n—排泥耗水率 S_1—设计原水悬浮物含量(kg/m³) Q_0—澄清池设计流量(m³/h) Q—澄清池有效出水量(m³/h)
清水区出水量、强制出水量：	
$Q_2=Q_0(1-K)$ $Q_1=Q_0-Q_2=KQ_0$ $K=\frac{Q_1}{Q_1+Q_2}=\frac{Q_1}{Q_0}=\frac{v_1}{v_1+v_2}$ $v_2=\frac{Q_2}{3600\omega_1}\times10^3$	Q_2—泥渣室中强制出水量(m³/h) Q_1—清水区出水量(m³/h) K—澄清室与泥渣室间出水水量分配系数，参照同类型水源资料或参见表 8-13 v_1—清水区上升流速(mm/s) v_2—泥渣浓缩室内的强制出水量折合成清水区上升流速(mm/s)，v_2=0.4～0.6 ω_1—清水区面积(m²)
澄清池面积：	
$\Omega=\omega_1+\omega_2=\frac{Q_1}{3.6v_1}+\frac{Q_2}{3.6v_2}$	Ω—单层式澄清池面积(m²) ω_2—泥渣室上部面积(m²)
$\Omega'=\omega_1+\omega_3=\frac{Q_1}{3.6v_1}+\frac{Q_2}{v_3}$	Ω'—双层式澄清池面积(m²) ω_3—排渣筒(管)进口面积(m²) v_3—排渣筒进口及筒内流速(m/h)，v_3=200
排渣孔面积：	
$\omega'_3=\frac{Q_2}{v'_3}$(单层池)	ω'_3—排渣孔总面积(m²) v'_3—排渣孔进口流速(m/h)，v'_3=20～40
穿孔集水槽：	
$b=0.9q^{0.1}$	b—槽宽(m) q—每槽担负流量(m³/s)
$h_1=0.75b$ $h_2=1.25b$	h_1—槽起点水深(m) h_2—槽终点水深(m)，孔口出流，孔口前淹没水深 5cm，孔口后水位跌落 7cm。集水槽超高 15～20cm
排泥：	
$D=1.68d\sqrt{L}$	D—穿孔排泥管直径(m)，$D\geqslant$150mm d—孔眼直径(m)，d=25～30mm L—穿孔排泥管长度(m)，L 控制在 10m 以内
$q_n=\frac{\pi}{4}D^2v_n$	q_n—穿孔管末端流量(m³/s) v_n—穿孔管末端流速(m/s)，参阅穿孔排泥管计算，一般为 1.8～2.5

续表

计　算　公　式	设计数据及符号说明
$W=\frac{(S_1-S_4)Q_0T}{C_n}$ $T_c=\frac{W'}{q_n}$ $W'=\frac{W}{n}$	W—泥渣室有效容积(排泥周期内泥渣体积)(m^3) T—泥渣浓缩时间(排泥周期)(h) S_1—出水悬浮物含量(kg/m^3) T_0—排泥历时(s) W'—每根穿孔管在排泥周期内排泥量(m^3) n—穿孔排泥管数量

8.3.4.4　运行管理要点

悬浮澄清池的运行管理，除与机械搅拌澄清池的相同内容外，尚应注意：

(1) 空池启动运行时，应采用较小的上升流速$\left(\text{进水量可控制为设计水量的}\frac{1}{2}\sim\frac{1}{3}\right)$及较大的混凝剂投量(为正常投药量的1.5～2倍)，必要时可适当投加粘土以促进泥渣形成。当出水悬浮物含量降至10mg/L以下，同时悬浮泥渣层到达排渣筒进口下0.3m时，即表明悬浮层已经形成。这时可将水量逐渐加大，使上升流速逐渐提高到设计值，然后降低投药量至正常投加量。

(2) 悬浮澄清池一般不宜间歇运转。

长期停运后重新启动时，在开始几分钟宜高负荷运行，即以较大的上升流速(1.6～2.0mm/s)冲动悬浮层泥渣(以消除压实的泥渣积聚在澄清器底部)。当悬浮层达到设计高度后暂停进水，待其下沉至距进口0.8m左右时，即以正常流速投入运转，一般在1h左右可出清水。

当澄清池在未充满水的情况下启动，水流开始上升时，出水非常浑浊，这时应把最初的水排入下水道。

(3) 悬浮澄清池启动后的初期或出水量急剧增加时，应加大进入泥渣浓缩室的泥水量；当澄清池运行达到稳定后，要减少并调整进入泥渣浓缩室内的泥水量。

(4) 在运转中改变水量不应过于频繁，一般在短时间(20～30min)内，出水量的变化不宜超过10%～20%。

(5) 处理低浊度水时，为加速悬浮层形成或保证悬浮层浓度，除适当增加混凝剂投量外，还可用泥渣回流的方法，将底部泥渣回流至空气分离器中。

(6) 当原水悬浮物含量在500mg/L以上时，可考虑开启底部排泥管，并进行连续排泥。

(7) 穿孔排泥管排泥不净时，可在泥渣室加设压力水冲洗设备。冲洗水压力为0.3～0.4MPa，冲洗管设有与垂直线成45°角向下交错排列的孔眼，一般冲洗一次约2min左右，这样可使排泥获得较好的效果。

8.3.5　脉冲澄清池

8.3.5.1　工作特点

脉冲澄清池是一种悬浮泥渣型的澄清池。利用脉冲配水方法，自动调节悬浮层泥渣浓度的分布，进水按一定周期充水和放水，使悬浮层泥渣交替地膨胀和收缩，增加原水颗粒与泥渣的碰撞接触机会，从而提高澄清效果。

(1) 组成：脉冲澄清池主要由下列四个系统组成(见图 8-58)：

1) 脉冲发生器系统。

2) 配水稳流系统——包括中央进水管、配水干渠、多孔配水支管和稳流板。

3) 澄清系统——包括悬浮层、清水层、多孔集水管和集水槽。

4) 排泥系统——包括泥渣浓缩室和排泥管。

(2) 特点：

1) 急速均匀的混合，泥渣的充分吸附，间歇静止的沉淀。

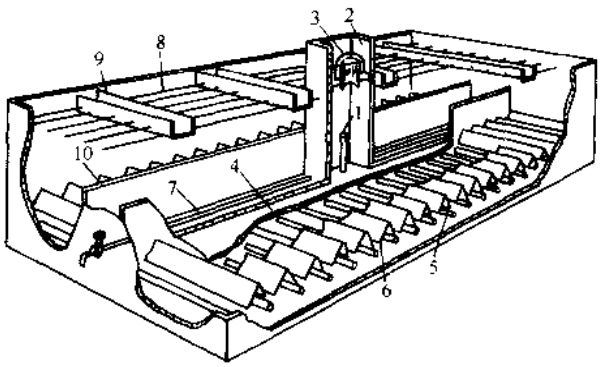


图 8-58　钟罩式脉冲澄清池

1- 中央进水管；2 -真空室；3—脉冲阀；4—配水干渠；5- 多孔配水管；6— 稳流板；7—穿孔排泥管；8—多孔集水管；9 -集水槽；10—泥渣浓缩室

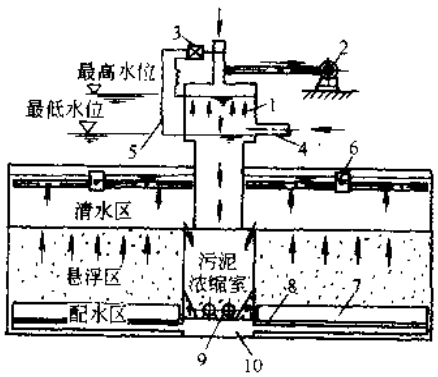


图 8-59　真空式脉冲澄清池工作示意

1 -真空进水室；2- 鼓风机；3- 进气阀；4- 进水管；5—水位电极；6—集水槽；7—稳流板；8 -配水管；9—穿孔排泥管；10—配水渠

2) 与其他澄清池相比池深较浅(常采用 4～5m)，池体为平底，构造较简单。

3) 水池平面可布置成圆形、方形或矩形等，较为灵活，有利于水厂平面布置。

4) 无水下的机械设备，机械维修工作少。

5) 脉冲及絮凝等均发生在水下，不易观察掌握，故操作管理要求较高，对水质、水量变化较为敏感。

(3) 脉冲澄清池的工作：

脉冲澄清池形式很多，除脉冲发生器部分有差异外，池体部分基本相同。图 8-59 为真空式脉冲澄清池工作示意。

加药后的原水，经脉冲发生器作用呈脉冲方式配水。当进水室充满水后，迅速向池内放水，原水从配水支管的孔口以高速喷出，在稳流板下以极短的时间进行充分的混合和初步反应。然后通过稳流板整流，以缓慢速度垂直上升，在“脉冲”水流的作用下悬浮层有规律地上下运动，时而膨胀，时而静沉，有利于絮凝体颗粒的碰撞、接触和进一步凝聚，原水颗粒通过悬浮层的碰撞和吸附，杂质被截留下来，从而使原水得到澄清。澄清水由集水槽引出，过剩泥渣则流入浓缩室、经穿孔排泥管定时排出。

8.3.5.2　脉冲发生器

脉冲发生器是脉冲澄清池的重要部分，它的动作完善程度直接影响脉冲澄清池的水力条件和净水效果，因此脉冲发生器的工作是确保脉冲澄清池的关键。

设计要点如下：

(1) 一般采用脉冲周期为 30～40s，其中充放时间比为 3∶1～4∶1。

(2) 需自动控制周期性的脉冲。

(3) 要确保空气不进入悬浮层。

(4) 脉冲动作要稳定、可靠。

(5) 要能适应流量的变化。

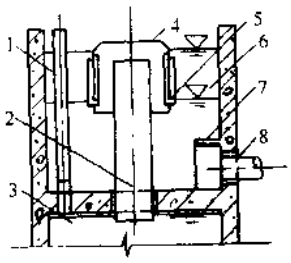
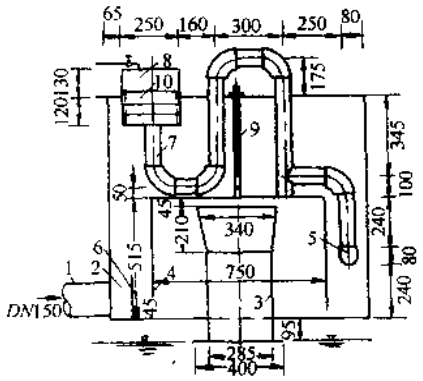
(6) 高低水位调节要灵活、方便。

(7) 水头损失不宜过大。

(8) 要求构造简单、加工方便、造价便宜。

按其工作原理脉冲发生器可分为真空式、虹吸式两大类，其特点和优缺点见表 8-14。

各种类型的脉冲发生器　　表 8-14

名称		图示	工作特点	优缺点
真空式		见图 8-59	1. 通过鼓风机吸口的不断抽气，加药后的原水进入真空室。当水位上升到高水位时，立即由脉冲自动控制系统（一般为水位电极控制）自动将进气阀打开，真空破坏，在大气压作用下，真空室内的水位迅速下降，进入配水系统，当降至低水位时，进气阀又关闭，使真空室再度造成真空，水位又逐渐上升，如此周而复始地运行。 2. 可用 PLC 控制周期	1. 工作可靠，调节灵活 2. 真空设备复杂 3. 噪声较大
虹吸式	钟罩虹吸式	 1—透气管；2—中央管；3—中央竖井；4—钟罩；5—虹吸破坏口；6—进水室；7—挡水板；8—进水管	1. 加药后原水进入进水室，室内水位逐步上升，钟罩内空气逐渐被压缩，当水位超过中央管顶时，有部分原水溢流入中央管，由于溢流作用，将压缩在钟罩顶部的空气逐步带走。形成真空，发生虹吸，进水室的水迅速通过钟罩、中央管、进入配水系统。当水位下降至破坏管口（即低水位）时，因空气进入，虹吸被破坏，这时进水室水位重新上升，进行周期性的循环。 2. 用虹吸发生与破坏的时间来控制周期	1. 构造简单 2. 调节较困难 3. 水头损失较大
	S型虹吸式	 S型虹吸脉冲发生器 1—进水管；2—进水室；3—中央虹吸管；4—钟罩；5—虹吸破坏管；6—穿孔进水挡板；7—水封管；8—平衡水箱；9—调节丝杆；10—插板	1. 加药后原水进入进水室，室内水位上升，钟罩内室气逐渐被压缩。当进水室内水位到达最高点，此时钟罩内压力大于水封管的水封压力，水封即被冲破，钟罩内被压缩的空气经水封管喷出，造成虹吸，进水室内水位急骤下降，水经中央虹吸管流入澄清池。当进水室内水位降低至露出虹吸破坏管口时，空气进入钟罩，钟罩内负压消失，虹吸被破坏，于是进水室内水位重新上升，进行周期性的循环，平衡水箱内装有插板，可调节水封高度 2. 由水位升降时间控制周期	1. 构造简单 2. 调节较困难 3. 水头损失较大 4. 只适应小流量，一般在 $100m^3/h$ 以下

8.3.5.3　设计要点

(1) 脉冲澄清池进水悬浮物含量一般小于 1000mg/L。

(2) 脉冲澄清池视具体情况可选用真空式、钟罩虹吸式等发生器。

(3) 脉冲澄清池一般采用穿孔管配水，上设人字稳流板，其主要设计数据如下：

1) 配水管最大孔口流速为 2.5～3.0m/s。

2) 配水管管底距池底高度为 0.2～0.3m。

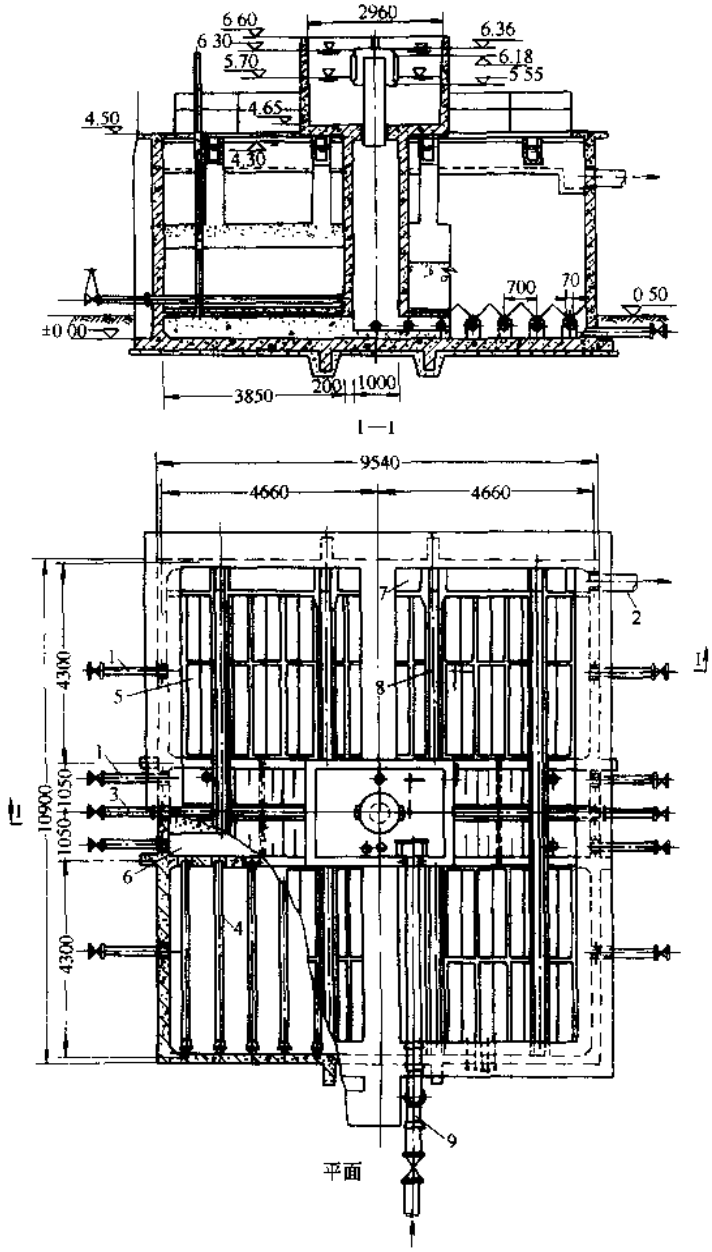


图 8-60　钟罩虹吸式脉冲澄清池

1　放空管；2—出水管；3—穿孔排泥管；4—配水管；5—稳流板；6—配水渠；7—集水总槽；8—集水槽；9—进水管

3）配水管中心距为 0.4～1.0m。

4）稳流板缝隙流速为 50～80mm/s。

5）稳流板夹角一般采用 60°～90°。

（4）池中总停留时间一般为 1.0～1.3h。

（5）清水区的平均上升流速一般采用 0.7～1.0mm/s。

（6）脉冲澄清池总高度一般为 4～5m；悬浮层高度为 1.5～2.0m（从稳流板顶算起）；清水区高度 1.5～2.0m。

（7）在原水浊度较高，排泥频繁时，宜采用自动排泥装置。排泥周期及历时，可根据原水水质、水量变化、悬浮层泥渣沉降等情况随时调整。

图 8-60 为钟罩虹吸式脉冲澄清池。

8.3.5.4 计算公式

关于池体容积、各部尺寸、穿孔配水管、集水管等计算，同一般澄清池计算，本节从略。仅列出几种常用的脉冲发生器计算如下：

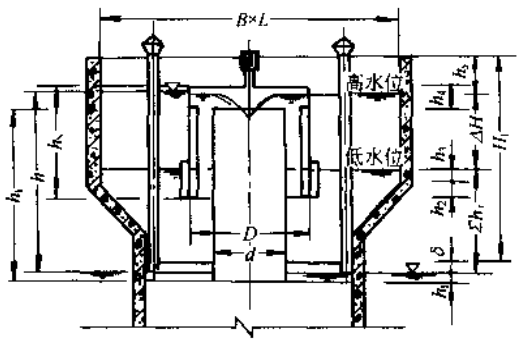


图 8-61　钟罩脉冲发生器计算示意

计　算　公　式	设计数据及符号说明
1. 脉冲平均流量 Q_m： $Q_m=\frac{Q(1-a)}{t_1}t_2+Q(m^3/s)$	Q—脉冲澄清池设计水量（m^3/s） a—悬浮水量/设计水量 t_2—充水时间（s） t_1—放水时间（s）
2. 放水时间 t_1： $t_1=\frac{A\Delta H}{\frac{\mu\Sigma\omega\sqrt{2g\Delta h_{max}}}{a}-Q}$　（s） $a=\frac{\text{脉冲最大流量 } Q_{max}}{\text{脉冲平均流量 } Q_m}$	a—峰值系数：钟罩式为 1.23～1.28 真空式为 1.50～1.80 ΔH—脉冲时进水室高低水位差（m），一般取 0.6～0.8m A—进水室有效面积（m^2） $\Sigma\omega$—配水管孔眼总面积（m^2） $\frac{A}{\Sigma\omega}$—孔眼面积比：钟罩式为 15～18 真空式为 6～8 μ—流量系数，一般采用 0.5～0.55
3. 脉冲过程中相当于最大流量时，配水管孔口处的自由水头 Δh_{max}： $\Delta h_{max}=\frac{h}{C}-\Sigma h_1(m)$ $h=C(\Sigma h_1+\Delta h_{max})$ $\Sigma h_1=h_{f1}+h_{f2}+h_{l3}+h_{l4}(m)$	h—进水室最高水位与澄清池出水水位之差（m） C—水位修正系数（考虑发生最大脉冲流量时的水位与最高脉冲水位两者不一致），钟罩式为 1.10～1.20；真空式为 1.0 Δh_{max}—最大自由水头：钟罩式为 0.35～0.50m Σh_1—发生器和池体总的水头损失（m） h_{f1}—发生器局部损失（m） h_{f2}—发生器沿程损失（m），一般很小可忽略不计 h_{l3}—池体局部损失（m） h_{l4}—池体沿程损失（m） } 按澄清池的构造分别计算水头损失，见图 8-61

续表

计　算　公　式	设计数据及符号说明
1. 钟罩式脉冲发生器及进水室：	
中央虹吸管直径：	v_{01} — 中央管脉冲平均流速(m/s)，取 2～4m/s
$d=\sqrt{\frac{4Q_m}{\pi v_{01}}}$　(m)	
钟罩直径：	
$D=2d$　(m)	D　根据经验为中央管直径的 2 倍
进水室面积：	Δt　发生脉冲前，瞬时溢流时间折算为计算流量的当量时间，一般取 1～3s
$F=\frac{Q(t_2+\Delta t)}{\Delta H}+\frac{\pi}{4}D^2$　(m^2)	
钟罩顶面距中央虹吸管管顶的高度：	
$h_4=(1.2\sim1.5)\frac{Q_m}{\pi d v_{01}}$　(m)	
中央虹吸管高度：	h_1 —中央虹吸管水封深度，一般取 5～15cm
$h_1=h_1+\Sigma h_1+\Delta H-\frac{2}{3}h_4$　(m)	h_{11} — 发生器局部损失
	v_{02} —钟罩脉冲平均流速(m/s)
	v_{03}—钟罩和中央管间隙脉冲平均流速(m/s)
	ξ_1—中央管局部阻力系数(包括出口)，一般 $\xi_1=1.0+0.7=1.7$
$h_{11}=\alpha^2\left(\frac{\xi_1 v_{01}^2}{2g}+\frac{\xi_2 v_{02}^2}{2g}+\frac{\xi_3 v_{03}^2}{2g}\right)$　(m)	ξ_2—钟罩局部阻力系数，一般 $\xi_2=1.0$
	ξ_3—钟罩和中央管间隙局部阻力系数，一般 $\xi_3=1.0$
钟罩高度：	h_4—中央管管顶与钟罩顶之间的高度(m)
$h_2=\frac{1}{3}h_4+\Delta H+h_3-h_2$　(m)	h_3—虹吸破坏管总高度，一般取 5～10cm
	h_2—钟罩底边保护高度(m)
进水室高度：	
$H_1=\Sigma h_1+\Delta H-h_5+\delta$　(m)	h_5—进水室超高，一般取 0.3～0.5m，以便调整周期，增加产水量
	δ—进水室底板厚度(m)

8.3.5.5　运行管理要点

(1) 初次运行：

1) 调整进水量到设计流量，记录充水和放水时间、高低水位差及孔口最大自由水头等。

2) 在悬浮层未形成前，需适当加大投矾量(通常多加 20%～50%)以促进悬浮层形成(一般需 4～8h)，然后逐步减小到正常加矾量。

3) 测定悬浮层 5min 沉降比(通常为 10%～15%)，用来指导加矾和排泥。

(2) 正常运行：

1) 每小时测定悬浮层 5min 沉降比和出水浊度，确定增减矾量和控制排泥。

2) 运行时水量不应突变，增加水量以不超过 20%为限，并提前增加矾量。

3) 要控制脉冲发生器正常可靠工作，保持悬浮层处于稳定状态。

4) 最好连续运行，如果需要间歇运行时，停池前应先将泥渣浓缩室泥渣排泄，以防止停池太久泥渣结硬造成排泥困难。如停池超过 3d，最好将池体存泥放空，以免泥渣变质，影响下次运行的出水水质。

(3) “翻滓”处理：

由于原水水质变坏、加矾不够或断矾、长时间不排泥(泥渣浓缩室积满泥)、充放比例失调、排气不畅空气窜入悬浮层把泥渣带到清水层等,都会引起脉冲澄清池"翻浑"。此时应迅速查明原因,及时采取相应措施,如迅速排泥、增加矾量、减少水量,以及调整充放时间等措施。

8.4 气　浮

本节所述仅为压力溶气气浮法中的部分回流溶气工艺,至于其他类型的气浮法(如分散空气气浮法、电解凝聚气浮法、全部溶气的压力溶气气浮法、全自动内循环射流气浮法❶等),由于一般不适用于城镇给水,故不作介绍。

8.4.1 气浮工艺特点及适用条件

8.4.1.1 特点

气浮与絮粒进行重力自然沉降的沉淀、澄清工艺不同,它是依靠微气泡,使其粘附于絮粒上,从而实现絮粒强制性上浮,达到固、液分离的一种工艺。由于气泡的重度远小于水,浮力很大,因此,能促使絮粒迅速上浮,因而提高了固、液分离速度。

气浮具有下列特点:

(1) 由于它是依靠无数微气泡去粘附絮粒,因此,对絮粒的重度及大小要求不高。一般情况下,能减少絮凝时间及节约混凝剂量。

(2) 由于带气絮粒与水的分离速度快,因此,单位面积的产水量高,池子容积及占地面积减少,造价降低。

(3) 由于气泡捕捉絮粒的机率很高,一般不存在"跑矾花"现象,因此,出水水质较好,有利于后续处理中滤池冲洗周期的延长、冲洗耗水量的节约。

(4) 排泥方便,耗水量小;泥渣含水率低,为泥渣的进一步处置,创造了有利条件。

(5) 池子深度浅,池体构造简单,可随时开、停,而不影响出水水质,管理方便。

(6) 需要一套供气、溶气、释气设备,日常运行的电耗有所增加。

8.4.1.2 适用条件

由于气浮是依靠气泡来托起絮粒的,絮粒越多、越重,所需气泡量越多,故气浮一般不宜用于高浊度原水的处理,而较适用于:

(1) 低浊度原水(一般原水常年浊度在 100NTU 以下)。

(2) 含藻类及有机杂质较多的原水。

(3) 低温度水,包括因冬季水温较低而用沉淀、澄清处理效果不好的原水。

(4) 水源受到污染,色度高、溶解氧低的原水。

8.4.1.3 工艺流程

气浮工艺流程见图 8-62。

原水经投加絮凝剂后,由原水泵 3 提升进入絮凝池 4。经絮凝后的水,自池底部进入气浮池接触室 5,并与溶气释放器 13 释出的含微气泡水相遇,絮粒与气泡粘附后,即在气浮分离室 6 进行渣、水分离。浮渣布于池面,定期刮(溢)入排渣槽 7;清水由集水管 8 引出,进入

❶ 注:全自动内循环射流气浮设备,现有宜兴市新纪元环保有限公司制造生产,适用于辐流式、平流式池型。

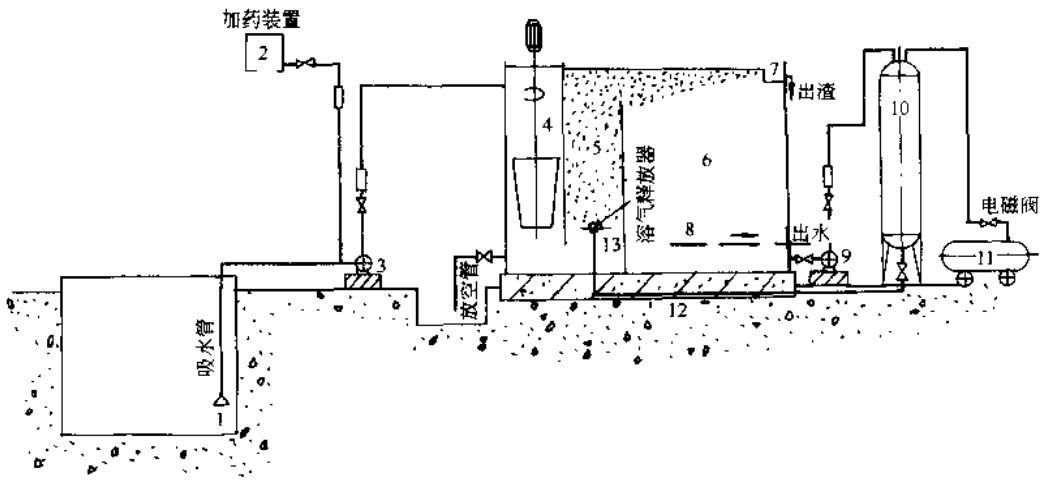


图 8-62　气浮工艺流程示意

1—原水取水口；2—絮凝剂投加设备；3—原水泵；4—絮凝池；5—气浮接触室；6—气浮分离室；7　排渣槽；8—集水管；9—回流水泵；10—压力溶气罐；11—空气压缩机；12—溶气水管；13—溶气释放器

后续处理构筑物。其中部分清水，则经回流水泵 9 加压，进入压力溶气罐 10；与此同时，空气压缩机 11 亦将压缩空气压入压力溶气罐，在溶气罐内完成溶气过程，并由溶气水管 12 将溶气水输往溶气释放器 13，供气浮用。

8.4.2　设计要点及计算公式

8.4.2.1　设计要点

(1) 要充分研究原水水质条件，分析采用气浮工艺的合理性。

(2) 在有条件的情况下，应对原水进行气浮实验室试验或模型试验。

(3) 根据试验结果选择恰当的溶气压力及回流比(指溶气水量与待处理水量之比值)。通常溶气压力采用 0.2～0.4MPa，回流比取 5%～10%。

(4) 根据试验选定的絮凝剂种类及其投加量和完成絮凝的时间及难易程度，确定絮凝的形式和絮凝时间。通常絮凝时间取 10～20min。

(5) 为避免打碎絮粒，絮凝池宜与气浮池连建。进入气浮接触室的水流尽可能分布均匀，流速一般控制在 0.1m/s 左右。

(6) 接触室应对气泡与絮粒提供良好的接触条件，其宽度还应考虑安装和检修的要求。水流上升流速一般取 10～20mm/s，水流在室内的停留时间不宜小于 60s。

(7) 接触室内的溶气释放器，需根据确定的回流水量、溶气压力及各种型号释放器的作用范围(见表 8-16、17、18)确定合适的型号与数量，并力求布置均匀。

(8) 气浮分离室应根据带气絮粒上浮分离的难易程度确定水流(向下)流速，一般取 1.5～2.5mm/s，即分离室表面负荷率取 5.4～9.0$m^3/(m^2 \cdot h)$。

(9) 气浮池的有效水深一般取 2.0～2.5m，池中水流停留时间一般为 15～30min。

(10) 气浮池的长宽比无严格要求，一般以单格宽度不超过 10m，池长不超过 15m 为宜。

(11) 气浮池排渣，一般采用刮渣机定期排除。集渣槽可设置在池的一端、两端或径向。刮渣机的行车速度宜控制在5m/min以内。

(12) 气浮池集水应力求均匀，一般采用穿孔集水管，集水管内的最大流速宜控制在0.5m/s左右。

(13) 压力溶气罐一般采用阶梯环为填料，填料层高度通常采用1.0～1.5m。罐直径一般根据过水截面负荷率100～200$m^3/(h \cdot m^2)$选取，罐高度在2.5～3.5m之间。

8.4.2.2 计算公式

公　式	计算符号及数据说明
1. 加压溶气	
水量 Q_p： $Q_p = R'Q$　(m^3/h)	Q—气浮池设计产水量(m^3/h) R'　选定溶气压力下的回流比(%)
2. 气浮所需空气量 Q_g： $Q_g = Q_p a \phi$　(L/h)	a—选定溶气压力下的释气量(L/m^3) ϕ—水温校正系数，取1.1～1.3(生产中最低水温与试验时水温相差大者取高值)
3. 空压机所需额定气量 Q_g'： $Q_g' = \frac{Q_g}{60 \times 1000}\psi$　(m^3/min)	ψ—安全与空压机效率系数，一般取1.2～1.5
4. 接触室平面面积 A_1： $A_1 = \frac{Q+Q_p}{3600 v_0}$　(m^2)	v_0—选定的接触室水流上升平均速度(m/s)
5. 分离室平面面积 A_2： $A_2 = \frac{Q+Q_p}{3600 v_2}$　(m^2)	v_2—选定的分离室水流向下平均速度(m/s)
6. 池水深 H： $H = v_2 t$　(m)	t—分离室中水流停留时间(s)
7. 压力溶气罐直径 D： $D = \sqrt{\frac{4Q_p}{\pi I}}$　(m)	I—单位罐截面积的过流能力[$m^3/(m^2 \cdot h)$]，对填料罐一般选用100～200$m^3/(m^2 \cdot h)$
8. 压力溶气罐高度 Z： $Z = 2Z_1 + Z_2 + Z_3 + Z_4$　(m)	Z_1—罐顶、底的封头高度(m) Z_2—布水区高度(m)，一般取0.2～0.3m Z_3—贮水区高度(m)，一般取1.2～1.4m Z_4—填料层高度，当采用阶梯环时，可取1.0～1.3m
9. 溶气释放器个数 n： $n = \frac{Q_p}{q}$	q—选定溶气压力下，单个释放器的出流量(m^3/h)

8.4.3 气浮设备

8.4.3.1 溶气释放器

目前国内常用的溶气释放器为TS型、TJ型及TV型溶气释放器，其中TS型除用于试验性装置外，在生产上已很少采用。

它们的主要特点是：释气完善：溶气压力在 0.15MPa 以上时，即可释出溶气量的 99% 左右；能在较低压力下工作：在溶气压力 0.2MPa 以上时，即能取得良好的净水效果，节省电耗；释出的气泡微细：气泡平均直径为 20～40μm，气泡密集，附着性能良好。

(1) TS 型溶气释放器：当压力溶气水通过器内孔盒时，因流态的骤变而急剧地消能，从而使气泡得以在减压条件下，瞬间充分地释出。

TS 型溶气释放器共有 5 种型号。其外形见图 8-63。

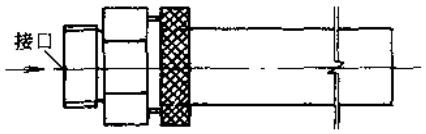


图 8-63　TS 型溶气释放器外形

它们在不同压力下的出流量及作用范围见表 8-15。

TS 型溶气释放器性能　　表 8-15

型　号	溶气水管接口直径(英寸)	不同压力(MPa)下的出流量(m^3/h)					作用直径(cm)
		0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	
TS-Ⅰ	1/2	0.25	0.32	0.38	0.42	0.15	25
TS-Ⅱ	3/4	0.52	0.70	0.83	0.93	1.00	35
TS-Ⅲ	1	1.01	1.30	1.59	1.77	1.91	50
TS-Ⅳ	1	1.68	2.13	2.52	2.75	3.10	60
TS-Ⅴ	$1\frac{1}{2}$	2.34	3.47	4.00	4.50	4.92	70

(2) TJ 型溶气释放器：是根据 TS 型溶气释放器的原理，为了扩大单个释放器出流量及作用范围，以及克服 TS 型释放器较易被水中杂质所堵塞而设计的。其材质为铸铁内衬不锈钢套。外形见图 8-64。

该释放器在堵塞时，可以通过从上接口抽真空，提起器内舌簧，以清除杂质。

TJ 型释放器安装示意见图 8-65。

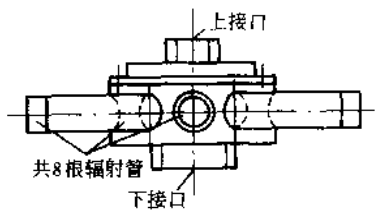


图 8-64　TJ 型溶气释放器外形

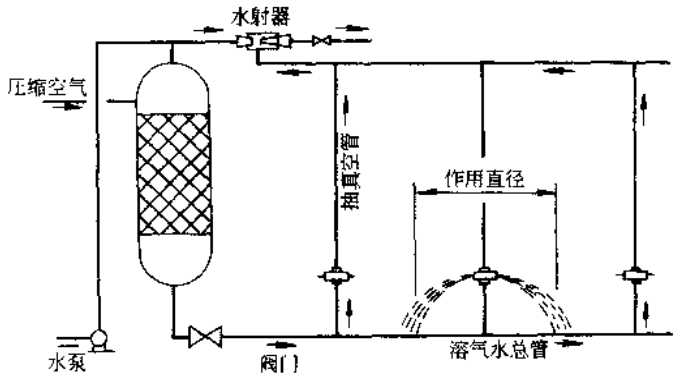


图 8-65　TJ 型溶气释放器安装示意

TJ 型溶气释放器共有 5 种型号，它们在不同压力下的流量及作用范围见表 8-16。

TJ 型溶气释放器性能 表 8-16

型 号	规 格	溶气水管接口直径（英寸）	抽真空管接口直径（英寸）	不同压力(MPa)下的出流量(m^3 h)							作用直径（cm）
				0.2	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	
TJ-Ⅰ	φ230	1	1/2	1.08	1.18	1.28	1.38	1.47	1.57	1.67	40
TJ-Ⅱ	φ270	$1\frac{1}{4}$	1.2	2.37	2.59	2.81	2.97	3.14	3.29	3.45	60
TJ-Ⅲ	φ300	2	1/2	4.61	5.15	5.60	5.98	6.31	6.74	7.01	100
TJ-Ⅳ	φ380	$2\frac{1}{2}$	1/2	6.27	6.88	7.50	8.09	8.69	9.29	9.89	110
TJ-Ⅴ	φ430	3	1/2	8.70	9.47	10.55	11.11	11.75	—	—	120

（3）TV 型匀分布溶气释放器：这种释放器是为了克服上面两种释放器布水不均匀及需要用水射器才能使舌簧提起等缺点而设计的。采取圆盘径向全方位释放，与含絮粒水的接触条件更佳。其外形见图 8-66。

当该释放器受堵时，接通压缩空气，即可使下盘体向下移动，增大盘间水流通道，而使堵物排出。另外，为了防止释放器在废水中的腐蚀，采用了全部不锈钢材质。该释放器已获国家专利，专利号 86206538。

TV 型释放器安装示意见图 8-67。

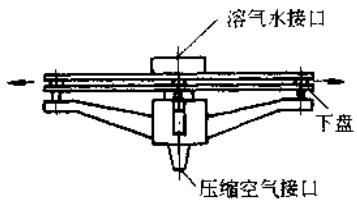


图 8-66 TV 型溶气释放器外形

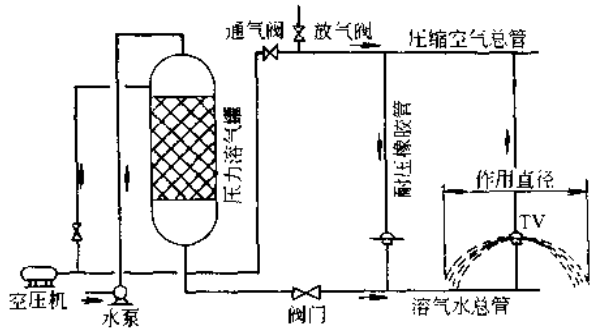


图 8-67 TV 型溶气释放器安装示意

TV 型溶气释放器目前有 3 种型号。它们在不同溶气压力下的出流量及作用范围见表 8-17。

TV 型溶气释放器性能 表 8-17

型 号	规 格	溶气水管接口直径（英寸）	耐压胶管接口直径（mm）	不同压力(MPa)下的出流量(m^3/h)							作用直径（cm）
				0.2	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	
TV-Ⅰ	φ150	1	10	1.04	1.13	1.22	1.31	1.40	1.48	1.51	40
TV-Ⅱ	φ200	1	10	2.16	2.32	2.48	2.64	2.80	2.96	3.12	60
TV-Ⅲ	φ250	$1\frac{1}{2}$	10	4.45	4.81	5.18	5.54	5.91	6.18	6.64	80

8.4.3.2　压力溶气罐

压力溶气罐有多种形式，推荐采用能耗低、溶气效率高的空压机供气的喷淋式填料罐。其构造形式见图 8-68。

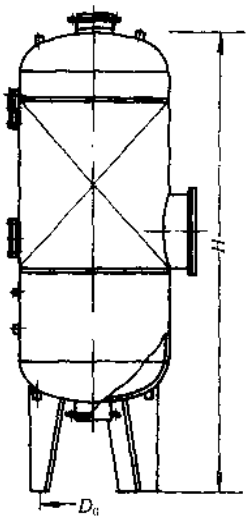


图 8-68　喷淋式填料罐

该种压力溶气罐主要特点：

(1) 材质采用普通 Q235 钢板卷焊而成。因溶气罐属压力容器范畴，故其设计与制作须委托具有一类压力容器设计及生产资格的单位进行。

(2) 溶气效率与不加填料的溶气罐相比较，约高 30%。在水温 20～30℃范围内，溶气量可为理论饱和值的 90%～99%。

(3) 可应用的填料很多，如瓷质拉西环、塑料斜交错淋水板、不锈钢圈填料、聚丙烯阶梯环等。由于阶梯环具有较高的溶气效率，故可优先考虑。不同直径的溶气罐，需配置不同尺寸的填料，其填料的充填高度一般取 1m 即可。当溶气罐直径超过 500mm 时，考虑到布水均匀性，可适当增加填料高度。

(4) 罐内阻力损失很小，一般过罐的压力降仅为 0.01MPa 左右，确保了原有能量的高效转换。

(5) 无须专人管理。为自动控制罐内最佳液位，采用了浮球液位传感器。当液位低于传感器下限时，即令进气电磁阀关闭；反之，当液位超过上限时，指令电磁阀开启。其安装示意见图 8-69。

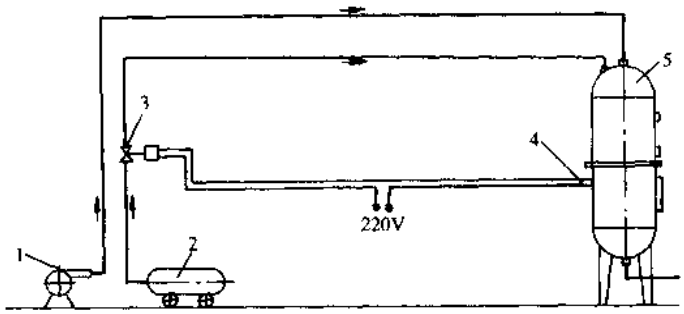


图 8-69　压力溶气罐液位自动控制示意

1—水泵；2—空气压缩机；3—电磁阀；4—液位传感器；5—溶气罐

(6) 不再排放未溶空气，压缩空气 100%被利用。因此，空气压缩机得以间歇工作，既节省电耗，又延长了使用寿命。

(7) 实验证明，该种溶气罐的溶气水过流密度(溶气水流量与罐截面积之比)有一个优化的范围。过大或过小都不利于溶气效率的提高。根据同济大学试验结果所推荐的 TR 型压力溶气罐的型号、流量适应范围及各项主要参数列于表 8-18。

8.4.3.3　空气压缩机

空气是难溶气体，在水中的溶解度很小。根据亨利定律，不同压力下的理论溶气量(随水温而变)参见图 8-70。

TR 型压力溶气罐规格及接管、基础尺寸 表 8-18

型 号	直径 (mm)	总高 H (mm)	工作压力 (MPa)	过水流量 ($m^3 \cdot d$)	进水管径 d(mm)	出水管径 m(mm)	进气管径 (mm)	地脚螺栓间距 D_1 (mm)	地脚螺栓孔数-孔径 $n\ \phi d$
TR-3	300	3180	0.2～0.5	212～318	70	80	15	305	3×20
TR-4	400	3315	0.2～0.5	319～565	80	100	15	405	3×20
TR-5	500	3440	0.2～0.5	566～883	100	125	15	508	3×20
TR-6	600	3525	0.2～0.5	884～1273	125	150	15	612	3×26
TR-8	800	3765	0.2～0.5	1274～2261	150	200	20	620	3×26
TR-10	1000	4130	0.2～0.5	2262～3533	200	250	20	700	3×26
TR-12	1200	4277	0.2～0.5	3534～5087	200	250	20	840	3×30
TR-14	1400	4300	0.2～0.5	5088～6924	200	250	25	1050	3×30
TR-16	1600	4530	0.2～0.5	6925～9043	250	300	25	1200	3×30

由于相应条件下的实际溶气量不会超过理论溶气量，同时实践证明，加大气体的流量并不能提高实际溶气量，因此，一般供气浮设备用的空气压缩机都很小，其电能消耗也不大。

如采用上述不排放未溶空气的自控压力溶气罐，则所选空气压缩机除必须满足压力外，其排气量应超过实际溶气量。超过值大些，有利于延长空压机间隙运行的时间。

目前气浮池常用的空气压缩机型号、性能及大致配套适用气浮池范围见表 8-19。

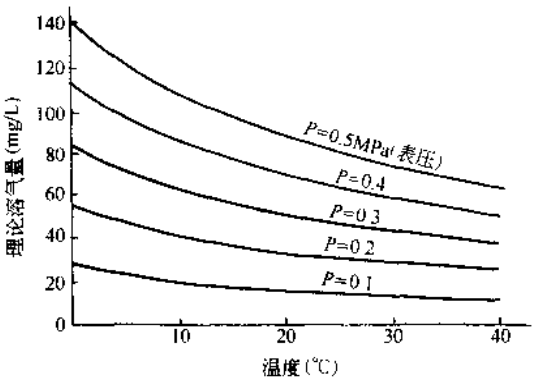


图 8-70 不同水温、压力下的理论溶气量

常用空压机性能 表 8-19

型 号	气量(m^3/min)	最大压力(MPa)	电动机功率(kW)	配套适用气浮池范围(m^3/d)
Z-0.025/6	0.025	0.6	0.375	≤5000
Z-0.05/6	0.05	0.6	0.75	≤10000
Z-0.2/7	0.20	0.7	2.2	≤40000
Z-0.3/7	0.30	0.7	3.0	≤60000

8.4.3.4 刮渣机

与沉淀池的底部排泥相比，气浮池采用池面撇渣显得十分方便。

然而，如果大量浮渣得不到及时的清除，或者刮渣时对渣层的扰动过剧、刮渣时液面及刮渣程序控制不当、刮渣机运行速度与浮渣的粘度不相适应等都仍将影响气浮净水的效果。

目前，对矩形气浮池均采用桥式刮渣机刮渣，见图 8-71。

这种类型的刮渣机适用范围一般在跨度 10m 以下，集渣槽的位置可在池的一端或两端。

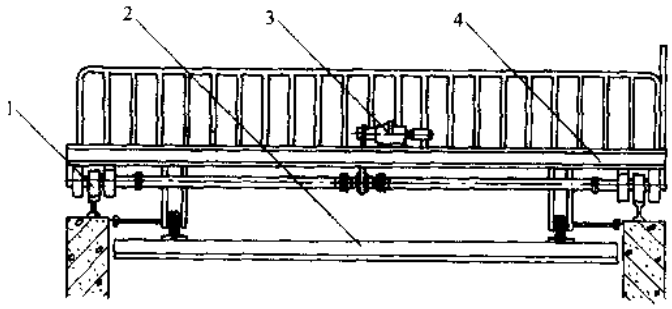


图 8-71　桥式刮渣机示意

1—行走轮;2—刮板;3—驱动机构;4—桁架

对圆形气浮池,大多采用行星式刮渣机见图 8-72。其适用范围在直径 2～20m,集渣槽位置可在圆池径向的任何部位。

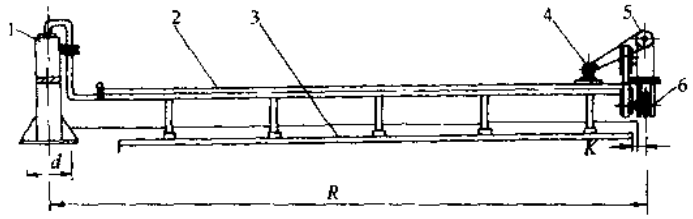


图 8-72　行星式刮渣机示意

1—中心管轴;2—行星臂;3—刮板;4—电动机;5—传动部分;6—行走轮

表 8-20、21 为同济大学机电厂生产的 TQ 型桥式刮渣机和 TX 型行星式刮渣机的规格及主要技术参数。

TQ 型桥式刮渣机规格与参数　　表 8-20

刮渣机型号	气浮池净宽(m)	轨道中心距(m)	电动机功率(kW)	道轨型号(kg/m)
TQ-2	2.0～2.5	2.23～2.73	0.75	8
TQ-3	2.5～3	2.73～3.23	0.75	8
TQ-4	3～4	3.23～4.23	0.75	8
TQ-5	4～5	4.23～5.23	1.1	8
TQ-6	5～6	5.23～6.23	1.1	11
TQ-7	6～7	6.23～7.23	1.1	11
TQ-8	7～8	7.23～8.23	1.5	11
TQ-9	8～9	8.23～9.23	1.5	11
TQ-10	9～10	9.23～10.23	2.0	15

TX 型行星式刮渣机规格与参数　　表 8-21

刮渣机型号	气浮池直径 D(m)	轨道中心圆直径(m)	电动机功率(kW)
TX-1	2～4	D+0.1	0.12
TX-2	4～6	D+0.16	0.18
TX-3	6～8	D+0.2	0.25

8.4.4 运行注意事项

(1) 气浮净水系统的运行管理较为简便，特别是溶气罐液位实现自控后，在一般情况下，只需每隔 2～4h 用按钮操纵刮渣机排渣即可。

(2) 在气浮池投入运行时，除对各种设备进行常规的检查外，尚需对溶气罐及管道进行多次清洗，待出水没有易堵的颗粒杂质时，再安装释放器。

(3) 在调试时，应首先调试压力溶气系统，包括溶气水泵的开停、空气压缩机上、下压力范围的设定、溶气罐液位自动控制是否进入正常工作等等。

(4) 在装上溶气释放器后，应检查释放器是否水平安置、释气水出流是否均匀、释出气泡是否微细、防堵部分是否能正常工作等。

(5) 待上述系统运行正常后，才开始向絮凝池注入已加有混凝剂的原水。

(6) 压力溶气罐的进、出水阀门，在运行时应完全打开。避免由于出水阀门处截流所造成的压降，而使气泡提前释出，并在管道内并大。

(7) 压力溶气罐如未装液位自控装置，则运行时罐内水位应妥加控制，即水位不能淹没填料层，但也不宜过低，以防在出水中带出大量未溶气泡。一般水位应保持在距罐底 60cm 以上。

(8) 空气压缩机的压力应大于溶气罐内压力，才可向罐内注入空气。为了防止压力水倒罐进入空气压缩机，可在进气管上装设止回阀。

(9) 应反复检验刮渣机的行走状态，限位开关、刮板插入深度、刮板翘起时的推渣效果等，尽力避免扰动浮渣而影响出水水质。

(10) 刮渣时，为使排渣顺畅，可以略为抬高池内水位，并以浮渣堆积厚度及浮渣含水率较好选定刮渣周期。

(11) 需经常观察池面情况，如发现接触区浮渣面不平，局部冒出大气泡，则很可能是由于释放器被堵，需进行释放器抗堵操作。

(12) 如发现气浮分离区渣面不平，池面常有大气泡鼓出或破裂，则表明气泡与絮粒粘附不好，应采取相应的措施(如投加表面活性剂等)加以解决。

8.4.5 气浮池形式及工程示例

气浮池的布置形式较多，根据原水水质特点及与前、后构筑物衔接等条件，已建成了多种形式的气浮池，其中不仅有平流与竖流式的布置、方形与圆形的布置，同时还出现了气浮与絮凝、气浮与沉淀、气浮与过滤相结合的形式。

8.4.5.1 平流式气浮池

平流式气浮池是目前采用较多的一种形式。

平流式气浮池的特点是池深浅(有效水深约 2m 左右)，造价低，管理方便。但与后续滤池在高度上不易匹配。

(1) 某水厂 $5000m^3/d$ 气浮池采用了此种形式。其工艺布置见图 8-73。主要设计数据：

1) 采用孔室旋流絮凝，絮凝池分为 10 格，每格 1.54m×1.54m，孔口流速由 1.0m/s 逐格递减至 0.15m/s，总水头损失约为 0.5m，停留时间为 15min。

2) 气浮池接触室上升流速采用 21mm/s，分离区分离速度采用 2.0mm/s。

3) 回流比为 10%，溶气罐压力为 0.31MPa，气浮池停留时间为 17min。

4) 溶气释放器采用 TS-Ⅱ型，共 28 只，分二排交错布置。

5) 刮渣采用桥式刮渣机，行车速度 5.1m/min，刮渣方向与出水方向相反，为逆向刮渣。出水渠中的堰为测定流量而设，在生产设施中可以省去。

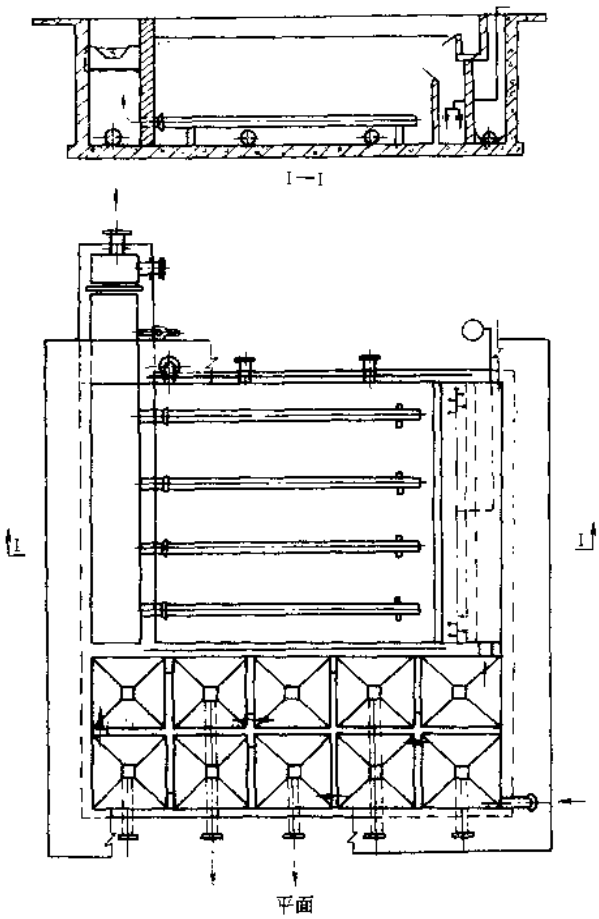


图 8-73　某水厂气浮池工艺布置示意

根据对平流式气浮池的运行观察及测定表明，在分离区内，由于气泡粘附絮粒的上浮速率很快，因此，在池面以下 1m 处的水质已接近于底部出流的水质。为了节省这部分多余的容积，可以设计成接触室局部加深的浅型气浮池。

(2) 某厂的 10000m³/d 气浮池采用了浅型形式。工艺布置示意见图 8-74。主要设计数据：

1) 采用往复式折板絮凝，折板分为三种规格，共六条。为使往复式流向改变为上下流向，增设絮凝过渡段。水流速度从 0.5m/s 降至 0.2m/s；絮凝总停留时间为 10min，水头损失约 0.40m。

2) 气浮接触区的水流上升流速采用 20mm/s；分离区的分离速度采用 2.0mm/s。

3) 回流比采用 10%，溶气罐压力为 0.32MPa，气浮池停留时间为 12min。

4) 溶气释放器采用 TS-Ⅱ型 28 只，再加 TJ-Ⅱ型 8 只。

5) 刮渣采用桥式刮渣机，刮渣为顺向刮除。

6) 气浮池水深为 1.4m，其局部深度为 2.7m。

8.4.5.2　竖流式气浮池

(1) 竖流式气浮池的特点：

1) 该种池型高度较大，水流基本上是纵向的。接触室在池的中心部位，水流向四周扩散，水流条件比平流式的单侧出流要好，在高程上也容易与后续滤池相配合。

2) 该种池型的分离区水深过大(分离区停留时间过长)，浪费了一部分水池容积。因此，为弥补这一缺陷，出现了与絮凝相结合的竖流式气浮池。

(2) 图 8-75 为某水厂的 3000m³/d 气浮池，采用该种形式布置。该池主要设计数据：

1) 絮凝形式采用孔室旋流反应。整体池形为正方形，下部以井字形划分为面积相等的九格，外缘八格为孔室，中间一格为气浮池的接触室。池上部的四周为气浮分离室。

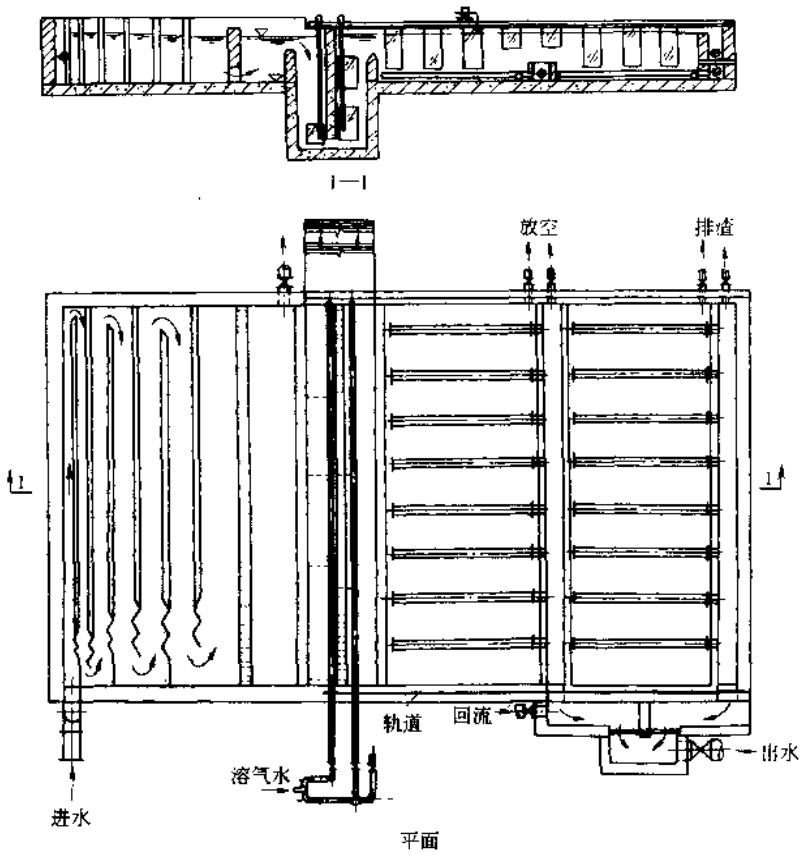


图 8-74 某厂浅型气浮池工艺布置示意

2) 絮凝池的总停留时间为 22.6min。

3) 孔室絮凝的孔口流速由 1.14m/s 逐次降至 0.05m/s。

4) 接触室的上升流速为 20mm/s;分离区的分离速度为 1.9mm/s,分离室停留时间为 12min。

5) 溶气罐压力为 0.36MPa,回流比为 10%。

6) 刮渣机采用桥式,单向刮除。

7) 释放器采用 TS-Ⅱ型 16 只。

8.4.5.3 与沉淀相结合的气浮池

(1) 特点:气浮池适宜于浊度较低、水中悬浮杂质较轻的原水,但不少地区在一年内往往会出现一段时间的浊度偏高。为使气浮池适应这种变化,可以考虑将一部分或大部分较重的颗粒先通过沉淀予以去除,然后将另一部分轻飘而尚未沉淀的颗粒,通过气浮处理去除。这样既能提高出水水质,又能充分发挥两种处理方法的各自特长,提高综合净水效果。

(2) 某厂 1000m³/d 净水站采用沉淀与气浮相结合的池型。其工艺布置示意见图 8-76。设计主要数据:

1) 加过混凝剂的原水经上、中、下三格搅拌絮凝,并通过斜管与直壁所组成的导流区,进入同向流斜管沉淀(为提高沉淀效果,此处用斜管而不用斜板。斜管倾角 45°,管长

1.41m)，在斜管上的泥渣依靠水流的推力及其自重沉入底部的泥斗中。尚不能沉淀去除的絮粒继续随水流向上，遇到溶气释放器所释出的微气泡后，即形成带气絮粒而上浮至池面，清水则由集水管出流。

2) 絮凝部分采用立式机械搅拌，共分三级，桨板转速为 8～10r/min；絮凝时间 12.6min。

3) 气浮池深度 0.7m，表面负荷率 10m³/(h·m²)，停留时间 4.2min。

4) 斜管体积 2.2m³，斜管内流速 7.42mm/s，斜管部分的停留时间 8.4min。

5) 全池总停留时间 25.2min。

8.4.5.4　与过滤相结合的气浮池

气浮池的池深无需过大，其分离区下部的容积往往可另作利用(特别当气浮池在高程上不易与后续滤池配套时)，为此，出现了气浮与过滤相结合的气浮池形式。武汉、苏州、无锡等某些自来水厂均先后采用了此种形式。

图 8-77 为某水厂 15000m³/d 气浮、移动罩滤池工艺布置示意。该池的主要设计数据：

1) 采用孔室旋流絮凝，共七格。再经配水渠进入气浮，停留时间 19min。

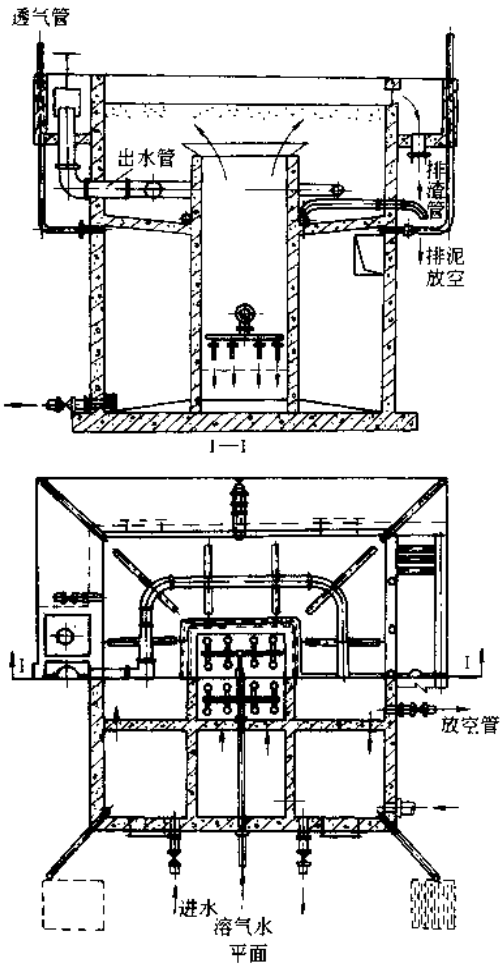


图 8-75　某水厂 3000m³/d 气浮池

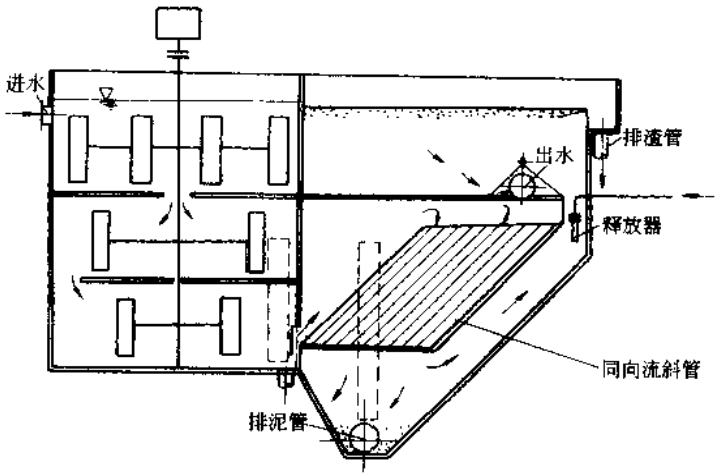


图 8-76　某净水站沉淀、气浮池布置示意

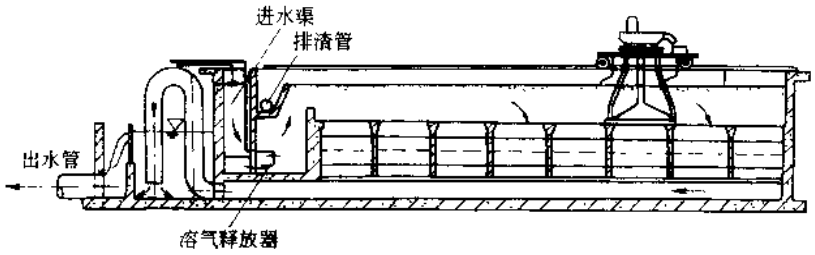


图 8-77 某水厂气浮、移动罩滤池工艺布置示意

2）气浮分离速度 2.0mm/s。

3）溶气罐压力 0.35MPa，溶气释放器采用 TS-V 型 20 只，回流比采用 5%～10%。

4）分离区停留时间为 10min。

5）滤池采用移动冲洗罩形式，共 32 格，每格尺寸为 1.52m×1.52m，滤速（包括回流水量）为 10m/h；采用白煤、石英砂双层滤料。

6）冲洗罩与刮渣机的移动由同一驱动机构执行。

7）构筑物总停留时间为 38min。

8.4.6 计 算 示 例

【例】 某厂取河水为水源，常年浊度在 70NTU 左右，最低约 15NTU，最高在 180NTU 左右。夏、秋季水中藻类含量较高，冬季最低水温 5℃。通过试验与方案比较，拟采用部分回流的平流式气浮池。该池的设计水量为 5000m^3/d。

（1）试验数据：对原水进行气浮试验得知：在水温 20℃溶气压力为 0.25MPa 时，采用 TS 型溶气释放器，其释气量为 40mL/L。当回流比为 10%时，出水浊度可降至 4NTU 左右，除藻率在 80%以上。

（2）基本设计数据的确定：

1）絮凝时间采用 15min。

2）回流比取 10%。

3）接触室上升流速采用 20mm/s。

4）气浮分离速度采用 2mm/s。

5）溶气罐过流密度取 150m^3/（h·m^2）。

6）溶气罐压力定为 0.25MPa。

7）气浮池分离室停留时间为 16min。

8）池型布置见图 8-78。

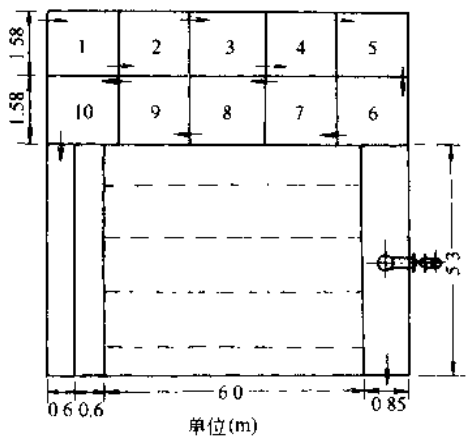


图 8-78 计算图形示意

【解】 计算：

（1）絮凝池：采用网格絮凝（计算从略）

（2）气浮池：

1）加压溶气水水量：

$Q_p = R'Q = 10\% \times 5000/24 = 20.8 m^3/h$

同时根据所需压力为 0.25MPa，选取 IS65-

50-160A 型号水泵一台，为安全计，增设一台备用。

2) 气浮所需空气量：

$$Q_g = Q_p \alpha \phi = 20.8 \times 40 \times 1.2 = 1000 \text{L/h}$$

3) 空气压缩机所需额定气量：

$$Q_g' = \frac{Q_g}{60 \times 1000} \psi = \frac{1000}{60 \times 1000} \times 1.4 = 0.023 \text{m}^3/\text{min}$$

故选用 Z-0.025/6 型空压机一台，为安全计，增设一台备用。

4) 压力溶气罐直径：

$$D = \sqrt{\frac{4Q_p}{\pi I}} = \sqrt{\frac{4 \times 20.8}{\pi \times 150}} = 0.42 \text{m}$$

选用标准填料罐，TR-4 型溶气罐一只。

5) 气浮接触室尺寸：

接触室平面面积：$A_c = \frac{Q + Q_p}{v_c} = \frac{5000/24 + 20.8}{20 \times 0.001 \times 3600} = 3.18 \text{m}^2$

接触室宽度选用 $b_c = 0.6 \text{m}$，则接触室长度(即气浮池宽度)：

$$B = \frac{A_c}{b_c} = \frac{3.18}{0.6} = 5.3 \text{m}$$

接触室出口的堰上流速以不超过接触室上升流速为宜，故堰上水位 $H_2 = b_c = 0.60 \text{m}$

6) 气浮分离室尺寸：

分离室平面面积：$A_s = \frac{Q + Q_p}{v_s} = \frac{208 + 20.8}{2 \times 0.001 \times 3600} = 31.8 \text{m}^2$

分离室长度：$L_s = \frac{A_s}{B} = \frac{31.8}{5.3} = 6.0 \text{m}$

7) 气浮池水深：

$$H = v_c t / 1000 = 2 \times 16 \times 60 / 1000 = 1.92 \text{m}$$

8) 气浮池的容积：

$$W = (A_c + A_s) H = (3.18 + 31.8) \times 1.92 = 67.2 \text{m}^3$$

总停留时间：$T = \frac{60 \times W}{Q + Q_p} = \frac{60 \times 67.2}{208 + 20.8} = 17.6 \text{min}$

接触室气、水接触时间：

$$t_c = \frac{H - H_2}{v_c} = \frac{1.92 - 0.60}{0.02} = \frac{1.32}{0.02} = 66 \text{s} (> 60 \text{s})$$

9) 气浮池集水管：集水管采用穿孔管，沿池长方向均布四根(管间距 1.33m)，每根管的集水量 $q = \frac{Q + Q_p}{4} = 57.2 \text{m}^3/\text{h}$，选用管直径 $D = 200 \text{mm}$，管中最大流速为 0.51m/s。

如允许气浮池与后续滤池有 0.3m 的水位落差(即允许穿孔集水管孔眼有近于 0.3m 的水头损失)，则集水孔口的流速 $v_0 = \mu \sqrt{2gh} = 0.97 \sqrt{2 \times 9.81 \times 0.3} = 2.35 \text{m/s}$，每根集水管的孔口总面积 $\omega = \frac{q}{\varepsilon v_0} = \frac{57.2}{3600 \times 0.64 \times 2.35} = 0.0106 \text{m}^2$，式中 ε 为孔口收缩系数，取 0.64。

设孔口直径为 15mm，则每孔面积 $\omega_0 = 0.000177 \text{m}^2$

孔口数：$n=\frac{\omega}{\omega_0}=\frac{0.0106}{0.000177}=60$ 只

气浮池长为 6.0m，穿孔管有效长度 L 取 5.7m，则孔距 $l=\frac{L}{n}=\frac{5.7}{60}=0.095$m

10）释放器的选型：根据选定的溶气压力 0.25MPa 及回流溶气水量 20.8m³/h，选用 TV-Ⅱ型释放器，这时该释放器的出流量为 2.32m³/h，则释放器的个数 $N=\frac{20.8}{2.32}\approx9$ 只，采用单行布置，释放器间距$=\frac{5.3}{9}=0.59$m

11）集渣槽设于气浮池进水端，采用桥式刮渣机逆向刮渣，刮渣机选用 TQ-5 型。

9 过　　滤

9.1 滤池形式及选用

9.1.1 滤池形式分类

滤池的分类见表 9-1。

滤　池　分　类　　表 9-1

分　类　方　式	类　　型
1. 按过滤流向分类	下向流 上向流 双向流(上、下二向) 辐射流(斜向流)
2. 按滤料和滤料组合分类	单层滤料滤池{级配滤料 均粒滤料 双层滤料滤池 三层滤料滤池
3. 按药剂投加情况分类	沉后水过滤 接触絮凝过滤(直接过滤)
4. 按阀门的设置分类 (阀门数不包括空气冲洗阀门,下同)	四阀滤池 双阀滤池 单阀滤池 虹吸滤池 无阀滤池
5. 按冲洗方法分类	水反洗{低水头反洗(小阻力) 中水头反洗(中阻力) 高水头反洗(大阻力) 气、水反洗 水反洗与表面冲洗
6. 按运行方法分类	间歇过滤 连续过滤(移动冲洗罩滤池和连续过滤式滤池)

9.1.2 滤池选用及适用条件

国内常用的滤池形式及其优缺点和适用条件见表 9-2。

各种滤池优缺点和适用条件 表 9-2

形式		滤池特点	优缺点	适用条件	
				滤前水浊度(NTU)	规模和其他
1. 普通快滤池		下向流、砂滤料的四阀式滤池	优点： (1) 有成熟的运转经验，运行稳妥可靠 (2) 采用砂滤料，材料易得，价格便宜 (3) 采用大阻力配水系统，单池面积可做得较大，池深较浅 (4) 可采用降速过滤，水质较好 缺点： (1) 阀门多 (2) 必须设有全套冲洗设备	小于 10	(1) 可适用于大、中、小型水厂 (2) 单池面积一般不宜大于 100m² (3) 有条件时尽量采用表面冲洗或空气助洗设备
2. 双阀滤池		下向流、砂滤料的双阀式滤池	优点： (1) 同普通快滤池的(1)、(2)、(3)、(4) (2) 减少二只阀门，相应降低了造价和检修工作量 缺点： (1) 必须设有全套冲洗设备 (2) 增加形成虹吸的抽气设备		与普通快滤池相同
3. 均粒滤料滤池(V型滤池)		下向流均粒砂滤料，带表面扫洗的气水反冲滤池	优点： (1) 运行稳妥可靠 (2) 采用砂滤料，材料易得 (3) 滤床含污量大、周期长、滤速高、水质好 (4) 具有气水反洗和水表面扫洗，冲洗效果好 缺点： (1) 配套设备多，如鼓风机等 (2) 土建较复杂，池深比普通快滤池深	小于 10	(1) 适用于大、中型水厂 (2) 单池面积可达 150m² 以上
4. 多层滤料滤池	(1) 二层滤料滤池	下向流、砂、煤和重质矿石滤料滤池	优点： (1) 含污能力大 (2) 可采用较大的滤速 (3) 降速过滤、水质较好 缺点： (1) 滤料不易获得，价格贵 (2) 管理麻烦，滤料易流失 (3) 冲洗困难，易积泥球 (4) 宜采用中阻力配水系统	小于 10	(1) 适用于中型水厂 (2) 单池面积不宜大于 50～60m² (3) 需采用辅助冲洗设备

续表

形式		滤池特点	优缺点	适用条件	
				滤前水浊度（NTU）	规模和其他
4. 多层滤料滤池	(2) 双层滤料滤池	下向流、砂和煤滤料滤池	优点： (1) 含污能力大 (2) 可采用较高的滤速 (3) 降速过滤，水质较好 (4) 现有普通快滤池，可方便地改建 缺点： (1) 滤料选择要求高，价贵 (2) 滤料易流失 (3) 冲洗困难，易积泥球	小于 10	(1) 适用于大、中型水厂 (2) 单池面积一般不宜大于50～60m^2 (3) 希望尽量采用大阻力反洗系统和助冲设备
	(3) 接触双层滤料滤池		优点： (1) 对滤前水的浊度适用幅度大，因而可以作为直接过滤 (2) 条件合适时，可以不用沉淀池，节约用地，投资省 (3) 降速过滤，水质较好 缺点： (1) 对运转的要求较高 (2) 工作周期短 (3) 其他同双层滤料滤池	小于 50～100	(1) 适用于 5000m^3/d 以下的小型水厂 (2) 宜采用助冲设备
5. 虹吸滤池		下向流、砂滤料、低水头互洗式无阀滤池	优点： (1) 不需大型阀门 (2) 不需冲洗水泵或冲洗水箱 (3) 易于自动化操作 缺点： (1) 土建结构复杂 (2) 池深大，单池面积不能过大，反洗时要浪费一部分水量，冲洗效果不易控制 (3) 变水位等速过滤，水质不如降速过滤	小于 10	(1) 适用于中型水厂（水量 2～10 万 m^3/d） (2) 单池面积不宜过大 (3) 每组滤池数不小于 6 池
6. 无阀滤池		下向流、砂滤料、低水头带水箱反洗的无阀滤池	优点： (1) 不需设置阀门 (2) 自动冲洗，管理方便 (3) 可成套定型制作（钢制） 缺点： (1) 运行过程看不到滤层情况 (2) 清砂不便 (3) 单池面积较小 (4) 冲洗效果较差，反洗时要浪费部分水量 (5) 变水位等速过滤，水质不如降速过滤	小于 10	(1) 适用于小型水厂一般在 1 万 m^3/d 以下 (2) 单池面积一般不大于 25m^2

续表

形 式	滤池特点	优 缺 点	适用条件	
			滤前水浊度(NTU)	规模和其他
7. 移动罩滤池	下向流、砂滤料低水头反洗连续过滤滤池	优点： (1) 造价低，不需大量阀门设备 (2) 池深浅，结构简单 (3) 能自动连续运行，不需冲洗水塔或水泵 (4) 节约用地，节约电耗 (5) 降速过滤 缺点： (1) 需设移动冲洗设备，对机械加工、材质要求高 (2) 起始滤速较高，因而滤池平均设计滤速不宜过高 (3) 罩体与隔墙间的密封要求较高	小于10	(1) 适用于大、中型水厂 (2) 单格面积不宜过大(例如小于10m²)

9.2 滤池的配水系统

滤池由进水系统，滤料、承托层，清水(集水)系统，冲洗、配水系统，排水系统等组成。其中以冲洗配水方式对滤池设计影响较大。

配水系统有大阻力、中阻力和小阻力等三种类型。要求配水系统能均匀地收集滤后水和分配反冲洗水；并要求安装维修方便，不易堵塞，经久耐用。

9.2.1 常用的配水系统

常用的各种配水系统见表9-3。

常用的配水系统 表9-3

配水系统名称	常见配水形式	通过池内配水系统的水头损失(m)
1. 大阻力	带有干管(渠)和穿孔支管的"丰"字形配水系统	>3
2. 中阻力	(1) 滤球式 (2) 管板式 (3) 二次配水滤砖 (4) 三角形内孔的二次配水(气)滤砖(Leopord)	0.5~3.0
3. 小阻力	(1) 豆石滤板 (2) 格栅式 (3) 平板孔式 (4) 三角槽孔板式 (5) 滤头	<0.5

9.2.2 水头损失计算

9.2.2.1 大阻力配水系统

大阻力配水系统的构造形式和设计参数与计算等详见第 9.3 节普通快滤池。

9.2.2.2 中、小阻力配水系统计算

(1) 水通过配水系统的孔眼时，呈紊流状态，其水头损失按公式(9-1)计算：

$$h=\frac{1}{2g}(u_B/\alpha\beta)^2\times 10^6 \tag{9-1}$$

式中 h ——水流通过配水系统的水头损失(m)；

u_B——冲洗强度[L/(s·m²)]；

α——流量系数；

β——开孔比$\left(\frac{\text{配水孔眼总面积}}{\text{过滤面积}}\right)$(%)。

式(9-1)适用于单水冲洗，且配水系统为一次配水。

在无试验数据时，流量系数 α 的值可按表 9-4 考虑。

流量系数 α 值　　表 9-4

形　式	α	形　式	α
滤　头	0.8	钢筋混凝土栅条	0.6
缝式圆形栅条	0.85	孔　板	0.75
木栅条	0.6	滤　球	0.78

(2) 开孔比 β 值与单池面积、配水室高度有关，其关系可用公式(9-2)表示：

$$\frac{\Delta v}{v}=(M\alpha\beta/2H)^2 \tag{9-2}$$

式中 Δv——孔口平均出流速度差(m/s)；

v——孔口平均出流速度(m/s)；

M——滤池长度(m)；

H——配水室高度(m)。

1) 当滤池长度在 3～10m，配水室高度为 0.4m，要求配水均匀性达 99%(即 $\Delta v/v=1\%$ 时)，如取 $\alpha=0.75$，则开孔比 β 应为 3.5%～1.0%。

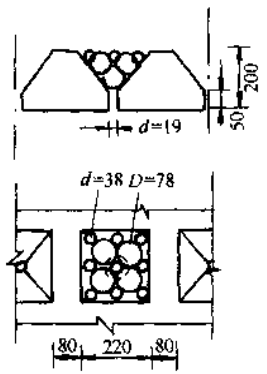
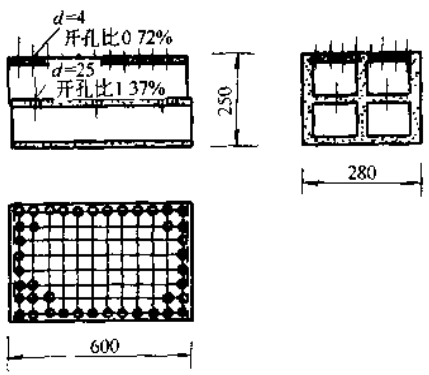
2) 一般情况下，小阻力配水系统的开孔比宜保持在 1%左右。

9.2.2.3 中阻力配水系统构造和水头损失值

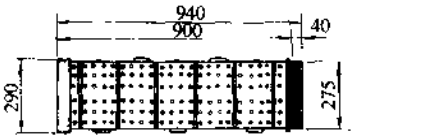
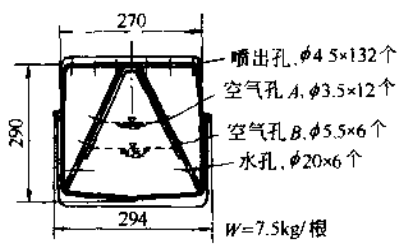
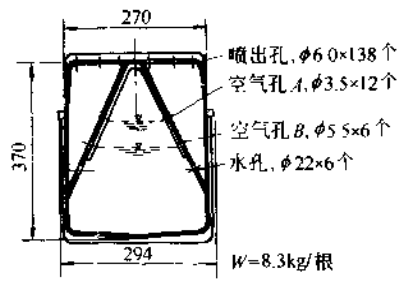
各种中阻力配水系统构造和水头损失值见表 9-5。

滤砖的详细尺寸可参见《给水排水设计手册》第 12 册《器材与装置》。两次配水滤砖的布置示意见图 9-1。

各种中阻力配水系统构造和水头损失值 表 9-5

名称	图示	构造特点	流量系数 (α)	开孔比 $\beta(\%)$	水头损失值(cm) 冲洗强度 $9L/(s\cdot m^2)$	冲洗强度 $12L/(s\cdot m^2)$	冲洗强度 $15L/(s\cdot m^2)$
1. 滤球式		(1) 滤球为瓷质 (2) 大球直径 $D=78mm$，共五只；小球直径 $d=38mm$ 共 9 只 (3) 也有采用 1 个大球和 4 个小球的形式	0.78	0.32	66	118	184
2. 两次配水滤砖		(1) F-1 型滤砖的外形尺寸一般为 600mm×280mm×250mm，一次配水为 4 孔 $d=25mm$；二次配水为 96 孔 $d=4mm$ (2) 为安装需要也可加工成其他的外形尺寸	0.75	一次配水 1.37 二次配水 0.72	12 28	17 43	25 64

续表

名称	图示	构造特点	流量系数（α）	开孔比 β(%)	水头损失值(cm)		
					冲洗强度 9L/(s·m²)	冲洗强度 12L/(s·m²)	冲洗强度 15L/(s·m²)
3. 三角形内孔两次配水（气）滤砖	 上部平面 底部平面  标准型  增大型	（1）外形尺寸：标准型为940×270×290；增大型为940×270×370。（2）布孔见图示	0.75	一次配水 72% 一次配气 0.10% 二次配水/气（喷出孔）0.80%	27.0	47.5	74.3
					（按样本“标准型”介绍推算）		

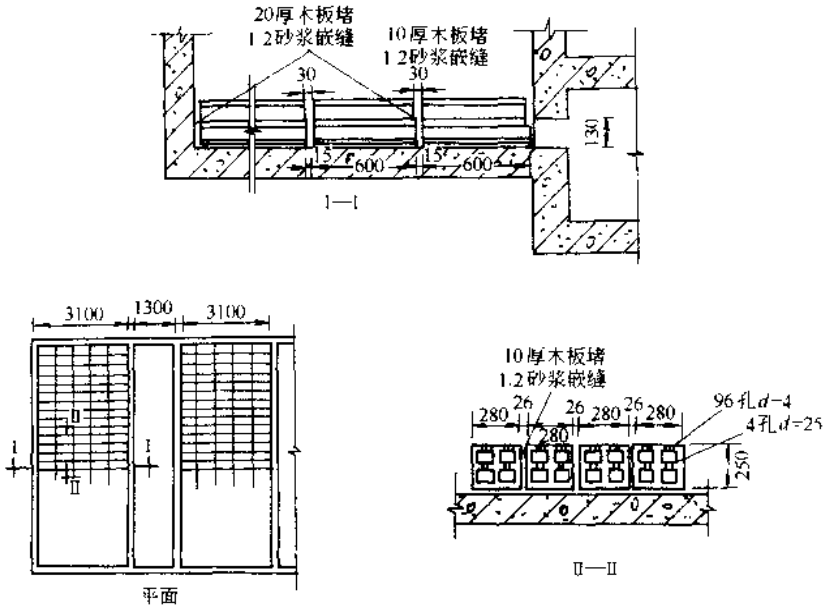
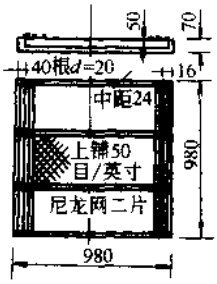


图 9-1 两次配水滤砖

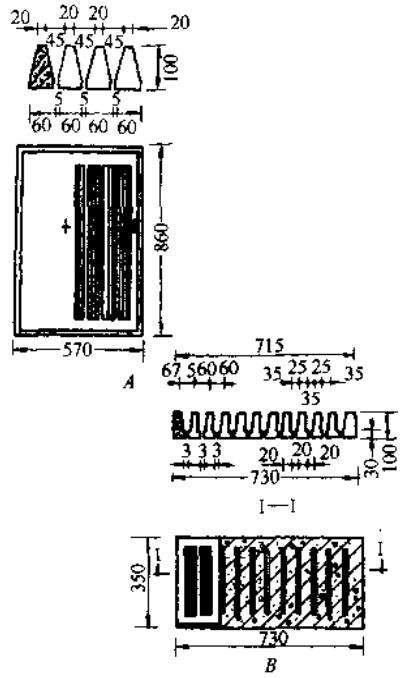
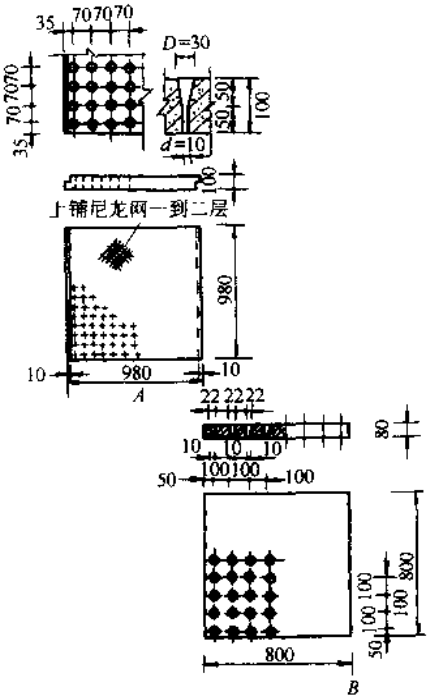
9.2.2.4 小阻力配水系统的构造和水头损失

各种小阻力配水系统的构造见表 9-6，水头损失值见表 9-7。滤头形式较多，除《给水排水设计手册》第 12 册《器材与装置》所列外，尚有不同型式在市场上推出。

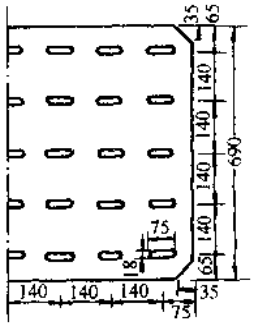
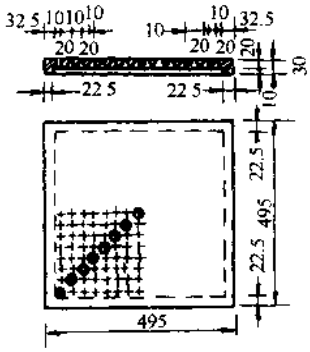
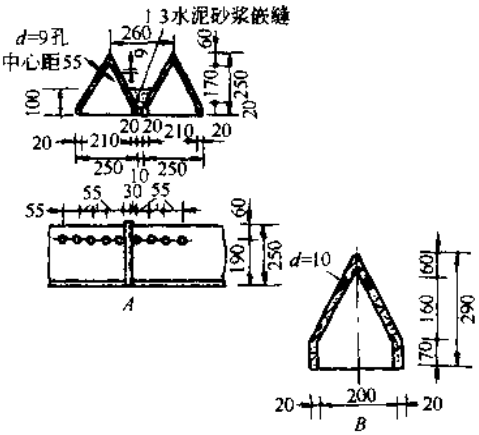
各种小阻力配水系统构造 **表 9-6**

名称		图示	构造	优缺点及注意事项
1. 格栅式	钢格栅		（1）每块格栅，一般为 980mm×980mm；框架高 70mm，栅条直径为 $d=12$ 钢筋，中距 24mm；净距 12mm （2）国标无阀滤池（S775）的格栅尺寸为 645mm×645mm，框架高 30mm；栅条直径为 $d=12$ 钢筋，中距 15mm，净距 3mm	缺点： （1）开孔大、反洗不易均匀 （2）钢筋易锈蚀，使用周期不长

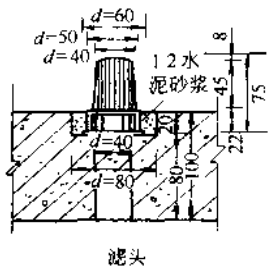
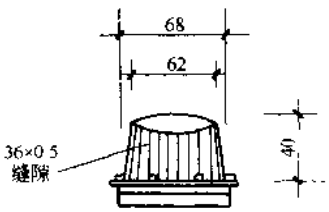
续表

名称		图　示	构造	优缺点及注意事项
1. 格栅式	钢筋混凝土条缝式		条缝宽一般为3～5mm	优点： (1) 板的结构牢固，不易断裂 (2) 本身自重大，不易移动，安装较方便 缺点： 制作要求较高，缝宽难以严格控制
2. 平板孔式	钢筋混凝土孔板		(1) 由开孔板上铺1～2层30～40目/英寸的尼龙网组成 (2) 钢筋混凝土板尺寸宜控制在800mm×800mm以下，板厚一般采用100mm (3) 孔眼形式有圆形孔，可以为上大下小的喇叭状孔；或直筒孔 (4) 孔眼亦可做成条隙式 (5) 平板可用铸铁浇铸，一般尺寸为500mm×500mm，厚20mm	优点： (1) 孔板结构牢固，不易损坏 (2) 自重大，不易移动，安装方便 (3) 开孔比易于控制 (4) 可用不同材质制造 缺点： (1) 尼龙网不易固定，如固定不好，易造成漏砂事故 (2) 尼龙网必须定期掉换

续表

名称	图示	构造	优缺点及注意事项
2. 平板孔式 条隙孔板		（1）条隙孔板可采用钢筋混凝土板，开孔比以小于1%为好 （2）每块板的尺寸宜控制在800mm×800mm以下	优点： （1）孔板结构牢固，不易损坏 （2）自重大，不易冲动，安装方便 （3）可用不同材质制造 缺点： 开孔比小于1%时，精度难以控制
铸铁孔板			
3. 三角槽孔板式		纵向配水长度约3～4m	配水较均匀

续表

名称		图　示	构造	优缺点及注意事项
4. 滤头	改进型尼龙滤头	 滤头	（1）共有24条缝隙，缝隙尺寸为32mm×0.43mm，缝隙总面积335mm² （2）每平方米布置41个	配水较均匀，但滤头老化后调换比较麻烦
	英式FWA/P滤头		（1）共36条缝隙，缝隙尺寸为34～36mm×0.5mm，缝隙总面积约620～650mm² （2）每平方米布置32～34个	而水均匀，配合K形板与长柄（可调）式滤头施工方便，水平度精确，滤板钢筋保护层符合结构规范要求

各种小阻力配水系统水头损失值　　表 9-7

名　称		流量系数 α	开孔比 β(%)	水头损失值(cm) 冲洗强度 9L/(s·m²)	冲洗强度 12L/(s·m²)	冲洗强度 15L/(s·m²)	数据来源
1. 格栅式	钢格栅	0.85	47	0.003	0.005	0.007	为计算值
		0.85	20	0.043	0.060	0.094	
	条缝式滤板	0.60	4	0.8	1.3	2.1	冲洗强度19L/(s·m²)时，实测损失4cm
2. 平板式	钢筋混凝土圆孔板	0.75	1.32	4.2	7.5	11.7	计算值
		0.75	0.8	11.4	20.4	31.9	
	条隙孔板	0.75	6.74	1.0	2.5	3.8	实测值
	铸铁圆孔板	0.75	6.15	0.2	0.35	0.54	计算值
		0.75	2.2	约5	11.6	约13	实测值，包括尼龙网损失
3. 三角槽孔板		0.75	0.87	—	12	29	实测值
4. 滤头	改进型尼龙滤头	0.8	1.44	—	21	30	
	英式滤头	0.8	2.0左右	—		—	β值按34个/m²计算

滤头布置，一般为每平方米50～60个，按每个滤头的缝隙面积估计，考虑到滤头使用后的堵塞系数，总缝隙面积约为滤池面积的1%～2.5%。

9.2.3 冲 洗 方 式

冲洗方式一般有单独用水反冲洗；有表面辅助冲洗的水反冲洗；有空气辅助擦洗的水反冲洗以及有表面扫洗和空气辅助擦洗的反冲洗。

9.2.3.1 单独用水反冲洗

单独用水反冲洗必须是高速反洗，即反洗时滤料膨胀、液化，整个滤层呈悬浮状态。

单独用水反冲洗必须设冲洗水泵或冲洗水塔(箱)，其设备布置和设计计算见第 9.3 节普通快滤池。

9.2.3.2 有表面冲洗的水反冲洗

表面冲洗是一种辅助冲洗设施。利用高速水流对表层滤料的强烈搅动加强接触摩擦，以提高冲洗效果。

表面冲洗有固定式和旋转式两种。

(1) 一般，在下列情况下考虑采用表面冲洗：

1) 双层(三层)滤料滤池和截污能力强、絮粒穿入深，只靠反冲洗，滤料不易冲洗干净时。

2) 水源受工业废水污染，水黏度高，会使滤层结球、板结或穿孔而影响正常工作时。

3) 用活化水玻璃或其他有机合成质作为助凝剂、助滤剂时。

4) 为提高滤池工作效率，加长滤池的过滤周期，减少冲洗水用量时，也可采用表面冲洗。

(2) 固定式表面冲洗如图 9-2 所示。

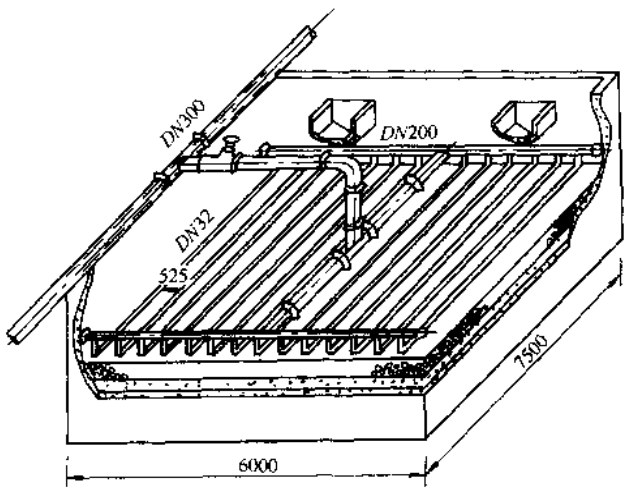


图 9-2 固定式表面冲洗示意

固定式表面冲洗适用于各种滤池。主要设计数据和计算如下：

1) 冲洗强度一般采用 2～3L/(s·m²)，冲洗时间为 4～6min。

2) 冲洗水头应通过计算确定，一般为 0.2MPa。

3) 穿孔管孔眼总面积与滤池面积之比为 0.03%～0.05%。

4）穿孔管孔眼流速可按需要决定，亦可参考式(9-3)计算确定：

$$v_2=\frac{q\times10^{-3}}{\varphi} \tag{9-3}$$

式中　q——表面冲洗强度[L/(s·m²)]，一般为2～3L/(s·m²)；

φ——穿孔管孔眼总面积与滤池面积之比(%)；

v_2——穿孔管孔眼流速(m/s)，一般为6～8m/s。

当q采用低值时，φ必须采用低值；当q采用高值时，φ也须采用高值。否则孔眼流速偏低，将影响冲洗效果。

5）穿孔管孔眼间距采用80～100mm；孔眼布置可采用双排，交错排列。

6）冲洗干管始端要求的水头H(克服穿孔管的水头损失)，可按式(9-4)计算：

$$H=\frac{9v_1^2+10v_2^2}{2g}\quad(\mathrm{m}) \tag{9-4}$$

式中　v_1——干管流速(m/s)，一般采用2.5～3.0m/s；

v_2——穿孔管始端流速(m/s)。

7）穿孔管直径为32～50mm；

8）穿孔管底距滤池砂面高50～75mm；

(3) 旋转式表面冲洗见图9-3。

旋转式表面冲洗利用水力作用使冲洗臂绕固定轴旋转，从而冲洗水得以均布在整个滤池表面。全部系统使用管材较少。每个臂的服务面积不大于25m²的正方形，单池面积较大时，可同时采用几个旋转臂。

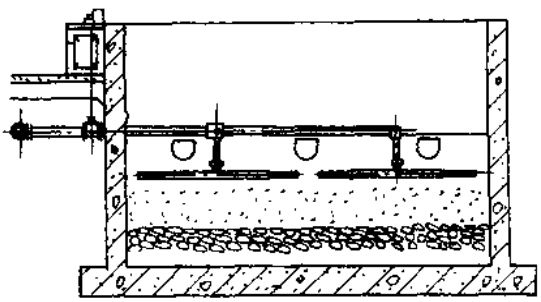


图9-3　旋转式表面冲洗示意

主要设计数据：

1）冲洗强度一般采用0.5～0.75L/(s·m²)左右，冲洗时间为4～6min。

2）冲洗水头应按旋转臂的直径和长度由计算确定，一般为0.4～0.5MPa。

3）旋转管中水流速度为2.5～3.0m/s。

4）喷嘴出口流速采用25～35m/s。

5）喷嘴倾斜角度(喷嘴与水平面交角)采用24°～25°。

6）喷嘴直径为3～10mm。

7）旋转管上的喷嘴间距为15～25cm，也可用公式(9-5)计算：

$$a=50p \tag{9-5}$$

式中　a——喷嘴间距(cm)；

p——冲洗进水管水压(MPa)。

旋转轴两侧的喷嘴应交错排列，使喷出水均布。

8）旋转管底与砂面的距离为50mm。

9）旋转管管径为38～75mm。

10）旋转管中造成喷嘴流速的要求水头H_0：

$$H_0=\frac{v_4^2}{2g\varphi^2} \quad (\mathrm{m}) \tag{9-6}$$

式中 v_4——喷嘴出口流速(m/s)；

φ——流速系数(一般为0.92)。

11) 每根旋转管流量 q_1：

$$q_1=0.001I_1f_1 \quad (\mathrm{m^3/s}) \tag{9-7}$$

式中 I_1——冲洗强度 L/(s·m²)；

f_1——每根旋转管所负担的滤池面积(m²)。

12) 每根旋转管上孔眼总面积 ω_1：

$$\omega_1=\frac{q_1}{\mu\sqrt{2gH_0}} \quad (\mathrm{m^2}) \tag{9-8}$$

式中 q_1——每根旋转管流量(m³/s)；

μ——流量系数(采用喷嘴时为0.82)。

13) 旋转管每个喷嘴的水平反力 P：

$$P=P_0\cos\theta \quad (\mathrm{N}) \tag{9-9}$$

式中 θ——喷嘴的倾斜角度(24°～25°)；

P_0——水柱反力(N)，

$$P_0=100H_0\omega_2 \tag{9-10}$$

式中 H_0——旋转管中造成喷嘴流速的要求水头(MPa)；

ω_2——每个喷嘴面积(cm²)。

14) 用于克服旋转管轴承摩擦力、水的阻力及管子旋转的力矩 M：

$$M=P\Sigma r \quad (\mathrm{N\cdot m}) \tag{9-11}$$

式中 Σr——旋转管一侧的各个喷嘴与旋转管轴的距离之和。

15) 旋转管管径为变值，其末端最小管径 $d_{最小}$：

$$d_{最小}=\sqrt[1.33]{0.00606r_0} \quad (\mathrm{m}) \tag{9-12}$$

式中 r_0——旋转半径(m)。

16) 旋转管末端线速度 v_t：

$$v_t=\sqrt[3]{\frac{2A}{\varphi_2 f_2}} \tag{9-13}$$

式中 A——克服轴承的摩擦力和水的阻力，在单位时间内所做的功(W)，

$$A=\frac{M}{1.2}$$

f_2——旋转臂面积的垂直投影(m²)，

$$f_2=2r_0d_1 \tag{9-14}$$

其中 d_1——旋转管平均外径(m)；

$$\varphi_2=\frac{\varphi_3\gamma}{2g}$$

其中　φ_1　-考虑流体性质的系数，一般采用 1.2；

γ ……水的重度(10000N/m³)。

17) 旋转管转速 n_1：

$$n_1=\frac{60v_t}{2\pi r_0}\quad(\mathrm{r/min}) \tag{9-15}$$

式中　v_t ——旋转管末端线速度(m/s)；

r_0 ——旋转半径(m)。

旋转管转速，一般采用 4～7r/min。

9.2.3.3　有空气辅助擦洗的水反冲洗

(1) 用空气擦洗时要考虑下述因素：

1) 滤料在反洗后要维持原位。

2) 使空气擦洗的摩擦互撞作用最大。

3) 砂滤料不产生沸腾现象，不产生明显的砂粒股流现象。

(2) 用空气擦洗的优缺点如下：

优点：

1) 清洗效果好，由于空气擦洗时，粒间流速大，颗粒互相冲撞和摩擦作用强烈，因而清洗效率高。

2) 空气擦洗允许与低速反洗配合采用，有条件使滤层不再液化，因而允许采用较粗粒径的滤料。

3) 水洗强度大大降低，从而降低了设备的容量和冲洗水量。

缺点：

1) 空气和水混合速度不当时，易造成滤料流失事故。

2) 气水同时反洗，易使承托层走动，所以必须严格控制反冲洗操作规程。

(3) 采用空气擦洗的冲洗强度及冲洗程序：气水反冲洗的冲洗强度与滤池所选用的滤料种类、相对密度、原水水质、水温等因素有关。目前多根据经验选用。

表 9-8 为常用的气水冲洗强度和冲洗时间。

气水冲洗强度和冲洗时间　　表 9-8

滤料层结构和水冲洗时滤料层膨胀率	先气冲洗		气水同时冲洗			后水冲洗	
	强度 [L/(s·m²)]	冲洗时间 (min)	气强度 [L/(s·m²)]	水强度 [L/(s·m²)]	冲洗时间 (min)	强度 [L/(s·m²)]	冲洗时间 (min)
双层滤料，膨胀率 40%	15～20	3～1	—	—	—	6.5～10	6～5
级配石英砂，膨胀率 30%	15～20 12～18	3～1 2～1	— 12～18	— 3～4	— 4～3	8～10 7～9	7～5 7～5
均粒石英砂，微膨胀	13～17 (13～17)	2～1 (2～1)	13～17 (13～17)	3～4 3～4.5	4～3 (4～3)	4～8 (4～6)	8～5 (8～5)

注：表中均粒石英砂栏，无括号的数值适用于无表面扫洗水的滤池；括号内的数值适用于有表面扫洗水的滤池，其表面扫洗水强度为 1.4～2.3L/(s·m²)。

(4) 配气系统：配气系统应与配水系统统一考虑，大致有以下形式：

1) 气水同时冲洗的长柄滤头，其布置见图 9-4。冲洗时，气水同时冲，空气由上部小孔和缝隙进入，水由下部进入。

2) "丰"形大阻力配水管与"丰"形配气管分开布置，冲洗时，水、气各由一套独立的系统供应，水、气可同时冲，也可分开冲。配水管的布置与一般大阻力系统相同，配气管的布置要求如下：

ⅰ. 配气干管一般采用镀锌钢管，支管也可采用硬质塑料管。

ⅱ. 管中空气流速一般采用 10m/s，空气从孔眼中的出流速度为 30～35m/s。

ⅲ. 孔眼直径为 1～2mm，孔距 70～100mm。

ⅳ. 配气管需用钢板、螺栓与滤池底板固定以防位移。

3) 滤砖(或孔板尼龙网)与"丰"形配气管分开布置。冲洗时，水通过滤砖等分布入池，气通过"丰"形配气管分布入池。水、气可同时冲洗，也可分开冲洗。

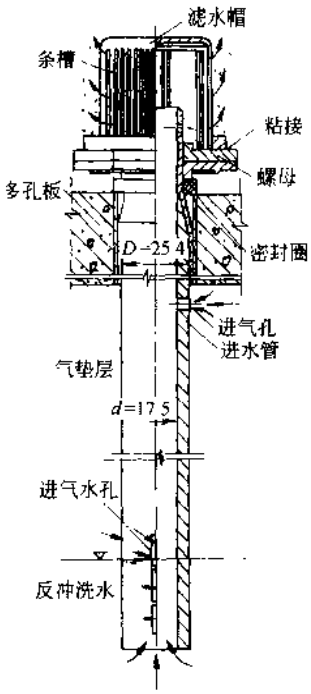


图 9-4 长柄滤头

4) 采用由三角形二次配水(气)滤砖。水与空气同时或分别进入配水(气)滤砖后，通过设在三角斜板和顶板上的小孔布水和空气。

(5) 供气系统：供气方式有鼓风机直接供气和空压机串联储气罐供气两种方式。近年来的实践证明，用鼓风机直接供气使用较多。《滤池气水冲洗设计规程》(CECS 50:1993)的规定为："冲洗空气的供应，宜采用鼓风机直接供气，经技术经济分析后认为合理时，亦可采用空气压缩机——贮气罐组合供气方式。"

1) 鼓风机直接供气：先气后水冲洗时，鼓风机出口处的静压力应为输配气系统的压力损失和富余压力之和，即：

$$H_A = h_1 + h_2 + 9810Kh_3 + h_4 \tag{9-16}$$

式中 H_A——鼓风机出口处的静压(Pa)；

h_1——输气管道的压力总损失(Pa)；

h_2——配气系统的压力损失(Pa)；

K——系数，1.05～1.10；

h_3——配气系统出口至空气溢出面的水深(m)；

h_4——富余压力，取 4900Pa。

采用长柄滤头气水同时冲洗时：$H_A = h_1 + h_2 + h_4 + h_5$ (9-17)

式中 h_5——气水室中的冲洗水水压(Pa)；

其余同式(9-16)。

2) 空压机串联储气罐供气：

空压机容量可按式(9-18)计算求得：

$$W = (0.06qFt - VP)K/t \tag{9-18}$$

式中 W——空压机容量(m^3/min)；

q ——空气冲洗强度[L/(s·m²)]；

F ——单个滤池面积(m²)；

t ——单个滤池设计气冲时间(min)；

V——中间储气罐容积(m³)；

P——储气罐可调节的压力倍数；

K ——损漏系数(1.05～1.10)。

式(9-18)计算时，尚应复核二滤池冲洗间隔时储气罐的补给。

9.2.3.4　有表面扫洗和空气辅助擦洗的反冲洗

均粒滤料滤池(V 型滤池)利用部分滤前水在滤池冲洗时对滤池砂面进行横向扫洗。横向水流将悬浮在水面和砂面间的杂质推向洗砂槽排出，详见第 9.5 节均粒滤料滤池。

表面扫洗的强度一般采用 1.4～2.3L/(s·m²)。

9.3　普通快滤池

普通快滤池应用较为普遍，其构造和布置见图 9-5。

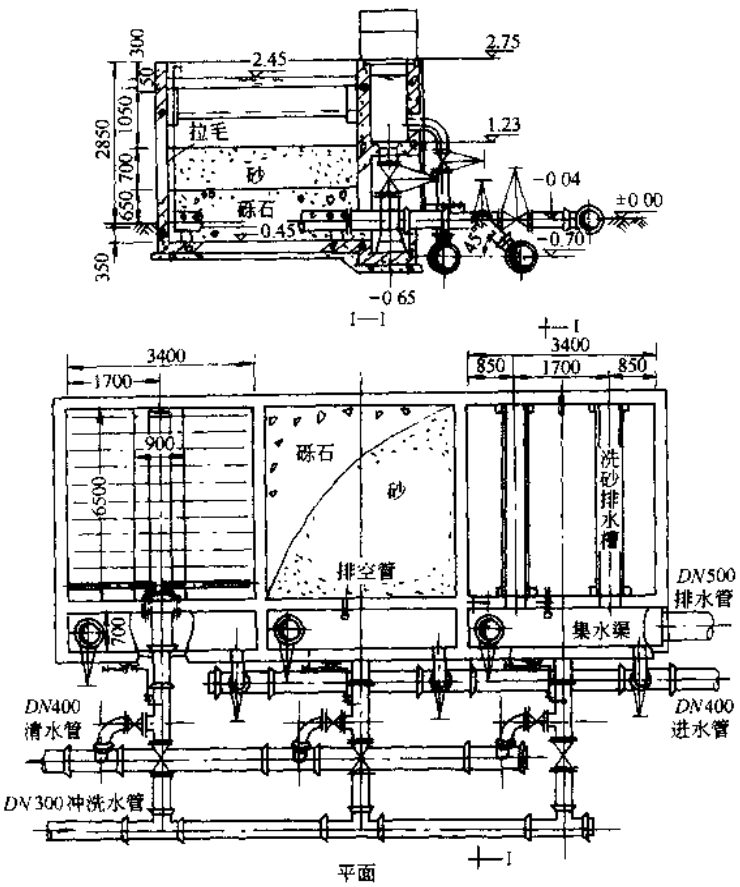


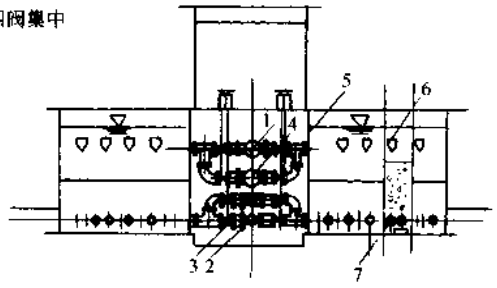
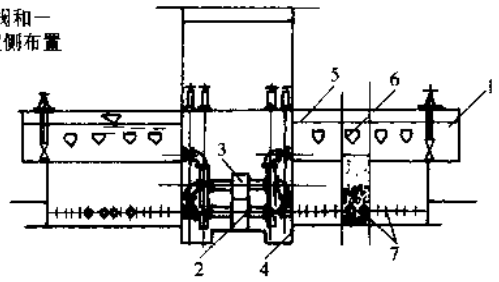
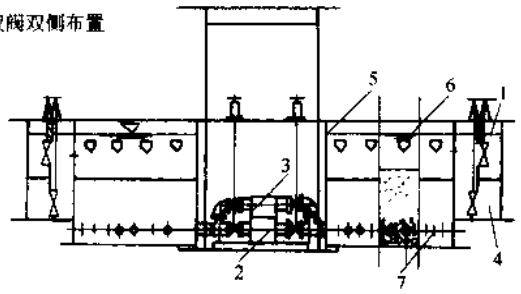
图 9-5　普通快滤池

普通快滤池的布置，根据其规模大小，采用单排或双排布置、是否设中央渠、反冲洗方式（水泵或水塔）、配水系统形式以及所在地区防冻要求等，可布置成许多形式。应使阀门集中、管路简单，便于操作管理和安装检修。

一般将小型单排滤池的四只阀门布置在一侧，其构造和布置见图 9-5。

大型双排滤池的阀门布置形式较多，通常将阀门集中设中央管廊；亦可采用闸板阀将阀门分设两侧，见表 9-9。

双排快滤池管廊布置 **表 9-9**

布置形式图示	优缺点
四阀集中 	优点： 1. 阀门集中、操作方便 2. 管廊布置紧凑；滤池结构简单，仅一侧进水 3. 浑、冲、清、排四总管亦可采用钢筋混凝土总渠，使管配件减少 缺点： 1. 管廊不能过于紧凑，以免安装检修困难 2. 管配件多，管路复杂
三阀和一阀双侧布置 	优点：管廊内管路布置较简单，检修稍方便 缺点：滤池增加了外侧浑水渠；如采用人工操作，较麻烦
双阀双侧布置 	优点： 1. 管廊内管路简单 2. 安装检修方便 缺点： 1. 采用人工操作时管理不便 2. 滤池增设外侧的浑、排水渠，结构较复杂

注：图中 1—浑水总管（渠）；2—清水总管（渠）；3 冲洗水总管（渠）；4—排水总管（渠）；5 集水渠；6—洗砂水槽；7—配水支管。

9.3.1 设计数据与计算公式

9.3.1.1 滤速

滤速与要求的滤过水水质和工作周期有关，应根据相似条件的运转经验或试验资料确定。一般按正常滤速设计，并以强制滤速校核（正常滤速为全部滤池工作时的滤速，强制滤速系指全部滤池中一个或两个滤池冲洗、检修或停用时工作滤池的滤速）。

当要求水质为饮用水时，单层砂滤料滤池的正常滤速一般采用 8～10m/h。

9.3.1.2 滤池总面积、个数及单池尺寸

（1）滤池总面积 F 按下式确定：

$$F=\frac{Q}{vT}\quad(m^2) \tag{9-19}$$

$$T=T_0-t_0-t_1 \tag{9-20}$$

式中　Q——设计水量（包括厂用水量）（m^3/d）；

v——设计滤速（m/h）；

T——滤池每日实际工作时间（h）；

T_0——滤池每日工作时间（h）；

t_0——滤池每日冲洗后停用和排放初滤水时间（h）（一般每次采用 0.5～0.67h，目前实际使用中也有不考虑排放的）；

t_1——滤池每日冲洗及操作时间（h）。

（2）个数：应根据技术经济比较确定，但不得少于两个。无资料时，可参见表 9-10 采用。

滤　池　个　数　　表 9-10

滤池总面积（m^2）	滤　池　个　数	滤池总面积（m^2）	滤　池　个　数
小于 30	2	150	4～6
30～50	3	200	5～6
100	3 或 4	300	6～8

（3）单池尺寸：单个滤池面积按式（9-21）计算：

$$f=\frac{F}{N}\quad(m^2) \tag{9-21}$$

式中　F——滤池总面积（m^2）；

N——滤池个数。

滤池的长宽比可参考表 9-11 选用。

滤　池　长　宽　比　　表 9-11

单个滤池面积（m^2）	长：宽	单个滤池面积（m^2）	长：宽
≤30	1.5：1～2：1	当采用旋转式表面冲洗时	3：1～4：1
>30	2：1～4：1		

9.3.1.3 滤池布置

(1) 当滤池个数少于 5 个时，宜用单行排列。反之可采用双行排列。

(2) 单个滤池面积大于 50m² 时，可考虑设置中央集水渠。

9.3.1.4 滤料

可采用石英砂(河砂、海砂或采砂场的砂)，含杂质少、有足够的机械强度、并有适当的孔隙率(40%左右)。

用于生产用水的滤料，不得含有对生产有害的物质；用于生活饮用水的滤料不得含有毒物质。

一般砂滤料粒径为：

最小粒径 $d_{min}=0.5mm$。

最大粒径 $d_{max}=1.2mm$。

不均匀系数
$$K_{80}=\frac{d_{80}}{d_{10}}\leqslant 2 \tag{9-22}$$

式中 d_{80}——筛分曲线中通过 80%重量之砂的筛孔大小；

d_{10}——筛分曲线中通过 10%重量之砂的筛孔大小，$d_{10}=0.52\sim0.6mm$。

滤层厚度不小于 700mm。美国水质和水处理手册推荐 L(砂深)/de(有效粒径)>1000 为宜。

9.3.1.5 滤层上面的水深

一般采用 1.5～2.0m。

9.3.1.6 滤层工作周期

可根据水头损失限值和出水最高浊度而确定；设计时一般采用 24h。冲洗前的水头损失最大值一般采用 2.0～2.5m。

9.3.1.7 滤池超高

一般采用 0.3m。

9.3.1.8 配水系统

普通快滤池的配水系统一般采用管式大阻力系统。配水孔眼总面积与滤池面积之比为 0.20%～0.28%。

穿孔管式大阻力配水系统见图 9-6、7。

1) 干管始端流速为 1.0～1.5m/s，支管始端流速为 1.5～2.0m/s，孔眼流速为 5～6 m/s。

2) 支管中心距约 0.25～0.3m，支管长度与其直径之比不应大于 60。

3) 孔眼直径约为 9～12mm，设于支管两侧，与垂线呈 45°角向下交错排列，见图 9-6。

4) 干管横截面与支管总横截面之比应大于 1.75～2.0。干管直径或渠宽大于 300mm 时，顶部应装滤头、管嘴或把干管埋入池底。

9.3.1.9 承托层

可用卵石或碎石并按颗粒大小分层铺成，其组成和厚度见表 9-12。

9.3.1.10 冲洗强度

当无辅助冲洗时，冲洗强度可采用 12～15L/(s·m²)。

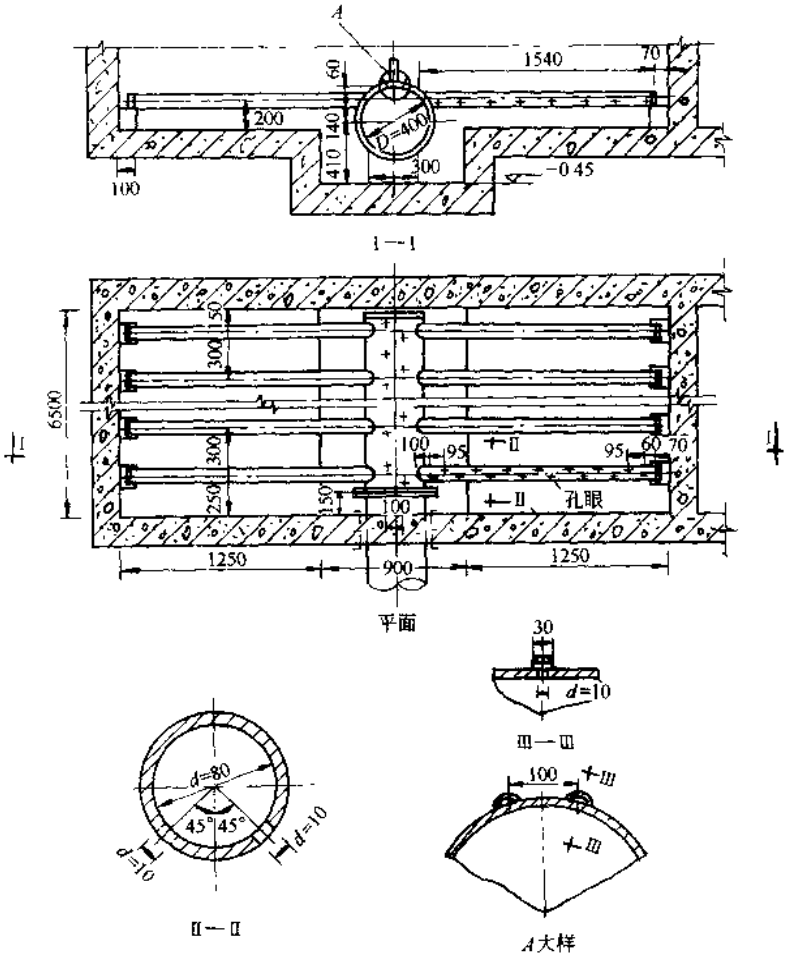


图 9-6　穿孔管式大阻力配水系统

承托层的组成和厚度　　表 9-12

层次(自上而下)	粒　径(mm)	厚　度(mm)
1	2～4	100
2	4～8	100
3	8～16	100
4	16～32	本层顶面高度应高出配水系统孔眼 100

9.3.1.11　水头损失计算

(1) 管式大阻力配水系统水头损失，当按孔口的平均水头损失计算时，可采用：

$$h_2=\frac{1}{2g}\left(\frac{q}{10\mu k}\right)^2 \tag{9-23}$$

式中　h_2　　孔口平均水头损失(m)；

q ——冲洗强度[L/(s·m²)]；

k——孔眼总面积与滤池面积之比，采用0.20%～0.28%；

μ——流量系数，一般为0.65。

当按实验公式作近似计算时，h_2 为

$$h_2=8\frac{v_1^2}{2g}+10\frac{v_2^2}{2g} \tag{9-24}$$

式中 v_1——干管起点流速(m/s)；

v_2——支管起点流速(m/s)。

(2) 经砾石支承层水头损失 h_3：

$$h_3=0.022H_1q \quad (\text{m}) \tag{9-25}$$

式中 H_1——承托层厚度(m)；

q——冲洗强度[L/(s·m²)]。

(3) 滤料层水头损失 h_4：

$$h_4=\left(\frac{\gamma_1}{\gamma}-1\right)(1-m_0)H_2 \quad (\text{m}) \tag{9-26}$$

式中 γ_1——滤料的相对密度(石英砂为2.65)；

γ ——水的相对密度；

m_0——滤料膨胀前的孔隙率(石英砂为0.41)；

H_2 ——滤层膨胀前厚度(m)。

9.3.1.12 洗砂排水槽

通常采用图9-7所示的形式，其计算如下：

(1) 洗砂排水槽始端尺寸：一般采用始端深度为末端深度的一半；当槽底采用平坡时，则始、末两端断面相同。

(2) 洗砂排水槽平面总面积一般不大于单个滤池面积的25%。

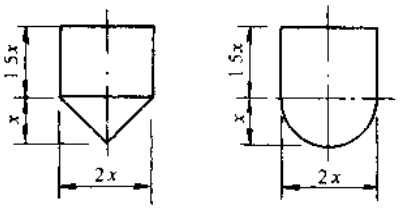


图9-7 洗砂排水槽断面形式

(3) 洗砂排水槽排水量 Q：

$$Q=ql_0a_0 \quad (\text{L/s}) \tag{9-27}$$

式中 q——冲洗强度[L/(s·m²)]；

a_0 ——两槽间的中心距，$a_0=1.5\sim2.1$m；

l_0 ——槽长，不大于6m。

(4) 槽底为三角形断面时的末端尺寸：

$$x=\frac{1}{2}\sqrt{\frac{ql_0a_0}{1000v}} \quad (\text{m}) \tag{9-28}$$

式中 v——流速(m/s)，一般采用0.6m/s。

(5) 槽底为半圆形断面时的末端尺寸：

$$x=\sqrt{\frac{ql_0a_0}{4570v}} \quad (\text{m}) \tag{9-29}$$

(6) 槽顶距砂面的高度 H_e：

$$H_s = eH_2 + 2.5x + \delta + 0.075 \quad (m) \tag{9-30}$$

式中　H_2——滤层厚度(m)；

e——滤层最大膨胀率(%)，一般为30%～50%；

δ——槽底厚度(m)；

0.075——槽的超高(m)。

9.3.1.13　冲洗系统

(1) 水泵冲洗(见图9-8)：采用水泵冲洗时，需考虑有备用措施。

$$Q = qf$$

$$H = H_0 + h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5 \tag{9-31}$$

式中　Q——水泵出水量(L/s)；

q——冲洗强度[L/(s·m²)]；

f——单个滤池面积(m²)；

H——所需水泵扬程(m)；

H_0——洗砂排水槽顶与吸水池最低水位高差(m)；

h_1——吸水池与滤池间冲洗管的沿程水头损失与局部水头损失之和(m)；

h_2——配水系统水头损失(m)，见公式(9-23)或(9-24)；

h_3——承托层水头损失(m)，见公式(9-25)；

h_4——滤层水头损失(m)，见公式(9-26)；

h_5——富余水头，h_5=1m左右。

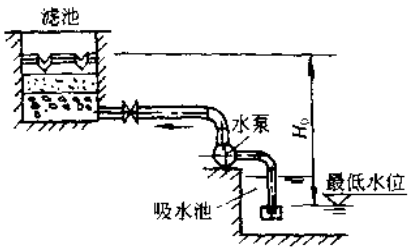


图9-8　水泵冲洗

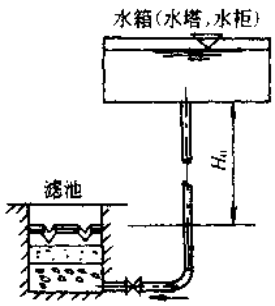


图9-9　水箱(水塔、水柜)冲洗

(2) 水箱(水塔、水柜)冲洗(见图9-9)：水箱中水深不宜超过3m，水箱应在滤池冲洗间歇时间内充满，并应有防止空气进入滤池的措施。水箱的容积可采用一次冲洗水量1.5倍，水箱底部高于洗砂排水槽顶的高度，可按公式(9-32)计算。

$$H_0 = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5 \quad (m) \tag{9-32}$$

式中　h_1——冲洗水箱至滤池大阻力配水系统间的水头损失；

h_2～h_5——同公式(9-31)。

9.3.1.14　管(槽)流速

管(槽)流速可参见表9-13。

滤池管(槽)流速 表 9-13

名 称	流 速(m/s)	名 称	流 速(m/s)
浑水进水管(槽)	0.8～1.0	冲洗水管	2.0～2.5
清水管	0.8～1.2	排水管(渠)	1～1.5

9.3.2 设 计 要 点

(1) 滤池清水管应设短管或留有堵板,管径一般采用 75～200mm,以便滤池翻修后排放初滤水。

(2) 滤池底部宜设有排空管,其入口处设栅罩,池底坡度约 0.005,坡向排空管。

(3) 配水系统干管的末端一般装排气管,当滤池面积小于 25m² 时,管径为 40mm,滤池面积为 25～100m² 时,管径为 50mm。排气管伸出滤池顶处应加截止阀。

(4) 每个滤池上应装有水头损失计或水位尺以及取样设备等。

(5) 滤池数目较少,且直径小于 300mm 的阀门,可采用手动,但冲洗阀门一般采用电动、液动或气动。

(6) 各种密封渠道上应有 1～2 个人孔。

(7) 管廊门及通道应允许最大配件通过,并考虑检修方便。

(8) 滤池池壁与砂层接触处抹面应拉毛,避免短流。

(9) 滤池管廊内应有良好的防水、排水措施和适当的通风,照明等设施。

9.3.3 计 算 示 例

【例】 设计处理能力为 30000m³/d 的快滤池:

设计水量 $Q=1.05\times30000=31500\text{m}^3/\text{d}$(包括自用水量 5%)

设计数据:

滤速 $v=10\text{m/h}$

冲洗强度 $q=14\text{L/(s}\cdot\text{m}^2)$

冲洗时间为 6min

【解】 计算:

(1) 滤池面积及尺寸:滤池工作时间为 24h,冲洗周期为 12h,滤池实际工作时间 $T=24-0.1\times\frac{24}{12}=23.8\text{h}$(式中只考虑反冲洗停用时间,不考虑排放初滤水时间),滤池面积为

$$F=\frac{Q}{vT}=\frac{31500}{10\times23.8}=132\text{m}^2$$

采用滤池数 $N=6$,布置成对称双行排列,每个滤池面积为

$$f=\frac{F}{N}=\frac{132}{6}=22\text{m}^2$$

采用滤池长宽比: $\frac{L}{B}=1.5$ 左右

采用滤池尺寸: $L=6.5\text{m}, B=3.4\text{m}$

校核强制滤速：　　$v'=\frac{Nv}{N-1}=\frac{6\times10}{6-1}=12\text{m/h}$

(2) 滤池高度：

支承层高度：H_1 采用 0.45m

滤料层高度：H_2 采用 0.7m

砂面上水深：H_3 采用 1.7m

保护高度：H_4 采用 0.30m

故滤池总高：$H=H_1+H_2+H_3+H_4=0.45+0.7+1.7+0.30=3.15\text{m}$

(3) 配水系统(每只滤池)：

1) 干管：

干管流量：　　$q_g=fq=14\times22=308\text{L/s}$

采用管径：$d_g=600\text{mm}$(干管应埋入池底，顶部设滤头或开孔布置，参见图 9-6 或采用渠道)。

干管始端流速：　　$v_g=1.09\text{m/s}$

2) 支管：

支管中心间距：采用 $a_j=0.25\text{m}$

每池支管数：　　$n_j=2\times\frac{L}{a}=2\times\frac{6.5}{0.25}\approx52$ 根

每根支管入口流量：　　$q_j=\frac{q_g}{n_j}=\frac{308}{52}=5.92\text{L/s}$

采用管径：　　$d_j=65\text{mm}$。

支管始端流速：　　$v_j=1.78\text{m/s}$

3) 孔眼布置：

支管孔眼总面积与滤池面积之比 K 采用 0.25%

孔眼总面积：　　$F_k=Kf=0.25\%\times22=0.055\text{m}^2=55000\text{mm}^2$

采用孔眼直径：　　$d_k=9\text{mm}$

每个孔眼面积：　　$f_k=\frac{\pi}{4}d_k^2=0.785\times9^2=63.5\text{mm}^2$

孔眼总数：　　$N_k=\frac{F_k}{f_k}=\frac{55000}{63.5}\approx870$ 个

每根支管孔眼数：　　$n_k=\frac{N_k}{n_j}=\frac{870}{52}\approx17$ 个

支管孔眼布置设二排，与垂线成 45°夹角向下交错排列，见图 9-6。

每根支管长度：　　$l_j=\frac{1}{2}(B-d_g)=\frac{1}{2}(3.4-0.6)=1.4\text{m}$

每排孔眼中心距：　　$a_k=\frac{l_j}{\frac{1}{2}n_k}=\frac{1.4}{\frac{1}{2}\times17}=0.165\text{m}$

4）孔眼水头损失：

支管壁厚采用：$\delta=5\text{mm}$

流量系数：$\mu=0.68$

水头损失：$$h_k=\frac{1}{2g}\left(\frac{q}{10\mu K}\right)^2=\frac{1}{2g}\left(\frac{14}{10\times0.68\times0.25}\right)^2=3.5\text{m}$$

5）复算配水系统：

支管长度与直径之比不大于 60，则$\frac{l_j}{d_j}=\frac{1.40}{0.065}=22<60$

孔眼总面积与支管总横截面积之比小于 0.5，则

$$\frac{F_k}{n_j f_j}=\frac{0.055}{52\times0.785\times(0.065)^2}=0.32<0.5$$

干管横截面积与支管总横截面积之比，一般为 1.75～2.0，则

$$\frac{f_g}{n_j f_j}=\frac{0.785\times0.6^2}{52\times0.785\times(0.065)^2}=1.64\approx1.75$$

孔眼中心距应小于 0.2，则 $a_k=0.165<0.2\text{m}$

（4）洗砂排水槽：

洗砂排水槽中心距，采用 $a_0=1.7\text{m}$

排水槽根数：$$n_c=\frac{3.4}{1.7}=2\text{ 根}$$

排水槽长度：$$l_0=L=6.5\text{m}$$

每槽排水量：$$q_0=ql_0a_0=14\times6.5\times1.7=154.8\text{L/s}$$

采用三角形标准断面。

槽中流速，采用 $v_0=0.6\text{m/s}$

槽断面尺寸：$x=\frac{1}{2}\sqrt{\frac{q_0}{1000v_0}}=\frac{1}{2}\sqrt{\frac{154.8}{1000\times0.6}}=0.254\text{m}$，采用 0.25m

排水槽底厚度，采用 $\delta=0.05\text{m}$

砂层最大膨胀率：$$e=45\%$$

砂层厚度：$$H_2=0.7\text{m}$$

洗砂排水槽顶距砂面高度：$H_s=eH_2+2.5x+\delta+0.075$

$$=0.45\times0.7+2.5\times0.25+0.05+0.075=1.07\text{m}$$

洗砂排水槽总平面面积：$F_0=2xl_0n_0=2\times0.25\times6.5\times2=6.5\text{m}^2$

复算：排水槽总平面面积与滤池面积之比，一般小于 25%，则

$$\frac{F_0}{f}=\frac{6.5}{22}=29\%\approx25\%$$

（5）滤池各种管渠计算：

1）进水：

进水总流量：$$Q_1=31500\text{m}^3/\text{d}=0.364\text{m}^3/\text{s}$$

采用进水渠断面：渠宽 $B_1=0.75\text{m}$，水深为 0.6m

渠中流速：$v_1=0.81\text{m/s}$

各个滤池进水管流量：$Q_2=\dfrac{0.364}{6}=0.061\text{m}^3/\text{s}$

采用进水管直径：$D_2=300\text{mm}$

管中流速：$v_2=0.86\text{m/s}$

2）冲洗水：

冲洗水总流量：$Q_3=qf=14\times22=0.308\text{m}^3/\text{s}$

采用管径：$D_3=450\text{mm}$

管中流速：$v_3=1.94\text{m/s}$

3）清水：

清水总流量：$Q_4=Q_1=0.364\text{m}^3/\text{s}$

清水渠断面：同进水渠断面(便于布置)。

每个滤池清水管流量：$Q_5=Q_2=0.061\text{m}^3/\text{s}$

采用管径：$D_5=250\text{mm}$

管中流速：$v_5=1.25\text{m/s}$

4）排水：

排水流量：$Q_6=Q_3=0.308\text{m}^3/\text{s}$

排水渠断面：宽度 $B_6=0.6\text{m}$，渠中水深 0.5m。

渠中流速：$v_6=1.0\text{m/s}$(为便于布置可采用同进水渠断面)

(6) 冲洗水箱(或水泵)：

冲洗时间：$t=6\text{min}$

冲洗水箱容积：$W=1.5qft=1.5\times14\times22\times6\times60=167\text{m}^3$

水箱底至滤池配水管同的沿途及局部损失之和 $h_1=1.0\text{m}$

配水系统水头损失：$h_2=h_k=3.5\text{m}$

承托层水头损失：$h_3=0.022H_1q=0.022\times0.45\times14=0.14\text{m}$

滤料层水头损失：$h_4=\left(\dfrac{\gamma_1}{\gamma}-1\right)(1-m_0)H_2=\left(\dfrac{2.65}{1}-1\right)(1-0.41)\times0.7=0.68\text{m}$

安全富余水头，采用 $h_5=1.5\text{m}$

冲洗水箱底应高出洗砂排水槽面：$H_0=h_1+h_2+h_3+h_4+h_5$

$$=1.0+3.5+0.14+0.68+1.5=6.8\text{m}$$

9.4 双 阀 滤 池

目前采用的双阀滤池有鸭舌阀式双阀滤池和虹吸管式双阀滤池两种。前者以鸭舌阀取代进水阀、虹吸管取代排水阀；后者以虹吸管取代进水、排水阀。

9.4.1 鸭舌阀滤池

鸭舌阀滤池(见图 9-10)基本上与普通快滤池相同，在构造与布置上因省去了进、排水

阀门而更为简化，在操作管理上也较为方便。但由于抬高了洗砂排水槽槽顶的高度，故需要适当提高冲洗强度、增加冲洗水量，适宜于水泵冲洗。

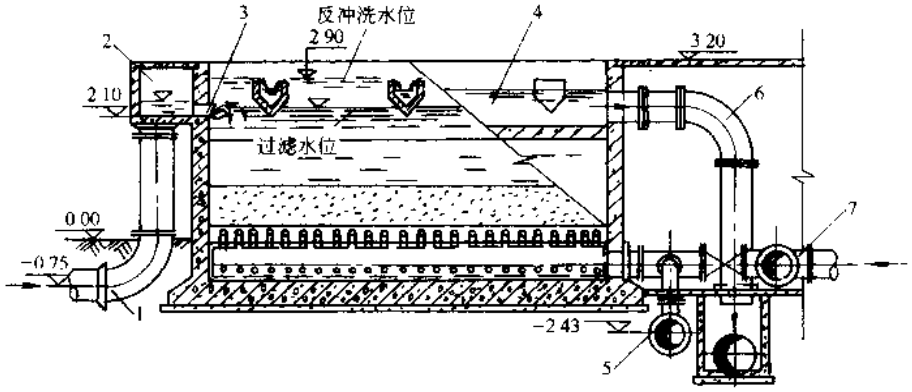


图 9-10 鸭舌阀滤池

1—进水总管；2—进水渠；3—鸭舌阀；4—排水渠；5—清水管；6—排水管；7 冲洗水管

鸭舌阀滤池将洗砂排水槽槽顶，布置得高于进水鸭舌阀，因而过滤阶段洗砂水槽不起进水及配水作用，仅在反冲洗时，排除冲洗水。

进水鸭舌阀的阀板上附有相对密度比水小的硬质泡沫塑料，可使阀板浮于水面上，见图 9-11。当需反洗，关闭清水阀、开启冲洗阀时，滤池中水面升高，由于浮力的作用阀板渐渐盖住进水口，于是停止进水。冲洗时，冲洗水由底部进入，自下面上反冲，当洗砂废水高过排水槽顶时，便溢入槽内流向排水渠排至池外。鸭舌阀滤池由于冲洗开始时池内的待滤原水不能利用，因而冲洗水量较大。

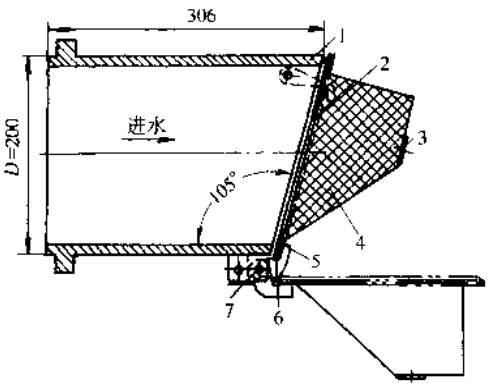


图 9-11 鸭舌阀

1 阀体；2—大压板；3—压板；4—泡沫塑料；5—底板；6—衬套；7—封水圈

9.4.2 虹吸管式双阀滤池

(1) 虹吸管双阀滤池吸取了虹吸滤池的特点，采用真空系统控制虹吸进水管和虹吸排水管，代替进水阀门及排水阀门。由于采用大阻力配水系统，故需设冲洗、清水两阀门和相应的冲洗设备(水泵或水箱)等。虹吸式双阀滤池保持了大阻力反冲洗的特点，而池体高度与普通快滤池相同，较虹吸滤池低，且滤池面积不受分格限制，故适用于大中型滤池。

(2) 虹吸管双阀滤池的配水、冲洗方式、设计数据、计算等均同普通大阻力快滤池。

(3) 双阀滤池的进水、排水虹吸管布置有两种方式：

1) 进水、排水虹吸管分设在滤池的两侧见图 9-12。此种布置形式的滤池结构设计较简单，但占地较大。

2) 进水、排水虹吸管设于滤池的一侧。此布置形式占地较上述形式少，但滤池结构较复杂。

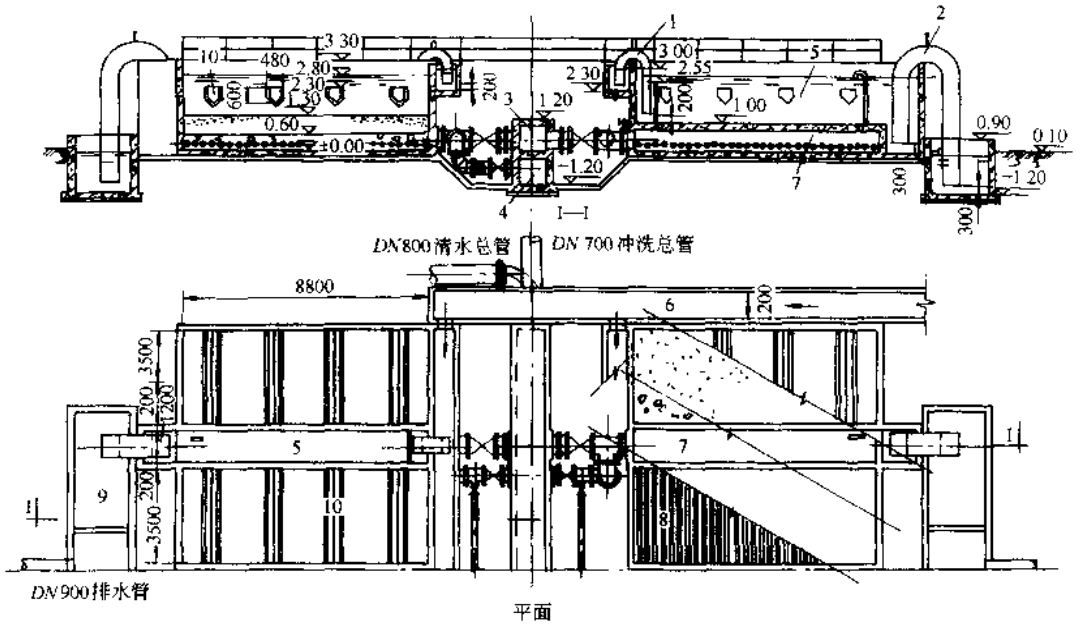


图 9-12　虹吸管式双阀滤池

1—进水虹吸管；2—排水虹吸管；3—冲洗水渠；4—清水渠；5—集水渠；6—进水总渠；7—中央配水渠；8—配水支管；9—排水井；10—洗砂排水槽

9.5　均粒滤料滤池

9.5.1　工　作　特　点

均粒滤料滤池的基本形式是由法国得利满(Degremont)公司开发的一种重力式快滤池，其主要特点如下：

(1) 恒水位等速过滤。滤池出水阀随水位变化不断调节开启度，使池内水位在整个过滤周期内保持不变，滤层不出现负压。当某单格滤池冲洗时，待滤水继续进入该格滤池作为表面扫洗水，使其他各格滤池的进水量和滤速基本不变。

(2) 采用均粒石英砂滤料，滤层厚度比普通快滤池厚，截污量也比普通快滤池大，故滤速较高，过滤周期长，出水效果好。

(3) V 型进水槽(冲洗时兼作表面扫洗布水槽)和排水槽沿池长方向布置，单池面积较大时，有利布水均匀，因此更适用于大、中型水厂。

(4) 承托层较薄。

(5) 冲洗采用空气、水反冲和表面扫洗，提高了冲洗效果并节约冲洗用水。

(6) 冲洗时，滤层保持微膨胀状态，避免出现跑砂现象。

9.5.2 设计要点及数据

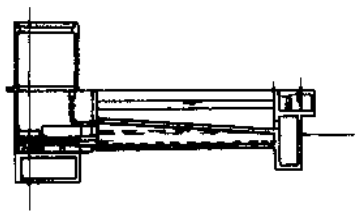
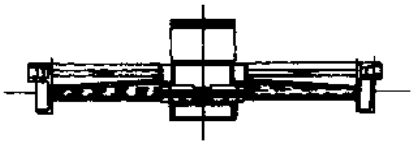
9.5.2.1 布置

就整体而言，均粒滤料滤池的布置可分为单排及双排布置（见表 9-14）；就单池而言，可分为单格及双格布置（见表 9-15）。

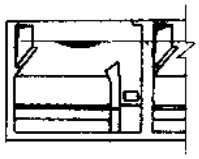
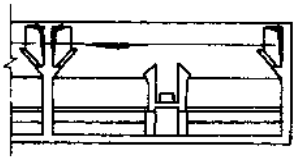
当滤池的个数少于 3 个时，宜采用单排布置，反之可采用双排布置。

单池内的分格布置一般采用双格对称布置。

整体布置　　表 9-14

布置形式图示	优缺点
单排布置 	优点： (1) 管廊通风采光好 (2) 对水厂管路总体布置较简单 缺点： 管廊及管渠较长，利用率不高
双排布置 	优点： (1) 管廊布置紧凑，利用率高 (2) 各种管渠线路较短 缺点： 管廊通风采光条件较差

单池布置　　表 9-15

布置形式图示	适用范围
单格布置 	适用于单池面积较小（≤25m²）时
双格布置 	适用于单池面积较大时

9.5.2.2　滤速和过滤周期

(1) 滤速：可采用较高的滤速，根据待滤水浊度的大小，滤速一般为 8～14m/h。

(2) 过滤周期：过滤周期较长，可达 48h 甚至更长，考虑到保持滤层较好状态，目前国内水厂一般采用 24～48h 进行冲洗。

(3) 滤层水头损失：冲洗前的滤层水头损失一般采用 1.5～2.0m。

9.5.2.3　个数及单池尺寸

(1) 滤池个数：单池过滤面积最大可达 210m²。滤池个数的确定应作技术经济比较。滤池个数减少，相应阀门及管道数量也减少，但管道口径及冲洗设备容量将增加。无资料时，可参考表 9-16 选用。

滤　池　个　数　　表 9-16

滤池总过滤面积(m²)	滤　池　个　数	滤池总过滤面积(m²)	滤　池　个　数
小于 80	2	250～350	4～5
80～150	2～3	350～500	5～6
150～250	4	500～800	5～8

(2) 单池尺寸：为了保证冲洗时表面扫洗及排水效果，单格滤池的宽度一般在 3.5m 以内，最大不超过 5m。无资料时，可参考表 9-17。

滤池尺寸及面积　　表 9-17

宽度(m)	长度(m)	单格面积(m²)	双格面积(m²)
3.50	8.60～14.30	30.0～50.0	60.0～100.0
4.00	12.50～16.30	50.0～65.0	100.0～130.0
4.50	12.20～17.80	55.0～80.0	110.0～160.0
5.00	14.00～20.00	70.0～100.0	140.0～200.0

9.5.2.4　滤料及承托层

(1) 滤料：滤料采用均粒石英砂，其粒径大小根据待滤水水质、处理要求以采用混凝剂类型等因素确定。滤料的一般技术要求如下：

1) 有效粒径一般为 0.90～1.20mm。

2) 不均匀系数 K_{80} 为 1.2～1.4。

3) 具有良好的机械强度，经 20%浓度的盐酸溶液浸泡 24h 后，重量减少应小于 2%。

(2) 滤层厚度：滤层厚度一般为 0.90～1.50m 之间。当滤速为 8～12m/h 时，一般采用 1.10～1.20m。滤速增大，宜相应增加滤层厚度。

(3) 承托层：滤池滤帽顶至滤料层之间承托层厚度为 50～100mm，采用粒径为 2～4mm 的粗石英砂。

9.5.2.5　滤层上水深

滤层上的设计水深，在过滤工况时一般为 1.2～1.5m。

9.5.2.6　进水及布水系统

进水及布水系统由以下部分组成：进水总渠、进水孔、控制闸阀、溢流堰、过水堰板及 V 型槽，见图 9-13。

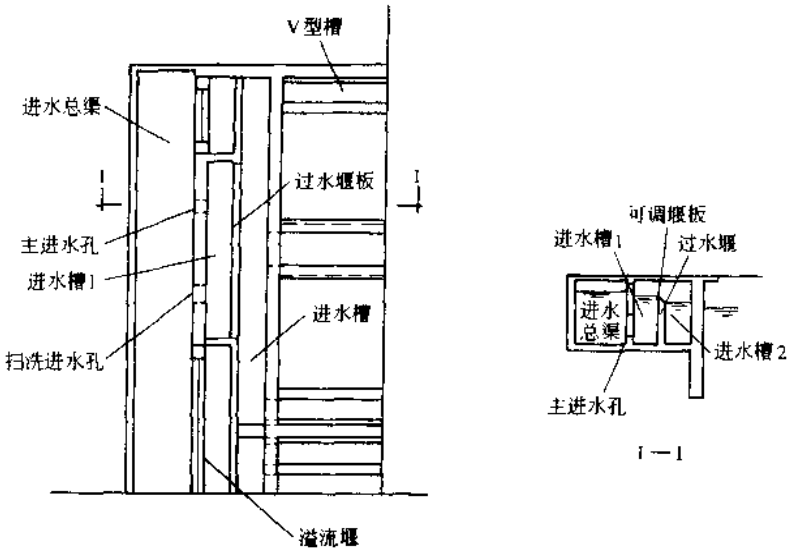


图 9-13 进水及布水系统示意

溢流堰设置于进水总渠，以防止滤池超负荷运行。当进水量超过一定值时，超出部分的流量经溢流堰流入进水槽底部的排水渠。溢流堰顶高度根据设计允许的超负荷要求确定。

进水孔一般应有两个，即主进水孔及扫洗进水孔。当滤池过滤时，主进水孔及扫洗进水孔均开启；当滤池冲洗时，主进水孔关闭、扫洗孔保持开启，此时进水量即为表面扫洗水量。为了便于调节，主进水孔一般设气动或电动闸板阀，表面扫洗孔也可设手动闸板。

过水堰的堰板宜设计为可调式，以便调节单池进水量，使各池进水量相同。

进水槽 1、2 的底面应与 V 型槽底平，不得高出。

V 型槽在滤池过滤时处于淹没状态。槽内设计始端流速不大于 0.6m/s。冲洗时，池水位下降，槽内水面低于斜壁顶约 50～100mm，见图 9-14。V 型槽底部开有水平布水孔，表面扫洗水经此布水。布水孔沿槽长方向均匀布置，内径一般为 ϕ20～ϕ30，过孔流速 2.0m/s 左右，孔中心一般低于用水单独冲洗时池内水面 50～150mm。

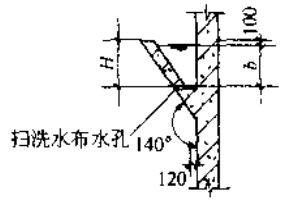


图 9-14 V 型槽

9.5.2.7 冲洗水排水系统

该系统包括排水槽及排水渠见图 9-15。

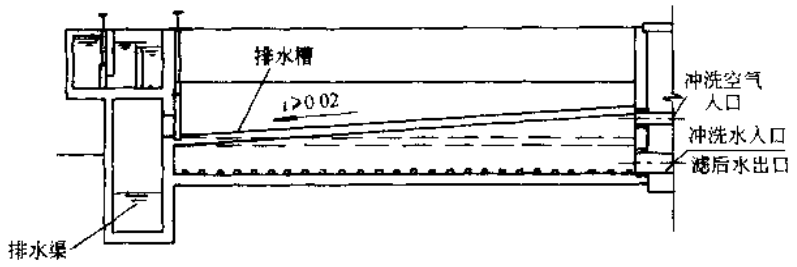


图 9-15 排水系统布置

排水槽底板以≥0.02的坡度坡向出口；底板底面最低处应高出滤板底约0.1m，最高处高出0.4～0.5m，使有足够高度安装冲洗空气进气管；排水槽内的最高水面宜低于排水槽顶面50～100mm。排水槽底层为配气配水渠。为方便施工，两者的宽度宜一致。

滤池冲洗时，排水槽顶的水深（堰顶水深）按式(9-33)计算：

$$h_1=\left[\frac{(q_1+q_3)B}{0.42\sqrt{2g}}\right]^{\frac{2}{3}} \tag{9-33}$$

式中　h_1　—排水槽顶的水深(m)；

q_1 —— 表面扫洗水强度[$m^3/(s\cdot m^2)$]；

q_3 —— 水冲洗强度[$m^3/(s\cdot m^2)$]；

B—— 单边滤床宽度(m)；

g—— 重力加速度9.81m/s^2。

排水渠设在与管廊相对的一侧。排水槽出口设置电动或气动闸阀。出口流速可按2.0m/s左右设计。

9.5.2.8　配气配水系统

配气配水系统一般采用长柄滤头。该系统由配气配水渠、气水室及滤板和滤头组成，见图9-16、17。

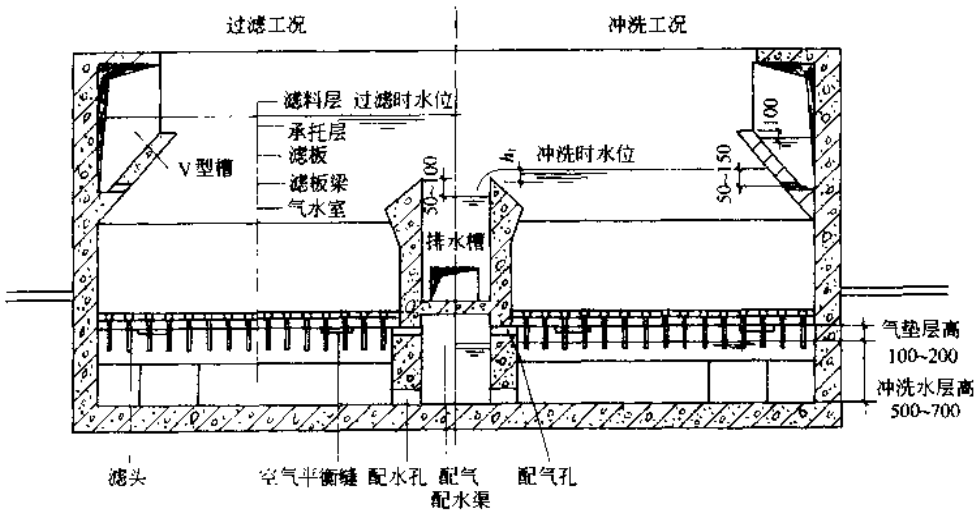


图9-16　均粒滤粒滤池剖面

(1) 配气配水渠：配气配水渠的功能是在过滤时收集滤后水，在冲洗时沿池长方向分布冲洗空气和冲洗水。进气干管管顶宜平渠顶，冲洗水干管管底宜平渠底。

配气配水渠断面尺寸的确定应满足以下条件：

1) 进口处冲洗水流速：一般≤1.5m/s。

2) 进口处冲洗空气流速：一般≤5m/s。

3) 断面尺寸应和排水槽及气水室相配合，并能满足施工要求。

(2) 气水室：滤池池底表面以上、滤板底面以下，由池壁所围成的空间，称为气水室。气水冲洗时，冲洗空气在气水室上部形成稳定的空气层称为气垫层。气垫层的厚度一般为

100～200mm。气水室下部为冲洗水层。配气配水渠的空气和冲洗水分别通过配气孔和配水孔进入气水室，见图 9-16。

气水室的设计要点如下：

1）配气孔孔顶宜平滤板板底，有困难时，可低于板底，但高差不宜超过 30mm。过孔流速为 15m/s 左右，通常预埋 UPVC 管，配气孔平面配置时应注意避开滤板梁。

2）配水孔孔底应平池底，孔口流速为 1.0～1.5m/s 左右。

3）为了使气垫层布气均匀及压力平衡，支承滤板的滤板梁应垂直于配气配水渠，且梁顶应留空气平衡缝，缝高 20～50mm，长为 1/2 滤板长，在每块滤板长度的中间部位。

4）气水室宜设检查孔，检查孔可设在管廊侧池壁上，孔径≮φ400mm，孔底平气水室底。

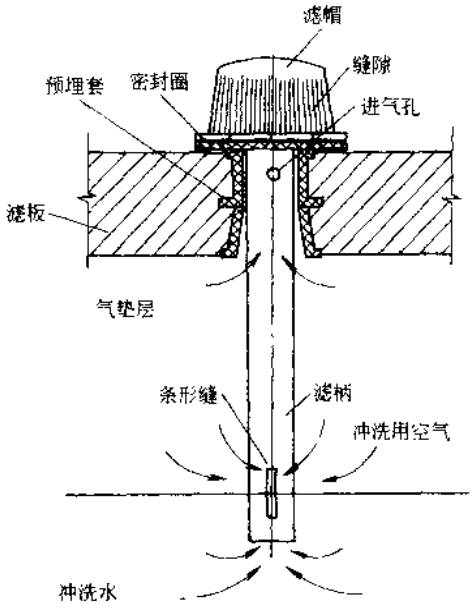


图 9-17 长柄滤头

（3）滤头及滤板：

1）滤头：滤头由无毒塑料制成，它由滤帽、滤柄、预埋套组成，见图 9-17。

滤帽上开有很多细小缝隙，缝隙宽度和总面积根据产品的不同而有差异，但其宽度应小于滤料粒径。滤柄内径一般为 14～21mm，滤柄上部有一个 φ2mm 小孔，下部有一长条形缝隙。条形缝用于控制气垫层厚度。冲洗时气主要由条形缝上部进入，冲洗水则由条形缝下部及滤柄底部进入。

滤头的滤柄长度为：滤板厚度＋气垫层厚度＋50mm（淹没水深）。

2）滤头个数的确定：滤头滤帽缝隙总面积与滤池过滤面积之比（β 值）应在 1.2%～2.4%之间。一般每平方米滤池面积布置 30～50 个。

3）滤头水头损失计算：

① 冲洗水通过长柄滤头的水头损失，按产品的实测资料确定。

② 冲洗空气通过长柄滤头的压力损失，按产品的实测资料确定。

③ 冲洗水和空气同时通过长柄滤头时的水头损失，按产品实测资料确定，无资料时可按式(9-34)计算其水头损失增量：

$$\Delta h = 9810n(0.01 - 0.01v_1 + 0.12v_1^2) \tag{9-34}$$

式中 Δh——气水同时通过长柄滤头时比单一水通过长柄滤头时的水头损失增量(Pa)；

n——气水比；

v_1——滤柄中的水流速度(m/s)。

4）滤板：滤板是安装滤头的支承板，见图 9-18。滤板及其安装，必须满足以下条件：

① 具有足够的强度和刚度。在施工时能承受滤料重量及施工荷载；在冲洗时，能够承受冲洗水及空气的压力。

② 滤板表面应光滑平整，安装时，每块板的水平误差应小于±1mm，整个池内板面的水平误差不得大于±3mm。

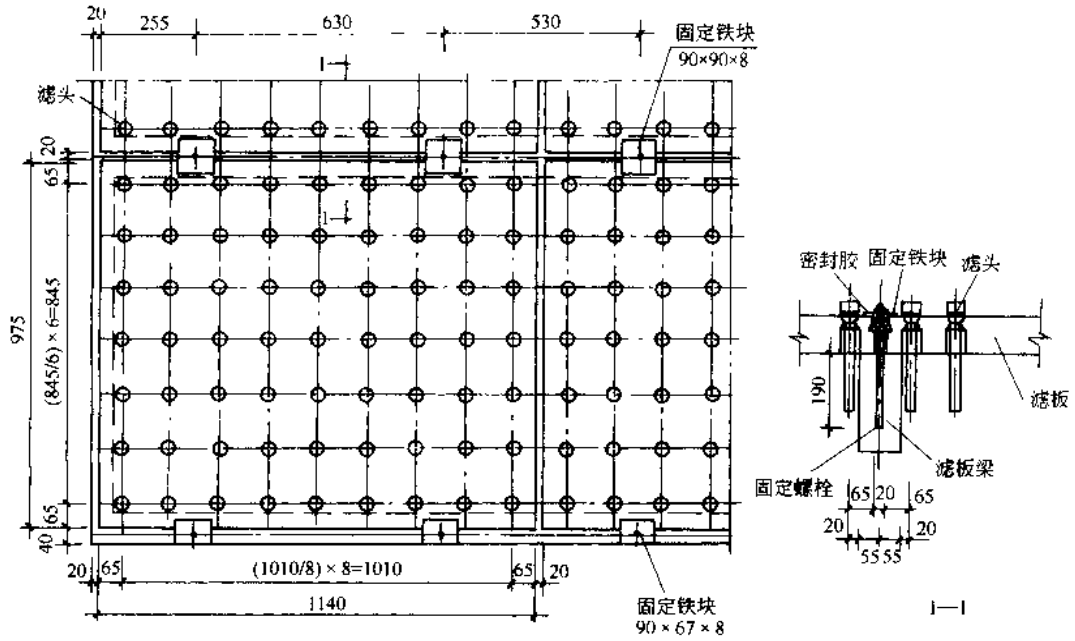


图 9-18　滤板布置

③ 钢筋混凝土滤板内钢筋保护层厚度应符合结构设计规范。滤板间的接缝密封措施必须严密、可靠，不得漏气漏水。

滤板可以是预制混凝土板，也可以是强化塑料板。每块滤板的面积约在 1～1.3m² 左右。目前国内多数采用混凝土预制滤板，在预制时将滤头预埋套埋入混凝土滤板，待滤板安装完毕后再将滤头拧入预埋套内。滤板四周侧为单齿形凹凸面，以利于密封胶嵌固。确定滤板净尺寸时，应计算入滤板与滤板之间和滤板与滤壁之间有 20mm 的安装缝隙。同一水厂宜使用一种规格的滤板。

滤板布置的另一种方法是采用整体浇筑(K 型滤板)。以具凹凸槽的塑料板作底模。底模上留有安装滤头的孔位。将预堵套管插入孔内(套管上有槽口，以固定其位置)。在浇捣混凝土时用盖板封住套管。然后在底模上整体浇筑钢筋混凝土滤板。达到强度后，去掉盖板，插入滤头的长柄。长柄与套管之间用螺纹连接，可调节其高度。调节的方法可采用池内充水至滤板面，将长柄统一调整至同一高度。最后将滤帽安装在长柄上。采用整体浇筑滤板，可使滤板之间无缝隙，刚度大。由于采用可调式滤头，安装方便，滤头安装的高差也容易控制，对混凝土滤板施工的误差要求相对较低。

9.5.2.9　滤后水出水稳流槽

(1) 槽内水面标高与滤料层底面标高基本持平。

(2) 槽内水深为 2～2.5 倍滤后水出水管管径，出水管应为淹没出流，管顶不应高出溢流堰堰顶。

(3) 溢流堰堰上水深取 0.2～0.25m，按薄壁无侧收缩非淹没出流堰计算确定堰宽和堰顶标高。

9.5.2.10 管廊布置

最常用的布置形式见图 9-19。管廊布置时应注意：

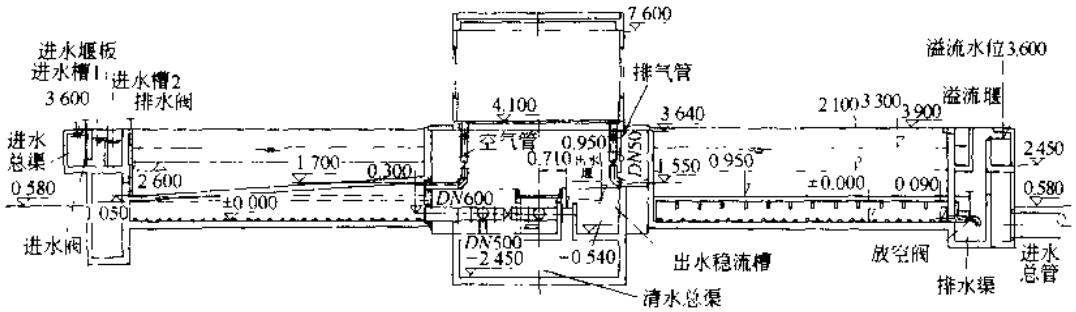


图 9-19 管廊布置

(1) 空气干管应架高敷设，使其高出滤池过滤时池内待滤水位，防止水流倒灌。

(2) 进气控制阀至配气配水渠端壁间的进气管段上应接出放气支管，管径为进气管管径的 1/4～1/3，管上应设电磁阀。支管出口高出滤池顶面 50～100mm，管口与水平面夹角 45°～60°。放气支管也可以从配气配水渠进口端壁最高处接出。

(3) 管廊门及通道应能通过最大配件，配件较重时，可考虑设置起重设备。

(4) 管廊内应有良好的防水、排水设施和适当的通风、照明等设施。

9.5.2.11 管(渠)流速

管(渠)设计流速参见表 9-18。

管(渠)流速 表 9-18

名 称	待滤水进水总渠	滤后水总管渠	冲洗水输水管	冲洗空气输气管	排水总渠
流 速(m/s)	0.7～1.0	0.6～1.2	2.0～3.0	10～15	0.7～1.5

9.5.2.12 冲洗强度和冲洗时间

冲洗强度和冲洗时间见表 9-8。

9.5.2.13 冲洗水的供应

冲洗水可由冲洗水泵或冲洗水箱供应。目前，以采用水泵供应较多。

(1) 冲洗水泵扬程及冲洗水箱高度可按公式(9-31)和公式(9-32)计算，其中配水系统水头损失可采用滤头水头损失。

(2) 冲洗水泵房设计要点：

1) 为了适应不同冲洗阶段对冲洗水量的要求，冲洗水泵宜采用二用一备组合，单泵流量按气水同时冲洗时的水冲洗强度确定，在单水冲洗阶段可采用两台水泵并联供水。当采用一用一备组合时，单泵流量应满足不同冲洗条件下最大冲洗强度，同时水泵出水管上应有调节流量的措施。

2) 冲洗水泵的吸水井宜有稳定水位的措施。

3) 冲洗泵房宜与滤池合建。

4) 冲洗水泵的安装应符合泵房设计的有关规定。

(3) 冲洗水箱的设计要点如下：

1) 冲洗水箱容积可按单个滤池冲洗用水量的 2 倍考虑。

2) 水箱顶部应设通气管，管口应设网罩，网罩孔为 14～18 目。当水箱顶板有下垂的梁，且低于最高水位时，梁顶应设气压平衡孔。

3) 冲洗水箱的水深不宜大于 3m。

4) 出水管口应设防止空气进入出水管的装置。

5) 水箱进水量应保证水箱在滤池冲洗间歇时间内充满。

6) 水箱应有溢流、泄空措施。

7) 水箱应设人孔，人孔应封闭严密。

8) 冲洗水箱出水管上应设流量调节装置，并装设压力计。

9.5.2.14　冲洗空气的供应

冲洗空气的供应宜采用鼓风机直接供气，经技术经济分析后认为合理时，亦可采用空气压缩机——贮气罐组合方式供气。

(1) 鼓风机压力计算见第 9.2.3 节。

(2) 鼓风机房设计要点如下：

1) 鼓风机应有备用机组。

2) 输气管应有防止滤池中的水倒灌的措施；水平管段宜有不小于 0.003 的坡度，其最低点设凝结水排除阀；管段应有伸缩补偿措施；输气管上宜装设压力计，流量计。

3) 鼓风机房内的有关配置等设计，应符合有关规范规定。振动和噪声应达到有关部门规定。

4) 机房宜靠近滤池。

9.5.3　运　行　控　制

均粒滤料滤池采用恒水位等速过滤。

当某格滤池冲洗时，进入该格滤池的表面扫洗水量大致与其过滤时的水量相当，因此进入其他各格的过滤水量基本保持不变。

滤池恒水位过滤可以通过调节出水系统阻力来实现。控制过程采用自动控制，不受人为因素影响。控制方式可采用虹吸控制和闸阀控制。

9.5.3.1　虹吸控制系统

滤池出水管采用虹吸布置。虹吸管顶部连接一个空气吸入管，虹吸管的出水流量通过自动调节空气进入量控制虹吸管顶真空度以达到恒定，从而使保持滤池水位的恒定。该系统目前国内应用相对较少。

当滤池水位因滤床堵塞或处理水量增加而上升时，设在池面的“半真空盒”就趋于关闭，使进入虹吸管的空气量减少，以增加出水量，滤池的水位就会下降，恢复至原来水位。相反，当滤池水位下降时，“半真空盒”趋于开启，进入虹吸管的空气增加，使水位上升，恢复至原来水位。虹吸管顶部设有真空表，可显示整个过滤系统的水头损失。

9.5.3.2　闸阀控制系统

闸阀控制系统可分为电动蝶阀控制和气动蝶阀控制，其控制原理类似。该系统目前国内应用较多。

控制系统见图 9-20。出水蝶阀 2 作为一个控制装置，受池内的水位控制，水位通过装有

应变片的薄膜压力传感器 6，提供给具有与滤池水位深度成比例的信号控制系统 5。这个信号与设定水位信号比较，在判断出水位不稳定的方向，并在信号水位和设定水位的偏差值超过±2cm 时，即启动控制单元，打开设置有压缩空气的两个电磁三通阀 4 中的一个，使压缩空气进入气动蝶阀的气缸 3，操作蝶阀 2，使其相应开启或关闭。

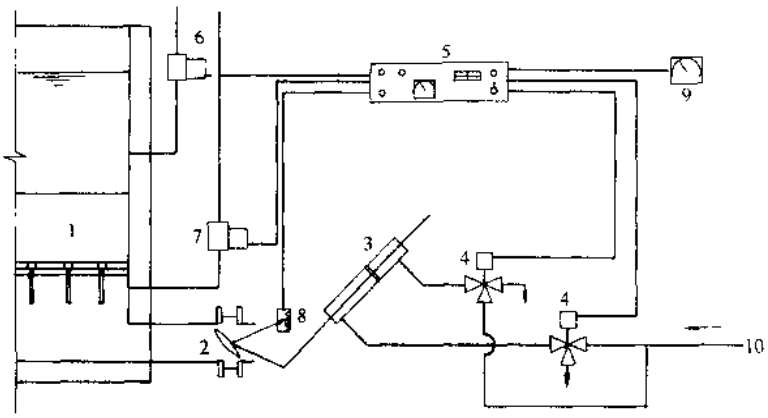


图 9-20 气动碟阀控制系统

1—滤料层；2—滤后水出水阀；3—阀门控制活塞；4—电磁三通阀；5—电动控制单元；6—待滤水压力传感器；7—滤后水压力传感器；8—与阀杆偶联电位计；9—堵塞指示器；10—压缩空气

与蝶阀阀杆偶联的电位计 8，在控制回路中产生一个可调的反馈信号，并在一段时间后逐渐自行消失，随而恢复水位到所设定的位置。

在电动控制单元 5 中，附有一个堵塞显示器，滤层的堵塞状态通过薄膜传感器 7 测定；堵塞显示器安装一个报警装置，可在超出最大堵塞值时报警。此外，还附有一个逐渐起动装置，在反冲洗后的设定时间内开启蝶阀。

滤池的控制元件被全部放在控制柜内，控制柜一般设在管廊上部的控制室内靠近滤池的位置处。或者集中在一个较小的控制室内。

9.5.4 计 算 公 式

均粒滤料滤池的计算及数据见表 9-19。

计算公式及数据 **表 9-19**

计 算 公 式	符号说明及数据
1. 过滤面积： $F=\frac{Q}{vT}$ $T=T_0-t_0$ $f=\frac{F}{N}$	F—滤池总过滤面积(m^2) Q—设计水量(包括水厂自用水量)(m^3/d) v—设计滤速(m/h) T—滤池每日有效工作时间(h) T_0—滤池每日工作时间(h) t_0—每日冲洗过程的操作时间(h) f—单池过滤面积(m^2) N—单池个数(个)

续表

计　算　公　式	符号说明及数据
2. 滤头个数： $n=\beta\frac{f}{f_1}$ $n_1=\frac{n}{f}=\frac{\beta}{f_1}$	n—单池滤头个数(个) f—单池过滤面积(m^2) f_1—每个滤头缝隙面积(m^2)，常见为0.00025～0.00065m^2 n_1—每平方米滤板滤头个数(个)，一般为30～55个/m^2 β—开孔比，约为1.2%～2.4%
3. 滤池高度： $H=H_1+H_2+H_3+H_4+H_5+H_6+H_7$	H—滤池高度(m) H_1—气水室高度(m)，一般为0.7～0.9m H_2—滤板厚度(m)，一般为0.1m H_3—承托层厚度(m)，采用0.05～0.10m H_4—滤料层厚度(m)，一般为1.1～1.2m H_5—滤层上面水深(m)，采用1.2～1.5m H_6—进水系统跌差(m)(包括进水槽、孔洞水头损失及过水堰跌差)，一般为0.3～0.5m H_7—进水总渠超高(m)，一般为0.3m
4. 冲洗水泵扬程： $H_p=9810H_0+(h_1+h_2+h_3+h_4+h_5)$	H_p—水泵扬程(Pa) H_0—排水槽溢流水面至吸水池水面的高差(m) h_1—水泵吸水口至滤池的输水管道的总水头损失(Pa) h_2—配水系统总水头损失(Pa)，主要是滤头的水头损失 h_3—承托层的水头损失(Pa)，取200Pa h_4—滤料层的水头损失(Pa)，取14700Pa h_5—富余扬程(Pa)，取9810～19620Pa
5. 冲洗水箱高度： $H_t=\frac{1}{9810}(h_1+h_2+h_3+h_4)+h_5$	H_t—冲洗水箱最低有效水面至滤池冲洗排水槽顶溢流水面的垂直高度(m) h_1—水箱至滤池的冲洗输水管道的总水头损失(Pa) h_2、h_3、h_4—同冲洗水泵扬程公式 h_5—富余高度(m)，取1～2m
6. 冲洗用鼓风机出口压力： (1) 采用大阻力或长柄滤头先气后水冲洗时： $P=P_1+P_2+KP_3+P_4$ (2) 采用长柄滤头气水同时冲洗时： $P=P_1+P_2+P_4+P_5$	P—鼓风机出口压力(Pa) P_1—输气管道的压力损失(Pa) P_2—配气系统的压力损失(Pa) P_3—配气系统出口至空气溢出面水深(m) K—系数，取10300～10790 P_4—富余压力，取4900Pa P_5—气水室中的冲洗水水压(Pa)

9.6 多层滤料滤池

多层滤料滤池系指滤料层有两层或两层以上的滤池，目前滤料层最多的为三层。

9.6.1 三层滤料滤池

9.6.1.1 滤料的种类与选用

三层滤料滤床，也称反粒度滤床。滤床中大粒径、小密度的滤料在上层；中粒径、中密度的滤料在中间；小粒径、大密度的滤料在下部。滤床的三种滤料平均粒径由上而下逐渐变小，滤床的截泥能力可以得到充分的发挥。

目前，三层滤料滤床组成有两种类型：

第一类，轻质滤料（无烟煤或焦炭）、石英砂、重质滤料。

第二类，轻无烟煤、重无烟煤、石英砂。

第一类使用效果较好，一般均采用第一类型。

（1）滤料种类：三层滤料滤床要求所用的材料必须具有良好的化学稳定性，足够的机械强度和为避免三种不同粒径的滤料混杂所必须的密度要求。

1）大密度滤料：大密度滤料有柘榴石、磁铁矿和钛铁矿等，我国磁铁矿产地多，产量大，因此常选用磁铁矿作重质滤料。

磁铁矿的主要成分为 Fe_3O_4，相对密度为 4.7～4.8，莫氏硬度为 6 左右；磁铁矿夹杂有大理石等成分，可在滤料铺装时用水力分级法去除。

重质滤料加工较困难，但现已有不少单位可供应重质滤料和承托层成品。

2）石英砂：河滩和海滩边的石英砂都可使用。不同产地的石英砂相对密度略有差异，但一般都在 2.65 左右。

3）无烟煤或焦炭：无烟煤用于双层滤料滤池已有不少经验，用于三层滤料滤池也是可行的。要尽可能选用机械强度高；化学性质稳定及密度适当的无烟煤。

1）无烟煤的相对密度，因产地不同而有所不同，三层滤料所用的无烟煤相对密度以 1.4～1.6 为宜。无烟煤的颗粒形状以多面体为佳，片状和针状的无烟煤过滤效果差，容易流失和损耗率大。

2）也可用焦炭作三层滤料滤池的轻质滤料。其相对密度约为 1.4，系从焦炭末中筛选出来 。

（2）滤料粒径：根据备料条件、截泥效果及各层滤料具有的相对最佳冲洗强度确定各层滤料的粒径和厚度。

1）粒径选择的依据为：

① 分层清楚，层间混杂轻微。

② 冲洗时各滤层流化度大致相等。

2）较典型的滤料组成见表 9-20。

3）几座已投产的三层滤料滤池的滤料粒径和厚度见表 9-21。

滤床滤料组成　　表 9-20

层　次	材　料	粒　径(mm)	滤层厚度(mm)	不均匀系数 K_{80}
上	无烟煤	0.8～1.6	450	<1.7
中	石英砂	0.5～0.8	230	<1.5
下	磁铁矿砂	0.25～0.5	70	<1.7

三层滤料滤池实例　　表 9-21

水　厂	滤　料	平均粒径 d_{50}(mm)	厚　度		
			分层厚(mm)	总厚(mm)	(%)
黄石水厂	无烟煤	1.2	420	720	58
	石英砂	0.66	230		32
	磁铁矿	0.36	70		10
凉亭山水厂	无烟煤	1.27	450	750	60
	石英砂	0.58	225		30
	磁铁矿	0.34	75		10
蚌埠二水厂	无烟煤	1.57	440	750	59
	石英砂	0.61	230		31
	磁铁矿	0.39	80		10

9.6.1.2　承托层

(1) 几座已投产的三层滤料滤池的承托层见表 9-22。

承托层的材料及规格　　表 9-22

承托层材料及粒径(mm)		承托层厚度(mm)		
		黄石水厂二号滤池及蚌埠二水厂	黄石水厂四号滤池	凉亭山水厂
磁铁矿	0.5～1		50	50
	1～2	70	50	50
	2～4	60	50	70
	4～8	60	50	70
砾　石	8～16	60	50	100
	16～32			150

注：凉亭山水厂采用三角槽配水系统。

(2) 为了检验承托层的稳定性，对整个承托层进行了有气和无气进水冲洗的两种方法试验，试验结果见表 9-23，试验表明当冲洗强度虽比实际所用数据偏大，并挟带少量小空气泡时，承托层仍是稳定的。

承托层的稳定性试验 表 9-23

粒径(mm)	材料	冲洗时有无空气	冲洗强度[L/(s·m²)]	承托层稳定情况
1～2	磁铁矿	无	最高值 21.0	稳定
1～2	磁铁矿	少量	最高值 20.5	稳定
2～4	磁铁矿	少量	38.4	稳定
4～8	砾石	少量	37.4	稳定
8～16	砾石	少量	45.0	稳定

9.6.1.3 三层滤料滤池设计要点

(1) 三层滤料滤池的设计原则与普通快滤池相同，但由于其滤速高，过滤起始水头损失较大，为了充分发挥其过滤效能，极限水头损失不宜过小，一般采用 2.5～3.0m。

(2) 滤速：与待滤水的水质、水温和工作周期有关。一般按正常滤速设计，并以强制滤速校核。

当滤前水平均浊度为 15NTU，冬季时最低水温不小于 5℃时新建滤池的设计滤速建议采用 18～20m/h。此时，滤后水浊度一般不大于 1NTU，过滤周期约为 8～24h。

(3) 三层滤料滤池的滤料品种选择，应贯彻因地制宜的原则，通过比较确定。设计中，对各层滤料粒径必须严格要求。由于滤料相对密度和含杂质情况往往因产地而异，因此在采用其他地区的经验时，宜做验证性试验。

(4) 由于滤速高，三层滤料滤池不宜采用大阻力配水系统，以免加大过滤起始的水头损失，影响过滤周期。其配水系统的配水均匀度不小于 95%，以保证过滤和反冲洗的均匀性。常用的配水系统有滤砖、三角槽及孔板尼龙网等中阻力配水系统，在开孔面积为滤池面积的 0.6%～0.7%情况下，一般都能保证冲洗的均匀性。

(5) 三层滤料所要求的冲洗强度比单层或双层滤料为高。当水温在 19～28℃时，冲洗强度要求为 16～17L/(s·m²)，冲洗历时 5～7min。滤床总膨胀率以 40%为宜。在排水槽底高于轻质滤料最大膨胀面以及冲洗时基本不含空气泡条件下，轻质滤料无显著流失。

9.6.1.4 计算公式与数据

三层滤料滤池的计算公式和布置原则都与普通快滤池相同。其主要设计数据如下：

(1) 滤速：一般采用 18～20m/h，在常年水温较高地区可取上限。

(2) 冲洗强度：一般采用 16～17L/(s·m²)，冲洗历时为 5～7min。

(3) 滤层膨胀率一般为 35%～40%。

(4) 冲洗前的水头损失最大值一般采用 2.5～3.0m，滤层表面以上水深一般为 1.8～2m。

9.6.1.5 注意事项

(1) 施工安装注意事项：

1) 配水系统的安装：用滤砖作配水系统时，中心滤砖必须紧密地锚固在冲洗渠道的固定顶盖或边墙上，以免冲翻。所有滤砖接头处的接合缝都用木板填塞严密，再用石棉水泥填实；木板及石棉水泥要求在上限冲洗强度下不致冲掉，最后各缝用水泥砂浆封口。滤砖安装灌缝完毕后，逐个清通上层小孔，用上限冲洗强度作反冲洗试验，待孔眼出水正常，各缝牢固不漏水以后，才能开始铺装承托层。其他配水系统安装完毕后，也必须通过反冲洗试验，以

检查质量。

2）承托层的铺装：砾石承托层要由粗到细分别逐级铺装，铺装时必须严格掌握高程和厚薄均匀。铺装时下池人数应尽量少，避免踩乱已铺好的承托层。向池中加料时，要严格防止由于投料的冲击使已铺好的砾石承托层遭到破坏。

磁铁矿承托层的投入，应在池内水位不低于排水槽顶的情况下进行。每层投料完毕后，排水，刮平并校正高程，然后进行反冲洗直至干净为止。以后再自下向上进水，使水位至排水槽顶时，依上法铺装上面的小粒径承托层。

1～2mm 粒径的磁铁矿承托层经过冲洗以后，大理石等杂质上升到磁铁矿的表面，需要刮除干净，以免与上面磁铁矿滤料层混杂。

3）滤料的铺装：

① 承托层铺装完毕以后，由下向上进水，使水位至排水槽顶以上。在整个池面上向水中投入预计数量的大密度滤料，开启排空阀门排水，然后再将滤料大致刮平后进行冲洗。

② 磁铁矿滤料中含有大理石和其他矿石，石英砂中含有云母片等，都要彻底除去，以免引起混杂。铺装滤料要力求分层清楚。在每层滤料装入池中后，进行冲洗，冲洗停止前，应逐渐降低冲洗强度，以完成有效的水力分层，使轻的杂质集中在滤层的表面，以便刮除。刮除杂质的操作，应反复进行多次。每次冲洗以后，刮除表层 0.5～1cm 即可。要注意刮除的分寸，既要把杂质刮除干净，又要防止过度而有损级配。大密度滤料在刮除几次以后，可将滤料表层取出，置于有机玻璃管中，加入经筛选过的石英砂滤料，进行冲洗，观察界面处的混杂情况，确定是否需要再刮以及应刮除的厚度。

③ 石英砂滤料也按上法铺装。

④ 无烟煤滤料上粘附有煤粉，不易脱落。因此，此种滤料层在刮除不合规格的小粒径颗粒以后，还需要用水浸泡数天，然后进行冲洗，刮除煤粉。如无烟煤中含有煤矸石，应先除去后，方可投入池中。

三种滤料事先都可以不经过专门淘洗，而直接加入池中进行冲洗，刮除杂质和粉末。实践证明，这样做既能满足要求，又能减少滤料精选和事先淘洗的工作量。

（2）运行管理注意事项：

1）高滤速运行时，滤池内水位不宜低于排水槽顶，否则会冲坏煤层，影响滤后水质。当滤速超过 30m/h 时，由于进水量大，池内易形成旋流，使煤滤料冲得高低不平，有的坑深可达 30～40cm。在洗砂水槽上安设由木条钉成的整流格栅，可使煤面不平的程度大为减轻。

2）运行过程中因故减少进水量时（如调整水泵、澄清池排泥等），应先关小出水阀门，降低滤速，以保证滤料不露出水面。

3）夹带大量空气冲洗，会造成承托层流化或移动。因此，冲洗时应防止冲洗水泵吸水管进空气，池内冲洗干管上应设排气管。

4）要合适地掌握冲洗强度。长期的冲洗强度过低，会造成滤床积泥，严重时会使滤料胶结，冲洗总膨胀率不应低于 35%。

9.6.2 双层滤料滤池

双层滤料滤池上层一般为无烟煤，下层为石英砂。水流通过由粗到细的滤料层，使大部分悬浮物进入到滤料内部，因此具有截污能力高，出水水质稳定，滤速高，过滤周期较长等优

点。在相同周期情况下，其产水量一般比砂滤池高 30%～50%。

设计要点及数据：

(1) 双层滤料滤池一般采用普通快滤池布置，当采用虹吸滤池型式时，必须保证其冲洗强度和冲洗水头。

(2) 滤速：一般采用 10～14m/h，也可参照邻近水厂运行资料予以调整，在原水低温低浊期长的地区，滤速应适当降低。

(3) 滤料：一般的双层滤料级配见表 9-24。

双层滤料的级配组成　　表 9-24

滤　料	粒　径(mm)	不均匀系数 K_{80}	厚　度(mm)
无烟煤	$d_{max}=1.8$ $d_{min}=0.8$	<2.0	300～400
石英砂	$d_{max}=1.2$ $d_{min}=0.5$	<2.0	400

(4) 冲洗强度：可采用 13～16L/(s·m²)；为防止冲洗时煤粒流失，在全年不同水温时，应使滤层的膨胀率基本相同。因此在一年内，至少在高水温和低水温时应采用两种冲洗强度。

(5) 洗砂排水槽顶距滤层表面高度 H：

$$H=e_1H_1+e_2H_2+2.5x+\delta+0.075 \quad (m) \tag{8-35}$$

式中 H_1——砂层厚度(m)；

H_2——无烟煤厚度(m)；

e_1——砂层膨胀率，$e_1=40\%\sim50\%$；

e_2——无烟煤膨胀率，$e_2=50\%\sim60\%$；

x——槽宽的一半(m)；

δ——槽底厚度(m)。

(6) 最大粒径的选择：根据反冲洗后不混杂的要求，最大无烟煤粒径与最小砂层的粒径比：

$$\frac{d'_{max}}{d_1}=K\frac{2.65-1}{\gamma-1} \tag{8-36}$$

式中 d'_{max}——最大无烟煤粒径(mm)；

d_1——最小砂层粒径(mm)；

2.65——砂的相对密度；

γ——无烟煤的相对密度；

K　不均匀系数，一般采用 1.25～1.5。

上式最大粒径的选择，目的在于确定最恰当的滤料级配。煤的相对密度对粒径比有重要影响。若白煤相对密度为 1.82 时，比值小于 2；白煤相对密度为 1.50 时，比值应小于 3.2。

当级配相同时，使用相对密度小的无烟煤可减少混杂。

9.6.3　接触双层滤料滤池

接触双层滤池系将接触过滤原理用于双层滤料滤池。这种滤池过滤时，水流亦为自上而下。药剂直接投在进滤池前的原水中，不经混凝沉淀（或澄清），滤池同时起着凝聚的作用。因此，水源浊度较低时，可作为综合的一次净水处理构筑物使用。

接触双层滤池适用于进水浊度一般不超过 50NTU 时的一次净化处理。山溪河流水质经常很清，汛期含泥砂量较大，若能采取有效的预处理亦可采用接触双层滤池。

接触双层滤料滤池对原水水质、投药点和投药量均十分敏感。当水进入滤料层时，如絮粒过大则造成滤层堵塞。如絮凝不佳，易穿透滤层，造成出水水质恶化，在生产上较难控制。目前随着水质要求的提高，须慎重考虑是否应在滤前增设沉淀或澄清设施。

接触双层滤池的计算、布置和设计均同双层滤池，以下仅列出不同之处。

9.6.3.1　设计数据

（1）滤速及滤料组成见表 9-25。

接触双层滤池的滤速及滤料组成　　表 9-25

滤料名称	滤料粒径 (mm)	K_{80}	滤料厚度 (mm)	滤速 (m/h)	强制情况下校核滤速 (m/h)
石英砂	d_{min}0.5 d_{max}1.0	1.5	500～700	6～8	8～10
无烟煤	d_{min}1.2 d_{max}1.8	1.3	500～600		

注：当原水浑浊度较高时，滤速宜采用低值。

（2）冲洗强度：一般采用 15～18L/(s·m²)，冲洗时间可采用 6～9min。滤层膨胀率控制在 40%～50%之间。

（3）应考虑采用辅助冲洗设施。

（4）冲洗前的水头损失最大值一般采用 2.5m 左右。

（5）滤层表面以上的水深一般为 2m。

9.6.3.2　设计与运行管理要点

（1）宜采用铁盐作混凝剂。

（2）设计时可考虑在水泵吸水管、出水管或进滤池前多设几个混凝剂投加点，通过实践进行比较。以节省药耗和提高出水水质。

（3）进水浊度如经常超过 50NTU，滤池前应设置沉淀池，以减轻滤池负担，并保证出水水质。

（4）运转时应随时注意进出水水质的变化，以调节混凝剂投加量。

（5）避免间歇运行和突然放大出水阀门。

（6）接触双层滤池目前多用于低浊度水（湖泊水与水库水）的一次净化。

如水中含藻类较多，应在滤前采用除藻措施。湖泊与水库水一般碱度较低。当影响接触凝聚时，需考虑投加石灰等碱类，以调整碱度。

9.7 虹 吸 滤 池

9.7.1 虹吸滤池特点

(1) 虹吸滤池系采用真空系统控制进、排水虹吸管，以代替进、排水阀门。

(2) 每座滤池由若干格组成；采用中、小阻力配水系统；利用滤池本身的出水及其水头进行冲洗，以代替高位冲洗水箱或水泵。

(3) 滤池的总进水量能自动均衡地分配到各单格，当进水量不变时各格均为等速过滤。

(4) 滤过水位高于滤层，滤料内不致发生负水头现象。

(5) 虹吸滤池平面布置有圆形和矩形两种，也可做成其他形式(如多边形等)。在北方寒冷地区虹吸滤池需加设保温房屋；在南方非保温地区，为了排水的方便，也有将进水、排水虹吸管布置在虹吸滤池外侧。

给水排水标准图的布置形式见图 9-21。

9.7.2 设 计 要 点

虹吸滤池的进水浊度、设计滤速、强制滤速、滤料、工作周期、冲洗强度、膨胀率等均参见普通快滤池的有关章节。此外，在设计虹吸滤池时，还应考虑以下几点：

(1) 虹吸滤池适用的水量范围一般为 15000～50000m^3/d。单格面积过小，施工困难，且不经济；单格面积过大，小阻力配水系统冲洗不易均匀。目前国内已建虹吸滤池单格最大面积达 133m^2。

(2) 选择池形时一般以矩形较好。

(3) 滤池的分格分组应根据生产规模及运行维护条件，通过技术经济比较确定。通常每座滤池分为 6～8 格，各格清水渠均应隔开，并在连通总清水渠的通路上装设盖阀或闸板或考虑可临时装设闸阀的措施，以备单格停水检修时使用。

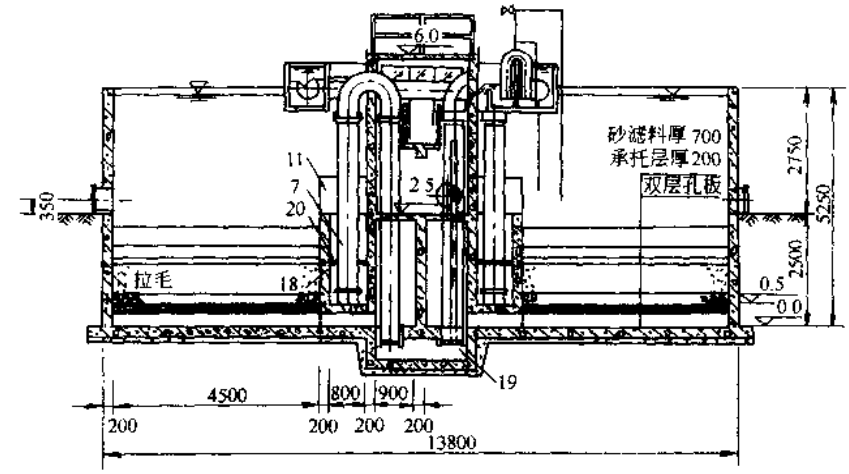
(4) 虹吸滤池采用中、小阻力配水系统。为达到配水均匀，水头损失一般控制在 0.2～0.4m。配水系统应有足够的强度，以承担滤料和过滤水头的荷载，且便于施工及安装。目前常用的中、小阻力配水型式和设计见第 9.2 节。

(5) 真空系统：一般可利用滤池内部的水位差通过辅助虹吸管形成真空，代替真空泵抽除进、排水虹吸管内的空气形成虹吸，形成时间一般控制在 1～3min。虹吸形成与破坏可利用水力实现自动控制，也可采用真空泵及机电控制设备实现自动操作。

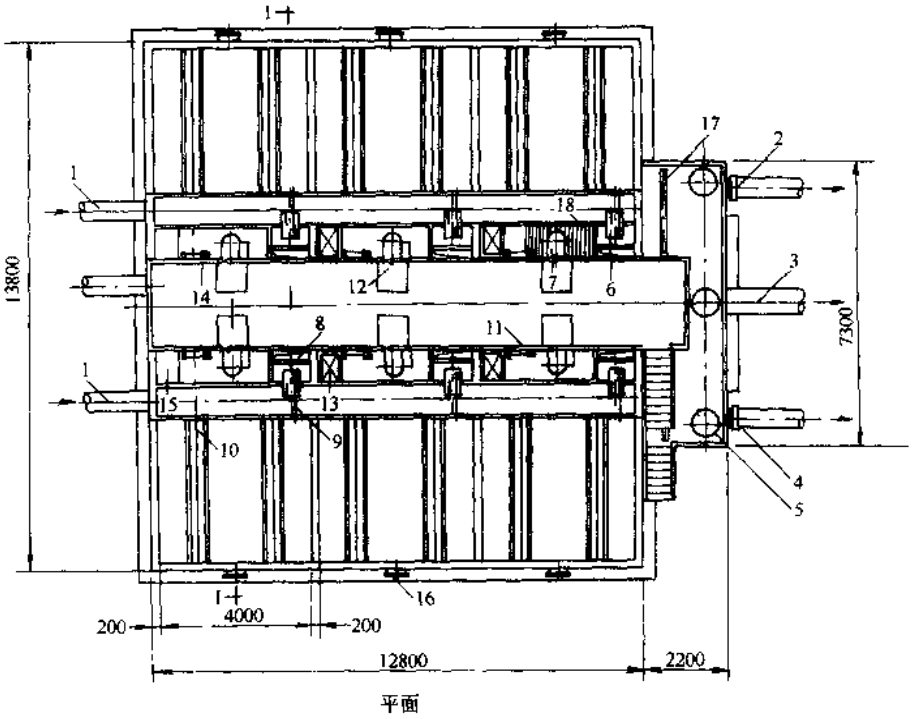
(6) 虹吸管按通过的流量确定断面。一般多采用矩形断面，也可用圆形断面。水量较小时可用铸铁管，水量较大时宜采用钢板焊制。虹吸管的进出口应采用水封，并有足够的淹没深度，以保证虹吸管正常工作。

(7) 进水渠两端应适当加高，使进水渠能向池内溢流。各格间隔墙应较滤池外周壁适当降低，以便于向邻格溢流。

(8) 在进行虹吸滤池设计时，应考虑各部分的排空措施；在布置抽气管时，可与走道板栏杆结合；为防止排水虹吸管进口端进气，影响排水虹吸管正常工作，可在该管进口端上部设置防涡栅；清水出水堰及排水出水堰应设置活动堰板以调节冲洗水头。



1—1



平面

图 9-21　1000m³/h 虹吸滤池

1—进水管；2—出水管；3—排水管；4—出水管；5—人孔；6—进水虹吸管；7—排水虹吸管；8—配水槽；9—进水槽；10—洗砂排水槽；11—水位接点；12—钢盖板；13—计时水槽；14—钢栅栏杆；15—走道板；16—出砂孔短管；17—清水堰板槽；18—防涡栅；19—排水渠；20—排水集水槽

9.7.3 计算公式及数据

虹吸滤池的计算公式及数据如下：

计算公式	符号及说明与设计数据
1. 滤池面积： $F=\frac{\frac{24}{23}Q}{v}$ 滤池工作按每日 23h 计 $Q=1.05Q_1$ (5%为自用水量) $f=\frac{F}{N}$ $f=BL$	F—滤池总面积(m^2) Q—滤池处理水量(m^3/h) Q_1—净产水量(m^3/h) v—设计滤速(m/h)，取 8～12m/h f—单格面积(m^2)，取<50m^2 N—格数(个)取 6 个以上 B—单格宽度(m) L—单格长度(m)
2. 进水虹吸管： $Q_2=\frac{Q}{N-1}$ $\omega_1=\frac{Q_2}{3600v_1}$ $h_4=h_{f1}+h_{f2}$ $h_{f1}=\Sigma\xi\frac{v_2^2}{2g}\times1.2$ (1.2 为考虑矩形断面系数) $h_{f2}=\frac{v_2^2}{C^2R}L$ 以上计算应以$\frac{Q}{N-2}$进行校核	Q_2—虹吸管进水量(当一格冲洗时)(m^3/h) ω_1—断面面积(m^2) v_1—进水流速(m/s)，取 0.4～0.6m/s h_4—进水虹吸管水头损失(m) h_{f1}—进水虹吸管局部水头损失(m) h_{f2}—进水虹吸管沿程水头损失(m) $\Sigma\xi$—局部阻力系数和 v_2—事故进水流速(m/s) C—谢才系数 R—水力半径(m) L—虹吸管长度(m)
3. 滤板水头损失： $v_3=\frac{qf}{1000\omega_2}$ $\omega_2=\frac{fa}{100}$ $h_3=\frac{v_3^2}{\mu^2 2g}$	v_3—滤板孔眼流速(m/s) ω_2—滤板孔眼面积(m^2) q—冲洗强度[L/(s·m^2)]，取 13～15L/(s·m^2)或 15～20L/(s·m^2)(双层滤料) a—开孔比(%) h_3—滤板水头损失(m) μ—孔口流量系数 0.65～0.79。
4. 排水虹吸管： $\omega_3=\frac{qf}{1000v_4}$	ω_3—断面面积(m^2) v_4—排水虹吸管流速(m/s)，取 1.4～1.6m/s
5. 滤池高度(见图 9-22)： $H=H_0+H_1+H_2+H_3+H_4+H_5+H_6+H_7+H_8+H_9+H_{10}$	H—滤池高度(m)，取 5.2～6.0m H_0—集水室高度(m)，取 0.3～0.4m H_1—滤板厚度(m)，取 0.1～0.2m H_2—承托层厚度(m)，取 0.2m H_4—滤料厚度(m)，取 0.7～0.8m H_4—洗砂排水槽底至砂面距离(m) H_5—洗砂排水槽高度(m) H_6—洗砂排水槽堰上水头(m)0.05～0.10m H_7—冲洗水头(m)，取 1.0～1.2m H_8—清水堰上水头(m)，取 0.1～0.2m H_9—过滤水头(m)，取 1.5m 或以上 H_{10}—滤池超高(m)，取 0.3m

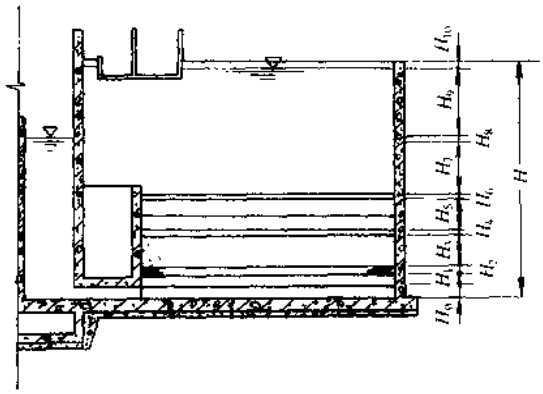


图 9-22　滤池高度示意

9.7.4　水力自动控制

9.7.4.1　虹吸系统工作过程(见图 9-23)

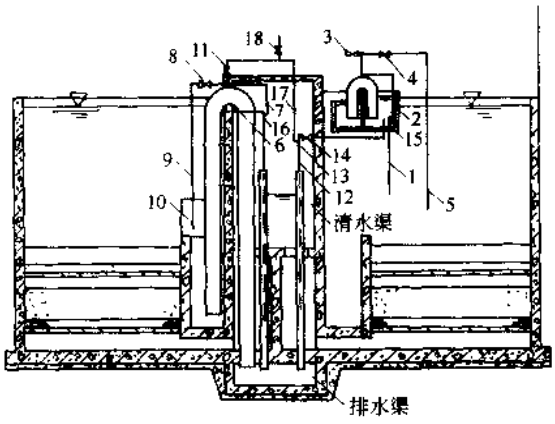


图 9-23　水力自动控制示意

1—辅助虹吸管;2 -抽气管;3 —强制破坏阀门;4—破坏管封闭阀门;5—破坏管;6- -辅助虹吸管;7—抽气管;8　计时调节阀门;9　破坏管;10—计时水槽;11—强制操作阀门;12—强制辅助虹吸管;13—抽气三通;14- -强制辅助虹吸管阀门;15—抽气三通;16—抽气三通;17—抽气管;18- -强制破坏及备用抽气阀门

(1) 水力自动控制:

1) 冲洗形成:在滤池一个滤程的后期,滤池内水位升高,排水辅助虹吸管 6 的进口被淹没,水由辅助虹吸管 6 流到排水渠时,在抽气三通 16 处形成负压,把排水虹吸管内空气不断抽走,排水虹吸管内水位即较快地上升,形成虹吸排水。当排水后,滤池内水位迅速下降,降到接近排水槽上口时,清水即通过配水系统穿过滤层向上流动,开始形成冲洗。

2) 停止进水:排水虹吸形成后,滤池内水位迅速下降,当降到进水虹吸破坏管 5 的管口以下后,空气进入进水虹吸管,虹吸被破坏,即停止进水。

3) 停止冲洗:排水虹吸管形成虹吸后,滤池内水位下降到计时水槽 10 的上沿时,槽内的水被破坏管 9 吸出水位下降,经一定时间(可调阀门 8),破坏管 9 的管口露出,空气进入排水虹吸管,虹吸被破坏,冲洗停止。

4）恢复进水：冲洗停止后，滤池内水位逐渐回升，当水位淹没进水虹吸破坏管 5 的下口时，进气口被封住。由于进水辅助虹吸管 1 及抽气三通 15 的作用，将进水虹吸管内的空气不断抽走，又形成虹吸，从而恢复进水。

（2）强制操作：

1）强制虹吸每组滤池设一套抽气装置，接到各排水虹吸管的抽气管上，当任一滤池在任何水位的情况下需要冲洗时，只需打开强制辅助虹吸管上的阀门 14 及 11，就可以使排水虹吸管形成虹吸，进行冲洗。冲洗停止后应关闭阀门 14 及 11，而进水虹吸在一般情况下都能自动形成虹吸。

如需强制虹吸时，可用胶管临时将强制虹吸与进水虹吸抽气管连通，并同时打开阀门 18 及 3。当进水虹吸形成后，应关闭阀门 18 及 3。

2）强制破坏：打开阀门 3 使进水虹吸破坏。打开阀门 11，18 关闭阀门 14 使排水虹吸破坏。

此外还设置了冲洗计时调节阀门 8，可用来调节冲洗历时。

3）空池开始运行：向配水槽注水，使进水虹吸管形成水封。关闭阀门 4，进水虹吸管即形成虹吸，开始工作，当滤池正常工作后，再打开阀门 4。

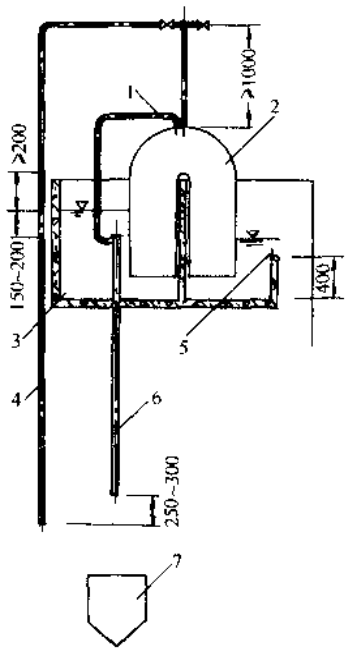


图 9-24 进水虹吸系统安装示意
1—抽气管；2—进水虹吸管；3—进水渠；4—破坏管；5—出水堰；6—辅助虹吸管；7- 洗砂排水槽

9.7.4.2 安装方式及推荐数据

（1）进水虹吸部分见图 9-24。

1）辅助虹吸管：

ⅰ. 孔板三通见图 9-25 抽气性能较好，构造简单。孔板的最佳缩孔比一般可取 0.66（按标准丁字管（三通）$DN50\times DN20$ 内径计算）

ⅱ. 孔板丁字管（三通）应设在辅助虹吸管顶端。

ⅲ. 辅助虹吸管应垂直安装，出口对洗砂排水槽，初始工作状态应为大气出流。

ⅳ. 管径一般选用 $DN50$。单格面积较小时管径可减小，但不宜小于 $DN40$（参见表 9-26）。

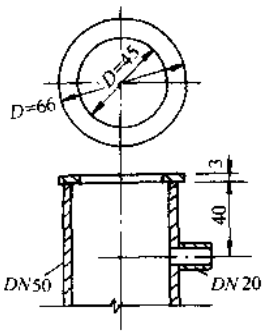


图 9-25 孔板丁字管（三通）大样

辅助虹吸管管径与真空度关系 表 9-26

管 径 (mm)	管 长 L(m)	抽气量 (L/s)	真空度 (mmH_2O)
50	3.0	4.6	1300
	2.3	3.8	1100
	1.8	3.2	1100
40	3.0	2.1	780
	2.3	2.0	750
	1.8	1.9	680

2）抽气管：一般采用 $DN15\sim DN20$，管路应尽量短且弯头少。

3）破坏管：一般采用 $DN15\sim DN20$，破坏时间 30～40s。

（2）排水虹吸部分如图 9-26 所示。

1）辅助虹吸管：

ⅰ. 为避免因虹吸管内存有压缩空气而使辅助虹吸管进口出不了水，应将辅助虹吸管进口（图 9-26 中 A 点）适当降低，其值应根据调试确定。

ⅱ. 出口设在排水井固定堰堰顶以下 0.1～0.15m 处，如排水渠为承压式应另加套管并伸入排水渠内 0.1m 以防进气。

ⅲ. 抽气三通应装在辅助虹吸管垂直段的顶端。

ⅳ. 管径一般采用 $DN50$。

2）抽气管一般采用 $DN15\sim DN20$。

3）破坏管一般采用 $DN20\sim DN25$，管长以计时水箱位置而定。

4）计时水箱作为冲洗计时之用。采用破坏管直接抽吸计时水箱内的水量的方法，该方式较为安全可靠，但体积较大，较笨重，也可采用其他方法，如水箱排水法（可减小水箱体积，但排水口易堵塞）。

（3）强制虹吸：用孔板丁字管（三通）可代替压力水系统，全池（六格或八格）可共用一套强制辅助虹吸系统见图 9-27。

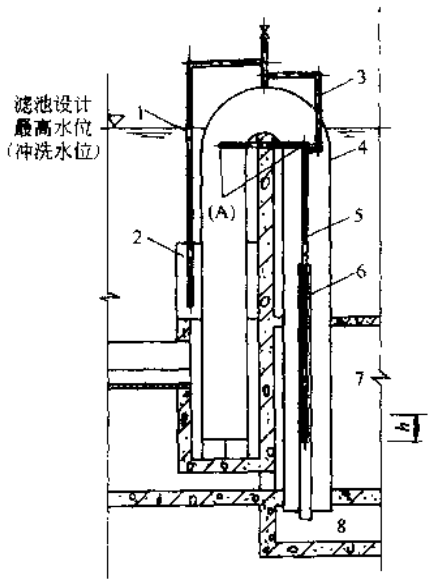


图 9-26　排水虹吸系统安装示意
1—破坏管；2—计时水箱；3—抽气管；4—排水虹吸管；5—辅助虹吸管；6—套管；7—清水渠；8—排水集

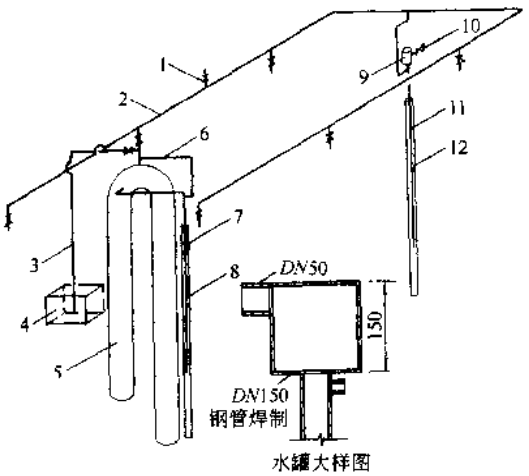


图 9-27　强制虹吸系统示意
1—强制破坏管；2—强制虹吸联络管；3—破坏管；4—计时水箱；5—排水虹吸管；6—抽气管；7—辅助虹吸管；8—套管；9—水罐；10—接进水渠；11—强制虹吸辅助管；12—套管

9.7.4.3　安装及运转注意事项

（1）水力自动控制系统的各种管道，安装后应进行气密试验，气密试验压力为 50kPa。

（2）阀门以采用球阀为好，严防漏气。

（3）当水力自动控制系统在室外且有冰冻可能时，应采取防冻措施。

(4) 有藻类滋生的地区应注意经常检查清通管道,以防堵塞。

(5) 在正常情况下至少一年应进行一次保养(清通辅助虹吸管道内的藻类或污垢,清理计时水箱内的积泥,对管道等进行防腐工作)。

9.8 重力式无阀滤池

重力式无阀滤池用于工矿企业及城镇的中小型水厂。滤前水应经混凝沉淀或澄清处理。

9.8.1 工 作 特 点

来水由进水管送入滤池,经过滤层自上而下进行过滤,滤后清水从连通管进入清(冲洗)水箱内贮存。水箱充满后,水从出水槽溢流入清水池,如图 9-28 所示的过滤状态。

滤池运行中,滤层不断截留悬浮物,滤层阻力逐渐增加,促使虹吸上升管内的水位不断升高。当水位达到虹吸辅助管管口 C 时,水自该管中落下,并通过抽气管不断将虹吸下降管中的空气带走,使虹吸管内形成真空,发生虹吸作用,则水箱中的水自下而上地通过滤层对滤料进行反冲洗。此时滤池仍在进水,反冲洗开始后,进水和冲洗排水同时经虹吸上升管、下降管排至排水井排出,如图 9-29 所示反冲洗状态。

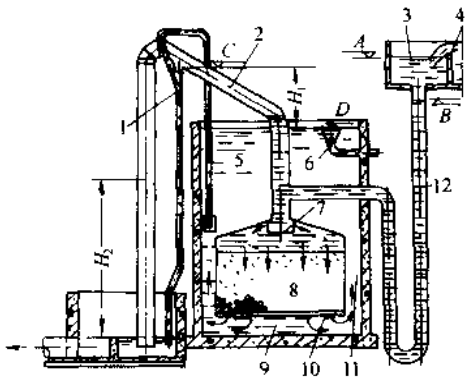


图 9-28 过滤状态

1—辅助虹吸管;2—虹吸上升管;3—进水槽;4—分配堰;5—清水箱;6—出水管至清水池;7—挡板;8—滤池;9—集水区;10—格栅;11—连通管;12—进水管

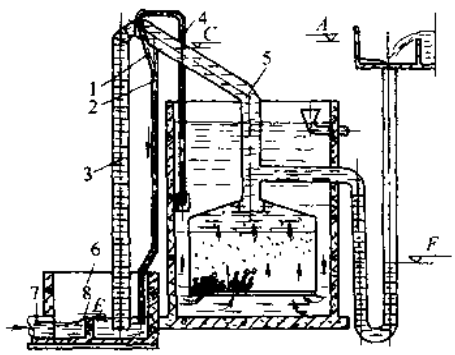


图 9-29 反冲洗状态

1—抽气管;2—虹吸辅助管;3—虹吸下降管;4—虹吸破坏管;5—虹吸上升管;6—排水井;7—排水管;8—水封堰

9.8.2 设 计 要 点

(1) 进水系统:

1) 当滤池采用双格组合时,进水箱可兼作配水用(又称进水分配箱)为使配水均匀,要求两堰口的标高、厚度及粗糙度尽可能相同。堰口设置标高较为重要,可按下述关系式确定:

堰口标高=虹吸辅助管管口标高 C+进水管及虹吸上升管内各项水头损失+保证堰上自由出流的高度(10~15cm)

每格分配箱大小一般为 0.6m×0.6m~0.8m×0.8m,见图 9-30。

2）为防止虹吸管工作时，因进水中带入空气而可能产生提前破坏虹吸现象，应采取下列措施：

① 在滤池将冲洗前，进水分配箱内应保持有一定的水深，一般考虑箱底与滤池冲洗水箱平。

② 进水管内流速一般采用 0.5～0.7m/s。

③ 为安全起见，进水管 U 形存水弯的底部中心标高可放在排水井井底标高处。

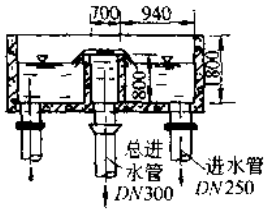


图 9-30　进水槽

3）进水挡板直径应比虹吸上升管管径大 10～20cm，距离管口 20cm。

（2）滤水系统：

1）顶盖的作用是将冲洗水箱的清水与滤层上部的待滤进水隔开，故要求上下不能漏水。顶盖面与水平面间夹角为 10°～15°，以利于反冲洗时将排水汇流至顶部管口，经虹吸管排出。

2）浑水区高度（不包括顶盖锥体部分高度）一般按反冲洗时滤料层的最大膨胀高度，再适当增加 10cm 安全高度确定。

3）滤料层的粒径及厚度一般为：

单层滤料：砂、粒径 0.5～1.0mm，厚度 700mm。

双层滤料：无烟煤、粒径 1.2～1.6mm，厚度 300mm；砂、粒径 1.0～0.5mm，厚度 400mm。

4）支承层的材料和组成与配水方式有关，可参考表 9-27。

配水方式与支承层材料组成　　表 9-27

配水方式	支承材料	粒径(mm)	厚度(mm)
滤板	粗砂	1～2	100
格栅	卵石	1～2 2～4 4～8 8～16	80 70 70 80
尼龙网	卵石	1～2 2～4 4～8	每层 50～100
滤帽(头)	粗砂	1～2	100

注：采用卵石外形最好呈球形，尽量避免片状。

（3）配水系统：

1）由于冲洗水箱位于滤池顶部，冲洗水头不高，故配水系统均采用小阻力系统。

2）常用的配水形式有以下四种：豆石滤板、格栅、平板孔式、滤头（详见 9.2 节）。

3）集水区有时亦称为配水室。要具有一定高度，使冲洗配水均匀，一般可采用 30～50cm（面积大时，采用较大值）。

4）出水管管径一般同进水管。

(4) 冲洗系统：

1) 冲洗水箱：重力式无阀滤池的冲洗水箱置于滤池顶部，水箱容积按一个滤池冲洗一次所需的水量确定。如采用双格滤池组合共用一个冲洗水箱，则水箱高度可降低一半，但由于高度减少，冲洗强度相应也有所减低，应进行水力核算。

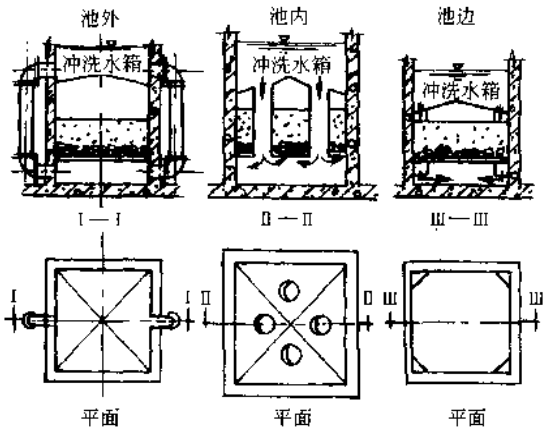


图 9-31 连通管布置形式

2) 连通管的作用是在过滤时将滤后清水送入冲洗水箱，冲洗时将冲洗水送入滤池，其形式、大小应该满足水头损失和布水均匀的要求，目前各种布置大致见图 9-31。

3) 虹吸管一般采用形成虹吸较快的向上锐角布置形式，管口 C 是虹吸作用的控制高程，当虹吸上升管内水位达到虹吸辅助管管口 C 时，滤池进入冲洗阶段。C 与冲洗水箱最高水位 D 之间的高差 H_1，即等于期终允许水头损失值(见图 9-28)。虹吸管管径取决于冲洗水箱平均水位与排水井水封水位的高差 H_2，和冲洗过程中平均冲洗强度下各项水头损失值的总和。虹吸下降管管径应比上升管管径小 1～2 级。

4) 采用虹吸辅助管(如图 9-32 所示)，可减少虹吸形成过程中水量流失，加速虹吸形成。当虹吸上升管内水位达到虹吸辅助管管口 C 后，水流即自辅助管内垂直下降，由于流速极高，形成负压，使抽气管抽气，加速虹吸形成。

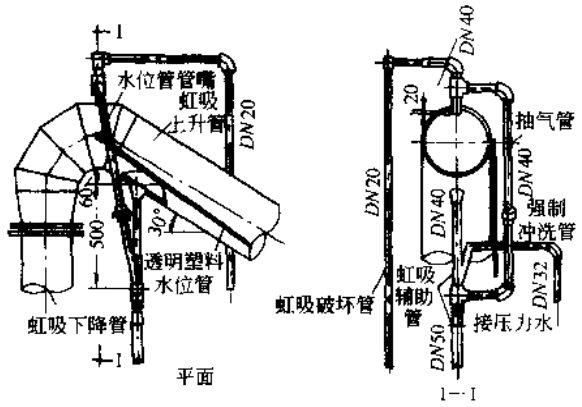


图 9-32 虹吸辅助管

5) 当冲洗结束时，通过虹吸破坏管进入空气，使虹吸破坏，冲洗停止。虹吸破坏管管径不宜过小，以免虹吸破坏不彻底，但管径过大也会造成较多水量流失，管径一般采用 15～20mm。为延长虹吸破坏管进气时间，使虹吸破坏彻底，在破坏管底部可加装虹吸小斗，见图 9-33。

6) 无阀滤池的冲洗是全自动的，有时因管理上的需要，在滤池水头损失还没有达到最

大值时就需要冲洗，为此需设有强制冲洗器，见图 9-34。强制冲洗器是利用压力水造成辅助管内产生负压，通过抽气管的作用形成虹吸。

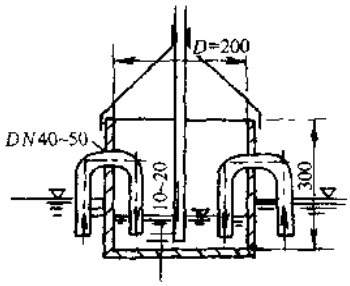


图 9-33　虹吸破坏小斗

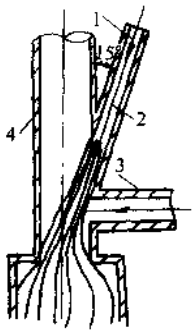


图 9-34　强制冲洗

1- 压力水；2—叉管；3- 抽气管；4—虹吸辅助管

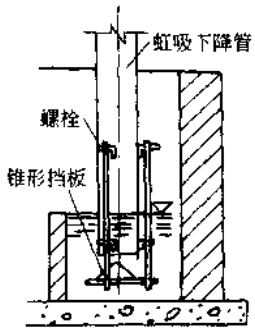


图 9-35　冲洗强度调节器

7）冲洗强度调节器是设置在虹吸下降管口下部的锥形挡板，见图 9-35。调整挡板与管口的间距即可控制冲洗强度。

8）排水井：除排泄冲洗水外，兼作虹吸下降管管口的水封井，排水井水封水位决定于虹吸水位差 H_2。

9.8.3　计算公式及数据

无阀滤池计算公式及数据如下：

计　算　公　式	符　号　说　明　与　数　据
滤池面积： $F=1.04\times\frac{Q}{v}$（考虑冲洗水量 4%） 集水区高度：按公式(9-2)计算 冲洗水箱高度（双格组合时）： $H_{箱}=\frac{60Fqt}{2\times1000F'}$ $F'=F+f_2$	F—滤池净面积（m^2） Q—设计水量（m^3/h） v—滤速（m/h），按“规范”采用 $H_{箱}$—冲洗水箱高度（m） q—冲洗强度，采用 15L/（s·m^2） t—冲洗历时，采用 5min F'—冲洗水箱净面积（m^2） f_2—连通渠及斜边壁厚面积（m^2）

9.9　移动罩滤池

移动罩滤池是由若干滤格组成，设有公用的进水出水系统的滤池。每滤格均在相同的变水头条件下，以阶梯式进行降速过滤，而整个滤池又在恒定的进、出水位下，以恒定的流量进行工作。

移动罩滤池的布置见图 9-36。

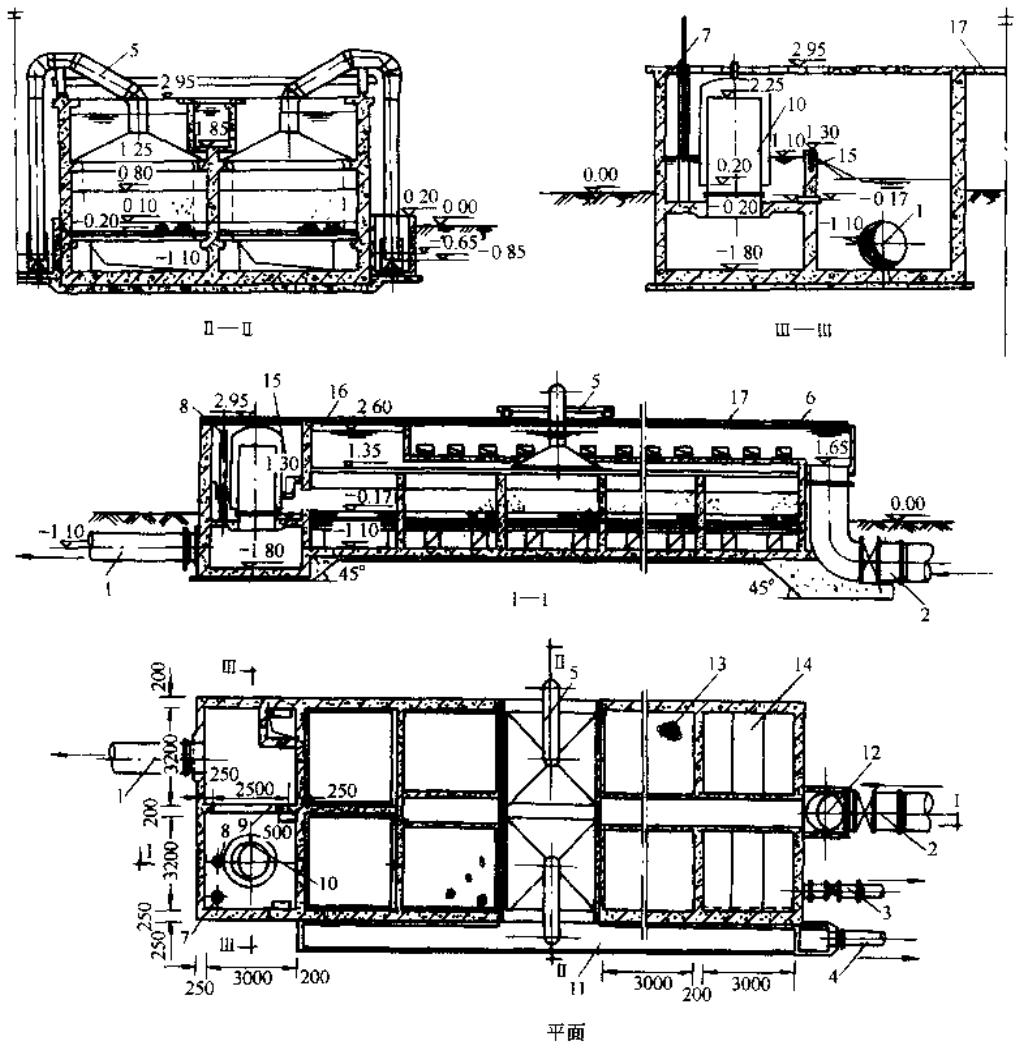


图 9-36 某水厂 5 万 m^3/d 虹吸式移动罩滤池布置

1—DN800 出水管；2—DN800 进水管；3—DN400 放空管；4—DN400 排水管；5—虹吸式移动罩设备；6—轨道；7—DN150 堰前水位尺；8—DN150 泄气管；9—溢水堰；10—DN950/DN1300 套管式虹吸出水管；11—排水槽；12—进水斗；13—尼龙网 50 目/英寸二层；14—滤板；15—调节堰板；16—水位恒定器；17—走道板

9.9.1 设 计 要 点

9.9.1.1 滤池分格面积与分格数

(1) 移动罩滤池的分格数应根据过滤总水量、反冲洗形式、地形条件和检修的可能性，经过技术经济比较后选定。如检修时不得中断出水，移动罩滤池至少应分成能独立工作的二组。

(2) 最多的滤格数 n 应不大于：

$$n<\frac{60T}{t+S} \tag{9-37}$$

式中　T　　总过滤周期(h)；

t——各滤格的冲洗时间(min)；

S——移动罩体在两滤格之间运行及移动的时间(min)。

(3) 滤格面积：

1) 泵吸式移动罩滤池的滤格面积受到水泵流量与扬程的限制，应根据技术经济比较确定，一般不宜太大，在 1～10m² 之间。

2) 虹吸式移动罩滤池的滤格面积可稍大，目前我国最大的滤格面积为 10m²。

9.9.1.2　进水布置

进水布置应尽量避免水流的转弯、造成紊流和冲刷砂层。

在大中型水厂中，为了检修及运转调度方便，移动罩滤池均分成二组以上，因而在设计上必须考虑各组水量的分配均匀。由于水厂的出水量随着季节的变化而变化，所以在设计时也应考虑小水量时，进、出水位的相应变化。

一般进水布置有下列几种：

(1) 堰板出流：是最简单的均分流量的方法，但不适用于进水总流量变化较大的移动罩滤池。

(2) 淹没孔式进水：淹没孔的进水流速应小于 0.5m/s。这种形式较简单，也容易布置，但容易冲动进水端的滤料层，造成水质恶化。

(3) 中央渠进水(见图 9-36、37)：在滤池上部设置中央进水渠，均匀地将进水量分配到各滤格上，目前设计的大型移动罩滤池均采用这种形式。

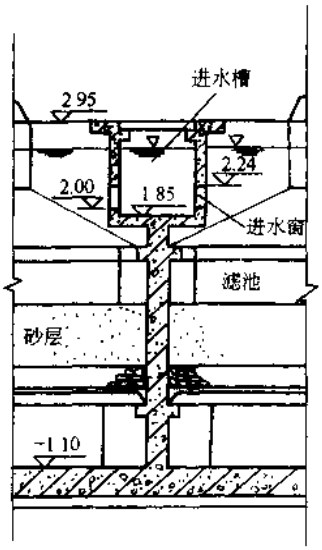


图 9-37　淹没孔式进水

9.9.1.3　滤水系统

(1) 滤料层：粒径与厚度可参照普通快滤池。

(2) 支承层：粒径与厚度可参照重力式无阀滤池。

(3) 配水系统：一般采用钢板或钢筋混凝土穿孔板的小阻力配水系统。孔板的开孔比控制在 1.0%～1.2%，孔板上铺 30 目/英寸及 40 目/英寸的尼龙网二层，这种配水系统的缺点是尼龙网遇含氯量高的水容易老化，配水系统也可采用三角形内孔二次配水滤砖。

(4) 集水区：集水区高度按每滤格的大小、水流方向，经过计算确定，一般采用 40～70cm；滤格面积小，采用小值；滤格面积大，采用大值。

9.9.1.4　出水系统

移动罩滤池的出水系统采用带有水位稳定器的虹吸出水管。由于滤池出水堰口标高固定，因此池水位将随滤层阻塞程度不同而变化，为了保持池水位的稳定，需装设水位稳定器，通过进入虹吸管空气量的不同，使滤池水位固定。

(1) 出水虹吸管中的水流速度采用 1.0～1.5m/s。

(2) 出水堰口标高、按滤池期终水头损失及虹吸管中的阻力损失计算确定，一般采用滤

池水位与出水堰口高程差为 1.2～1.5m。

(3) 出水虹吸管管顶高程(指下口)应严格控制,一般可低于池水位约 10cm。

(4) 出水虹吸管:常用的有见图 9-38 的两种布置形式。为了保持滤池水位稳定,在出水虹吸管顶(上口)需装设如图中所示的水位控制器,水位控制器计算详见给水排水设计手册第 9 册《专用机械》。

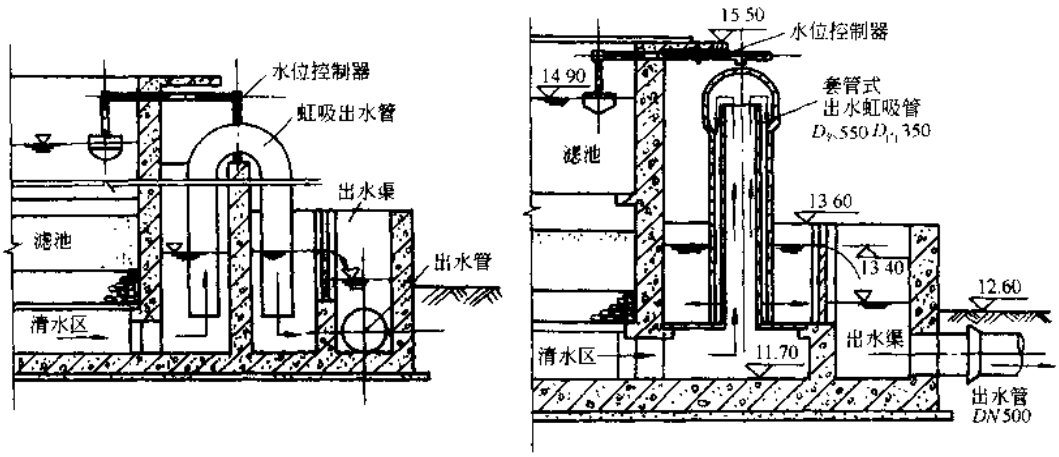


图 9-38 水位稳定器示意

(a)管径小于 200mm 的出水虹吸管;(b)管径大于 300mm 的套管式出水虹吸管

9.9.1.5 滤池冲洗周期及自控系统

(1) 移动罩滤池各滤格的冲洗程序应采用等时间间隔冲洗。

(2) 自控冲洗系统:移动罩滤池反洗设备应配以自动控制系统,达到运行自动化。

9.9.2 计算公式及数据

移动罩滤池的计算公式及数据如下:

计 算 公 式	符号说明与数据
1. 滤池总面积: $F=\frac{1.05Q}{v_{平}}$ (考虑 5%冲洗水量)	F—滤池总面积(m^2) Q—净产水量(m^3/h) $v_{平}$—平均设计滤速(m/h)
2. 每滤格净面积: $f=\frac{F}{n}$	f—滤格面积(m^2) F—滤池总面积(m^2) n—滤格数
3. 反冲洗流量: $q=fI$	q—反冲洗流量(L/s) I—反冲洗强度[L/(s·m^2)],一般采用 15L/(s·m^2)
4. 滤池内水位与出水槽堰板顶高差 H_t	H_t—取 1.2～1.5m
5. 堰板顶高程与排水井水位差 H_h	H_h—通过排水虹吸管计算确定
6. 出水虹吸管流速 v_1	v_1——一般采用 0.9～1.3m/s
7. 反冲虹吸管流速 v_2	v_2——一般采用 0.7～1.0m/s
	以下计算从略:有关滤池计算见普通快滤池;有关虹吸管计算见无阀滤池

9.10 微　滤　机

微滤机是利用微孔滤网进行固液分离的机械过滤装置。其过滤机理主要为机械筛滤作用，在一定条件下也有吸附及生物降解作用。

9.10.1 构造及特点

9.10.1.1 微滤机构造

微滤机有鼓筒形、圆盘形、翼形移动带式、自动压力式等多种形式，以鼓筒形应用较广。

微滤机构造见图 9-39。

滤网是微滤机净水性能的关键部分。

(1) 滤网用不锈钢丝织成，保证了滤网有足够机械强度、柔软性、光洁性、化学稳定性和过水流通性。务使滤网运转时间较长，减少更换次数。

(2) 滤网的编织方式有席网、斜纹网与平网三种：席网与斜纹网编织时经丝保持平直而纬丝呈波浪形，其屈曲程度比平网为陡，厚度比平网大。水流必须经过折流才能通过，这样隔滤效果较好。平网是水流垂直通过网平面。

湖南大学机电工厂制造的微滤机型号及规格见表 9-28。

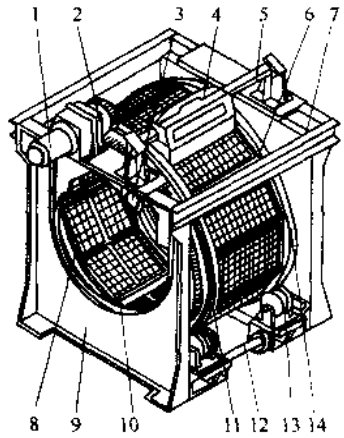


图 9-39　微滤机构造

1—带有减速传动箱的变转数电机；2—驱动轮；3—冲洗水出口；4—冲洗水防护罩；5—冲洗水管；6—滤网框架；7—机架；8—转鼓密封圈；9—进水端机架；10—滤网；11—支撑和原动滚圈；12—底盘架；13—转鼓导轮；14—支撑和随动滚圈

微滤机型号及规格　　表 9-28

型　号	滤筒规格 (直径×宽度)(mm)	过滤面积 (m^2)	滤网规格 (孔/英寸^2)	滤筒转速 (r/min)	日产水量 (m^3)
W 30	300×300	0.28	100×700	1～4	250～300
W 50	500×500	0.78			900～1100
W 100	1000×1000	3.14			4000～4200
W 150A	1500×1500	7.06			9000～11000
W 150	1500×2000	9.42			12000～15000
W 200	3000×2000	12.56			10000～20000
W 300	3000×3000	28.26			36000～40000

W150 型微滤机由支架、滤筒、减速器和电器设备等四部分组成。

W 型微滤机设备的主要特点：

(1) 滤网做成组合件，滤网组合件由过滤网、保护网、不锈钢框架组成。便于装拆清洗，为使用带来很大方便。

(2) 采用可控硅转差离合器控制装置，实现无级调速，范围为 0～4r/min。

(3) W150A 型和 W150 型微滤机的区别是滤筒采用四点支承周边回转，属滚动式。它的特点是机器各个部分都总装在一起，整体机动性能好，适用于临时性工程或特殊的环境。整个装置可成套供应。因此可减少土建费用，缩短安装时间。

9.10.1.2 微滤机装置布置

微滤机装置的基本组成包括进出水、过滤、冲洗、传动及支撑等，其车间布置见图 9-40。

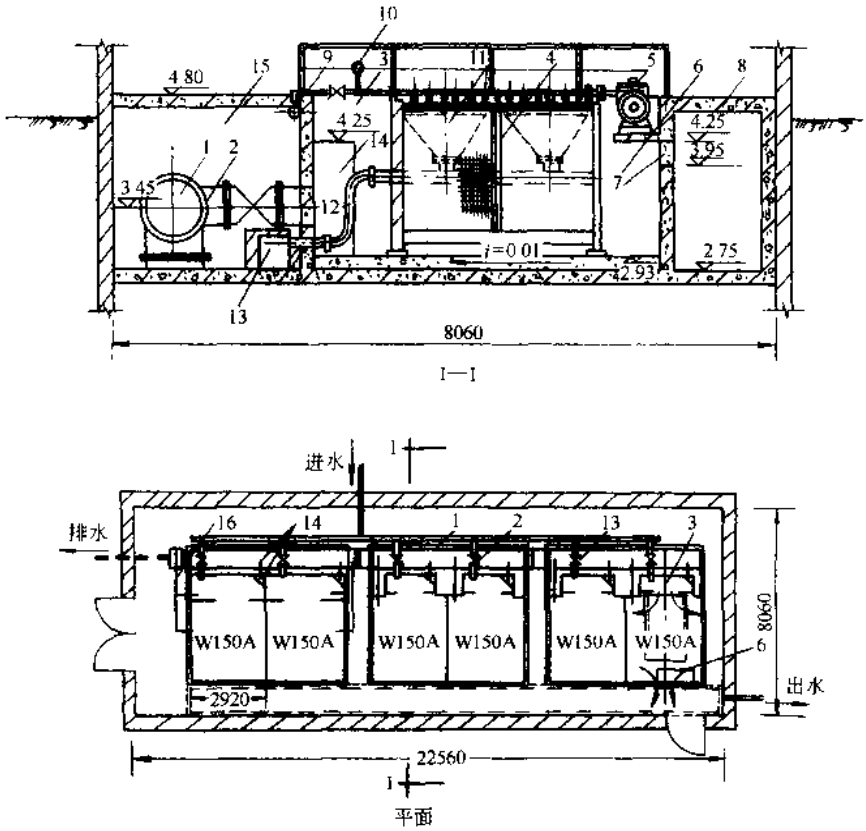


图 9-40 微滤机车间布置

1—*DN*700 进水管；2—*DN*400 进水管；3—进水室；4—微滤机；5—变速机；6—出水室；7—出水堰；8—清水渠；9—冲洗水管；10—压力表；11—冲洗喷嘴和排水漏斗；12—排水管；13—总排水沟；14—溢流管、溢流堰；15—管廊；16—排空管

待滤水由进水管(渠)引入，沿轴向流入一端开口、一端封闭的鼓筒。鼓筒表面固定着金属或化纤滤网，其上还有一层保护网。鼓筒水平浸没在水池内，浸没深度为鼓筒直径的$\frac{2}{5}$～$\frac{4}{5}$。鼓筒由传动电机带动缓慢转动，转速可调。在水位差作用下，水经滤网流出至出水间。水中杂质被截留在滤网内侧。鼓筒外侧上端设有一排冲洗喷嘴，用压力水进行滤网冲洗。冲下的杂质与部分冲洗水进入鼓筒内的排水斗排出。

9.10.1.3 净水特点

(1) 微滤机能从水中去除各种类型的浮游植物、藻类、浮游动物和有机或无机的固体颗

粒等。

(2) 具有占地少、水头损失小、冲洗水量少、不加药剂、操作简便等优点。

(3) 不能去除溶解性物质和细小的悬浮颗粒。

(4) 目前应用的滤网质量还有待改进和提高。

(5) 适用于湖泊、水库水在沉淀(澄清)前的除藻处理。

9.10.2 设 计 数 据

(1) 滤网滤速可采用 30～120m/h，随原水水质和滤网规格等因素而定。

(2) 鼓筒转数为 1～4r/min。

(3) 滤网的工作水位差为 5～15cm。

(4) 冲洗水压为 0.05～0.15MPa，冲洗水量占出水量的 0.5%～1.0%。

(5) 去除藻类的平均效率约为 40%～70%，去除浮游动物效率可达 97%～100%。

(6) 微滤机产水量与网孔直径的关系见图 9-41。

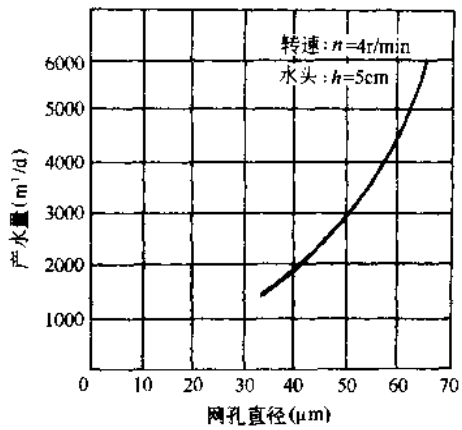


图 9-41　微滤机产水量与网孔直径的关系曲线

(7) 微滤机产水量与转速和水头损失的关系见图 9-42。

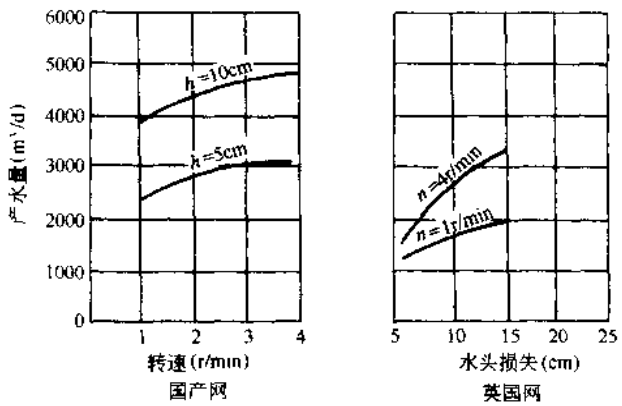


图 9-42　微滤机产水量与转速和水头损失的关系曲线

10 消　　毒

《室外给水设计规范》规定，生活饮用水必须消毒。消毒工艺可根据原水水质和处理要求，采用滤前及滤后二次消毒，也可仅采用滤前（包括沉淀前）或滤后消毒。采用滤前消毒可延长氯的接触时间，有利于杀死水中微生物，防止藻类生长，清洁滤砂和降低水的色度等，但氯耗将有所增加，当水中有机物含量高时，还将使出水的三卤甲烷增加，因此，采用何种加氯方式，应根据原水水质而定。

通过消毒后，生活饮用水的细菌含量和余氯量应符合国家《生活饮用水卫生规范》的规定。

10.1 消　毒　方　法

（1）常用消毒方法：

常用消毒方法有氯、二氧化氯、臭氧、紫外线等。我国城市给水中普遍采用氯消毒，可投加液氯、漂白粉、漂粉精、次氯酸钠等，有些地区则采用氯胺消毒。

采用氯消毒经济有效，且余氯具有持续消毒作用。但当水源受污染，有机物含量较多时，采用液氯消毒将导致许多有机氯化物的产生。这些物质已被确认或被怀疑对人体健康有害。为此，也有采用二氧化氯或氯胺作消毒剂，以替代直接投加液氯消毒。

关于臭氧消毒详见第 12 章。

（2）消毒方法的选择比较

常用的消毒方式及优缺点见表 10-1。

常用消毒方法　　表 10-1

方法	分子式	优　缺　点	适用条件
液氯	Cl_2	优点： 1. 具有余氯的持续消毒作用 2. 价值成本较低 3. 操作简单，投量准确 4. 不需要庞大的设备 缺点： 1. 原水有机物高时会产生有机氯化物 2. 原水含酚时产生氯酚味 3. 氯气有毒，使用时需注意安全，防止漏氯	液氯供应方便的地点

续表

方法	分子式	优 缺 点	适 用 条 件
氨胺	NH_2Cl $NHCl_2$	优点： 1. 能减低三卤甲烷和氯酚的产生 2. 能延长管网中剩余氯的持续时间抑制细菌生成 3. 减轻氯消毒时所产生的氯酚味或减低氯味 缺点： 1. 消毒作用比液氯进行得慢，需较长接触时间 2. 需增加加氨设备，操作管理麻烦	原水中有机物多以及输配水管线较长时
漂白粉	$CaOCl_2$	优点： 1. 具有余氯的持续消毒作用 2. 投加设备简单 3. 价格低廉 4. 漂粉精含有效氯达60%～70%，使用方便 缺点： 1. 同液氯，将产生有机氯化物和氯酚味 2. 易受光、热、潮气作用而分解失效，须注意贮存 3. 漂白粉的溶解及调制不便 4. 漂白粉含氯量只有20%～30%，因而用量大，设备容积大	漂白粉仅适用于生产能力较小的水厂 漂粉精使用方便，一般在水质突然变坏时临时投加，适用于规模较小水厂
漂粉精	$Ca(OCl)_2$		
次氯酸钠	$NaOCl$	优点： 1. 具有余氯的持续消毒作用 2. 操作简单，比投加液氯安全、方便 3. 使用成本虽较液氯高，但较漂白粉低 缺点： 1. 不能贮存，必须现场制取使用 2. 目前设备尚小，产气量少，使用受限制 3. 必须耗用一定电能及食盐	适用于小型水厂或管网中途加氯
二氧化氯	ClO_2	优点： 1. 不会生成有机氯化物 2. 较自由氯的杀菌效果好 3. 具有强烈的氧化作用、可除臭、去色、氧化锰、铁等物质 4. 投加量少，接触时间短，余氯保持时间长 缺点： 1. 成本较高 2. 一般需现场随时制取使用 3. 制取设备较复杂 4. 需控制氯酸盐和亚氯酸盐等副产物	适用于有机污染严重时

续表

方法	分子式	优 缺 点	适 用 条 件
紫外线消毒		优点： 1. 杀菌效率高，需要的接触时间短 2. 不改变水的物理、化学性质，不会生成有机氯化物和氯酚味 3. 已具有成套设备，操作方便 缺点： 1. 没有持续的消毒作用，易受重复污染 2. 电耗较高，灯管寿命还有待提高	适用于工矿企业，集中用户用水 不适用管路过长的供水
臭氧消毒	O_3	优点： 1. 具有强氧化能力，为最活泼的氧化剂之一，对微生物、病毒、芽孢等均具有杀伤力，消毒效果好，接触时间短 2. 能除臭、去色，及去除铁、锰等物质 3. 能除酚，无氯酚味 4. 不会生成有机氯化物 缺点： 1. 基建投资大，经常电耗高 2. O_3 在水中不稳定、易挥发，无持续消毒作用 3. 设备复杂、管理麻烦 4. 制水成本高	适用于有机污染严重、供电方便处 可结合氧化用作预处理或与活性炭联用

10.2 液 氯 消 毒

10.2.1 液氯物理性能及投加

(1) 主要物理性能：液氯的物理性能详见给水排水设计手册第1册《常用资料》，主要特性如下：

1) 氯气是一种黄绿色气体，具刺激性，有毒，重量为空气的2.5倍，密度3.2g/L(0℃，101.3kPa)。

2) 氯气极易被压缩成琥珀色的液氯。液氯的密度为1460g/L(0℃，101.3kPa)。

液氯通常被储存在氯瓶内。表10-2为部分氯瓶规格及尺寸。

氯 瓶 规 格 表10-2

容 量 (kg)	直 径 (mm)	长 度 (mm)	瓶自重 (kg)	氯瓶总量 (kg)
350	350	1335	350	700
500	600	1800	400	900
1000	800	2020	300	1800

3) 在常温常压条件下，液氯极易气化，沸点(液化点)为-34.5℃(101.3kPa)；一个体积液氯可气化成457.6体积的氯气(0℃，101.3kPa)；1kg液氯可气化成0.31m³氯气。

4) 氯气能溶于水，即与水发生水解作用，氯气在20℃、101.3kPa下的溶解度为7.3g/L。

氯气溶解在水中迅速水解生成次氯酸，并进一步离解成离子。氯气用于一般pH范围的自来水消毒时，溶液中很少出现氯分子，主要为次氯酸、次氯酸离子和氯离子：

$$Cl_2+H_2O\longrightarrow H^++Cl^-+HOCl$$

$$HOCl\rightleftharpoons H^++OCl^-$$

上述反应几乎瞬时发生，氯消毒作用主要通过次氯酸 HOCl 起作用。

次氯酸的电离平衡常数为

$$k=\frac{[H^+][OCl^-]}{HOCl}=3.3\times10^{-8}(20℃)$$

次氯酸的离解度与水中 pH 值、温度有关，不同 pH 条件下的离解情况见图 10-1：当 pH＝7.5 时，HOCl 和 OCl^- 各占 50%，随着 pH 值提高，OCl^- 的浓度将越来越大，HOCl 的数量则相应减少。

(2) 液氯投加设计要点：

1) 投加氯气装置必须注意安全，不允许水体与氯瓶直接相连(见图 10-2 布置)，必须设置加氯机。

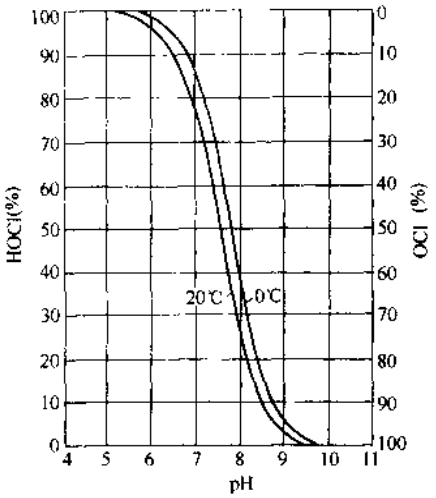


图 10-1　不同 pH 和水温时，水中 HOCl 和 OCl^- 的比例

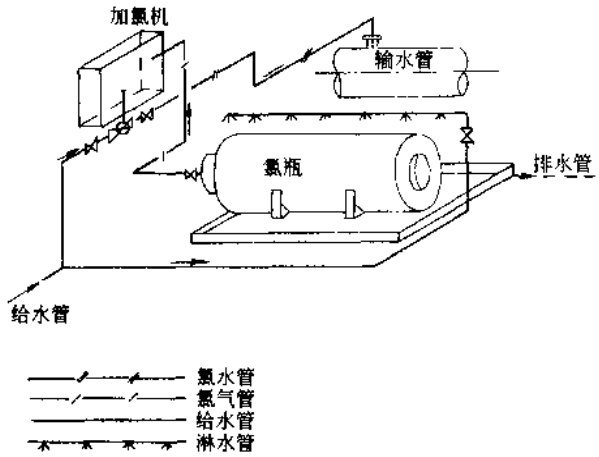


图 10-2　投加氯气布置

2) 液氯气化成氯气的过程需要吸热，可采用淋水管喷淋。

3) 氯瓶内液氯的气化及用量需要监测，除采用自动计量外，较为简便的办法是将氯瓶放置在磅秤上。

10.2.2　设计与计算

(1) 一般加氯量计算：

1) 设计加氯量应根据试验或相似条件下水厂的运行经验，按最大用量确定，并应使余氯量符合卫法监发[2001]161 文《生活饮用水卫生规范》的要求。投加氯量取决于氯化的目的，并随水中的氯氨比、pH 值、水温和接触时间等变化。一般水源的滤前加氯为 1.0～2.0mg/L；滤后或地下水加氯为 0.5～1.0mg/L。

2) 氯与水接触时间不小于 30min。

3) 加氯量 Q 计算：

$$Q=0.001aQ_1(kg/h) \tag{10-1}$$

式中 a ——最大投氯量(mg/L)；

Q_1 ——需消毒的水量(m^3/h)。

(2) 折点加氯：饮用水氯化的首要目的是为消毒，但氯具有较强的氧化能力，能与水中氨、氨基酸、蛋白质、含碳物质、亚硝酸盐、铁、锰、硫化氢及氰化物等起氧化作用，消耗水中氯量而影响到水的氯化消毒。有时亦利用氯的氧化作用来控制嗅味、除藻、除铁、除锰及去色等。当水中氨氮等含量较高时，可采用折点投加。

1) 水中只含无机氮(氨、亚硝酸盐、硝酸盐)时，氨氮与氯的关系见图 10-3。

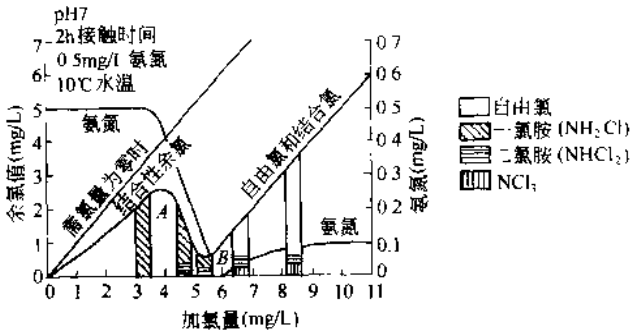


图 10-3 氨氮与氯之间的关系

当 pH=7～8，氯与氨的摩尔数相等，重量比≤5∶1 时，水中几乎都是一氯胺(图中 A 点以前)。氨氮与氯之间反应速度很快，约 1s：

$$NH_3 + HOCl \longrightarrow NH_2Cl + H_2O$$

当 pH=7～8，氯与氨的重量比为 10∶1 时，一氯胺将转化为二氯胺(图 10-3 中 B 点)、余氯值最少，仅含有二氯胺、一氯胺及极少量的游离次氯酸，称此 B 点为折点。使一氯胺转化为二氯胺的反应速度很慢，达到 90%的转化率需要 1h 左右的接触时间：

$$HOCl + NH_2Cl \longrightarrow NHCl_2 + H_2O$$

当 pH=7～8，氯与氨的重量比为 15∶1 时，将生成三氯化氮(三氯化氮很不稳定)和出现自由氯：

$$HOCl + NHCl_2 \longrightarrow NCl_3 + H_2O$$

随着加氯量的不断增加，氯、氨重量比>15∶1 后，水中自由氯将越来越高。

2) 当水中含有有机氮(氨基酸、蛋白质等)时，水的氯化反应极为复杂，将生成各种有机

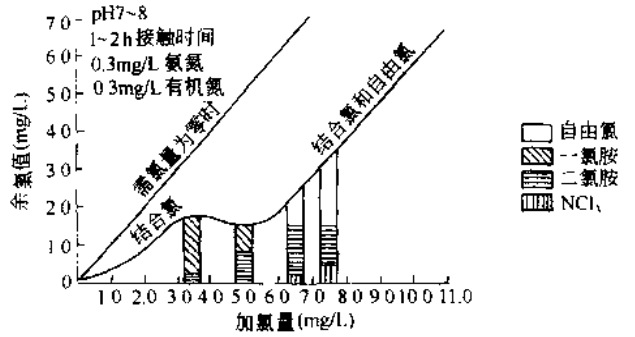


图 10-4 氨氮、有机氮与氯之间关系

氯化物，要使余氯值稳定需要很长时间，并取决于水中有机氮的复杂程度和其浓度，将不会出现图 10-3 所示折点 B，而变成平缓段，见图 10-4。

10.2.3 加 氯 设 备

10.2.3.1 加氯机

为保证液氯消毒时的安全和计量正确，需使用加氯机投加液氯。目前常用的加氯机有如下几种：

（1）转子加氯机：国内早期使用的加氯机有多种形式，加注量都较小，除 ZJ-Ⅰ型转子加氯机加注量达 5～45kg/h、MJL-Ⅱ型为 2～18kg/h 外，其他型号的加注量一般均小于 6kg/h。典型的转子加氯机见图 10-5。

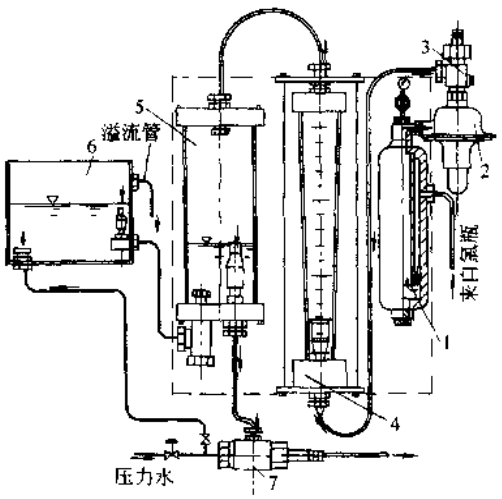


图 10-5　ZJ 型转子加氯机

1—旋风分离器；2—弹簧膜阀；3—控制阀；4—转子流量计；5—中转玻璃罩；6—平衡水箱；7—水射器

来自氯瓶的氯气首先进入旋风分离器，再通过弹簧膜阀和控制阀进入转子流量管，然后经过中转玻璃罩，被吸入水射器与压力水混合，并溶解于水内，输送至加氯点。

加氯机各组成部分作用如下：

1）旋风分离器：用于分离、沉降氯气中可能有的一些悬浮杂质，如铁锈、油污等；可定时打开分离器下部旋塞给予排除。

2）弹簧膜阀：当氯瓶中压力小于 0.1MPa 时，此阀即自动关闭，以满足氯气制造厂要求氯瓶内氯气应有一定剩余压力，不允许被抽吸成真空的安全要求。

3）控制阀及转子流量管：用于控制加氯量和计量。

4）中转玻璃罩：除起观察加氯机工作的作用外，尚有以下作用：

① 加注氯气。由于水射器的作用使玻璃罩内形成负压状态，罩内氯气被水射器抽吸排出。

② 平衡真空抽吸容量，除抽吸额定所需的氯量外，其余抽吸容量将由罩内水量来平衡，使抽吸氯气量稳定。

③ 可容纳因水射器水源中断加氯机停止运行时所倒流的压力水，以防止压力水倒流入加氯机的易腐蚀部件和氯瓶。

④ 水源中断时，由于罩内的负压继续吸入平衡水箱内的水，致使单向阀口暴露于空气中，自动吸入空气破坏真空。

5）平衡水箱：起着补充、稳定中转玻璃罩内水位和玻璃罩的真空水封作用，当水源中断时自动暴露单向阀口，吸入空气，破坏真空。

6）水射器：除从中转玻璃罩内抽吸额定所需氯量，并使氯与水混合和溶解外；还可使玻璃罩内保持负压状态。

(2) 主要性能：

1) 水射器进水压力不小于0.3MPa；中氯量加氯机耗水量为2.5～3.0m³/h；大氯量加氯机耗水量为4.5～5.0m³/h，所喷出氯气水溶液浓度大于1%。

2) 氯瓶内压力大于0.3MPa。

3) 出水端须保持2～3m直线管段，以减少阻力；加注点不宜取在有压力的水管内。

4) 氯瓶至加氯机连接，一般采用铜管。

(3) 自动真空加氯机：真空加氯机采用真空加氯，安全可靠，计量正确，可手动和自动控制，有利于保证水厂安全消毒和提高自动化程度。国外进口的加氯机最大加注量可达200kg/h。

自动真空加氯机的控制方式有手动或全自动。全自动控制又可有流量比例自动控制、余氯反馈自动控制，复合环(流量前馈加余氯反馈)自动控制三种模式。

自动真空加氯机的安装方式有挂墙式和柜式两种。通常容量小于10kg/h的加氯机为挂墙式，大于等于10kg/h的加氯机为柜式。柜式真空自动加氯机外形见图10-6，挂墙式见图10-7。

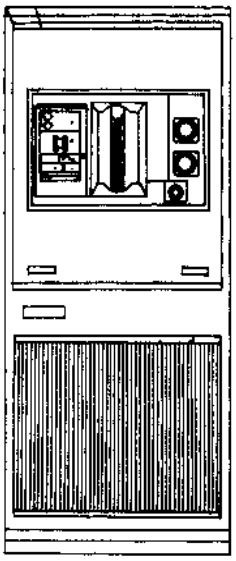


图10-6 柜式真空自动加氯机外形

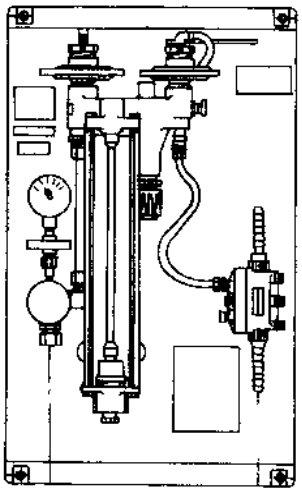


图10-7 挂墙式真空自动加氯机

自动真空加氯机主要有三部分组成：

1) 手动调节的转子流量计：从设有转子的玻璃管中，可以读出每小时氯气的投加量。用手动可以调节投加量。

2) 差压稳压器：应用隔膜原理，通过隔膜移动，消除在调节阀门的过程中，由于流量调节阀的移动所造成的阀前阀后的压力差。使阀的开启度代表氯气过流量，按推论式原理，解决了加氯机的投加计量问题。

3) 全自动控制器，以及具有自动执行机构的电动调节阀：电动调节阀的驱动电机具有状态反馈功能，可以将状态信号及时地向控制器输送。全自动控制器可以接受4～20mA控

制信号，以及输出4～20mA 氯流量信号，可以自我闭环控制或远程控制。

10.2.3.2　液氯蒸发器

液氯蒸发器是为提高氯瓶出氯量，并保证加氯系统均衡投加的辅助装量。通常一只 1000kg 氯瓶 4℃时可获得 8～10kg/h 氯气而不结霜。当加氯量大（南方地区通常为40kg/h)时，为避免串联氯瓶过多，需用液氯蒸发器。

液氯蒸发器，有采用油作为传热媒介的，也有采用水作传热媒介的。以水作为传热媒介的，还有采用加循环泵和不加循环泵两种。

蒸发器系统(水为媒介带循环泵）由电加热器、蒸发室、热水箱、热水循环泵、阴极保护装量、控制盘、电磁阀、膨胀室和泄压阀等组成，见图 10-8。

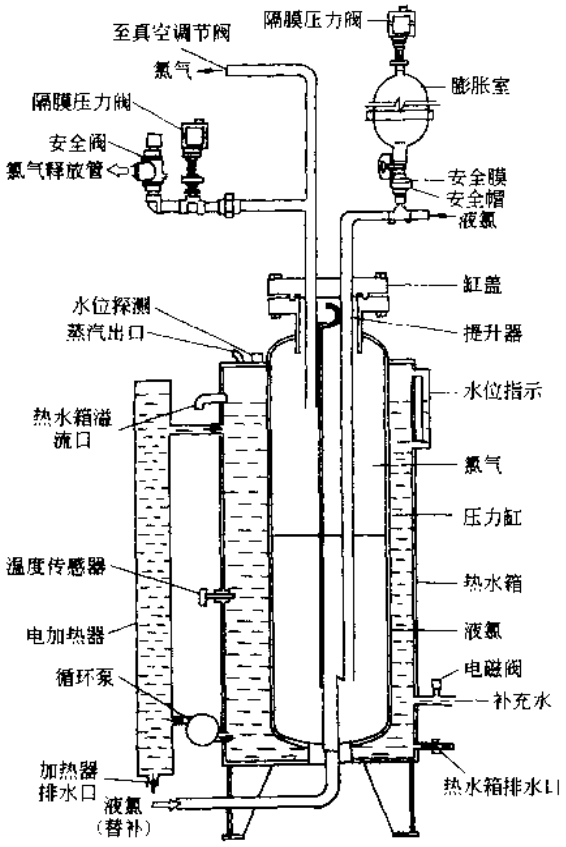


图 10-8　蒸发器系统示意

(1) 蒸发室：是蒸发器主要部件，浸泡在热水箱中。液氯进入蒸发室底部，经热传导，蒸发为过热氯气，由蒸发室上部出气口送出，出气率恒定则液氯液位恒定；若出气率增加，室内压力降低，液压使室内液位上升，液氯受热面增大，蒸发加快，当气压升至与液压相等时，液压达到再平衡。若出气率减少，则产生相反现象。

(2) 热水箱：经电加热器加热后的水由泵强制循环送入热水箱。由高低水位差控制进水电磁阀启闭，实现水位自动调节，保持水位一定，并由恒温器、水温传感器对水温进行控制，使其恒定在一定范围。

(3) 阴极保护装量：阴极保护利用镁棒做牺牲阳极，插入水箱中，以适量硫酸钠溶于水中，以保持恒定导电性，达到水箱壁和蒸发室壁的防腐目的。

(4) 控制盘：通常设在蒸发器上方。上面设有电源接线端子、带有控制功能和报警接点的印刷电路板、控制开关、电源指示器、报警灯、水位观察窗、气温表、气压表、水温计、阴极保护电流计、阴极保护控制旋钮和电源熔断开关。

(5) 泄压阀组：由安全膜及压力开关组成，装在蒸发器氯气出口处。当氯气压力达到2.76MPa时安全膜破裂，压力开关动作，并提供报警。在气压达 3.9MPa 时泄压阀开启，将氯气排出泄压。

(6) 液氯膨胀室：装在氯瓶和蒸发器之间的液氯管道上，用于防止液氯管道阀门误关闭。当液氯升温汽化时，冲破膨胀室安全膜进入膨胀室，以避免管道破裂，液氯膨胀室设有

压力开关，并可外接报警。

10.2.4 自动真空加氯系统

自动真空加氯系统通常由加氯歧管、自动切换装量、氯气蒸发器（加氯量小时可不用）、减压过滤装置、真空调节器、自动真空加氯机和水射器等主要部件组成。其典型布置见图10-9。

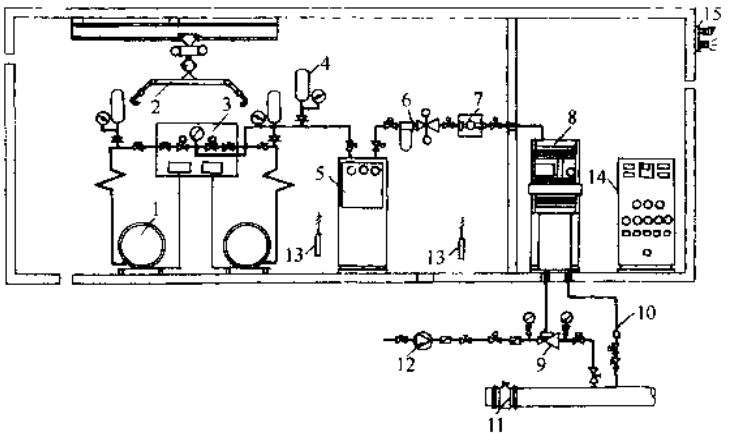


图 10-9 自动真空加氯系统布置

1—氯瓶；2—氯瓶起吊设备；3 自动切换装置；4—液氯膨胀室；5 液氯蒸发器；6—减压及过滤装置；7—真空调节器；8—自动真空加氯机；9—水射器；10—取样装置；11—带信号给出流量计；12—增压泵；13—漏氯报警仪；14—PLC；15—声光报警仪

自动真空加氯系统以真空调节器为分界点可分为正压区和负压区两个区域，即危险区和安全区，

（1）自动切换装量：系统的切换，由压力开关、电动阀和控制器组成。当接收到左气源及右气源的压力状态信号后，把一只电动阀打开，另一只电动阀关闭。切换压力可以现场设定，可是气相压力状态，也可是液相压力状态。

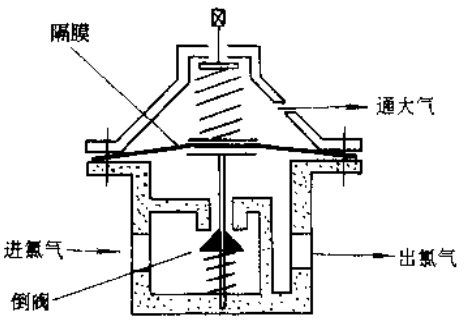


图 10-10 减压阀工作原理

（2）减压阀：系统中设置减压阀是为防止液氯进入加氯系统。减压阀有手动（用于不设置液氯蒸发器的自动真空加氯系统）和电动两种。减压阀工作原理见图10-10。应用隔膜与倒阀相连动，阀杆上有主弹簧和小弹簧各一只，由人工或电动把顶盖上螺丝往下调，给予主弹簧一定的压力，有压气体从左边进入，右边给出，当隔膜底部承受的压力超过主弹簧压力，倒阀则上升，把氯气的过流断面减小，以达到动态平衡。

（3）真空调节器：真空调节器是真空加氯系统的关键。是正压和负压的分界点。真空调节器工作原理见图10-11。倒阀与一边通大气的隔膜同步浮动，隔膜由于受到大气与真空所形成的压差而把倒阀推开，氯气成喷射状态由正压变成负压进入系统。当负压管破裂，

大气就进入负压区，隔膜两边受到同样压力，主弹簧就把小弹簧压缩，倒阀关闭，氯气不会外溢；以确保安全。

(4) 水射器：水射器是加氯系统中氯气投加的原动力。供给水射器 0.35～0.40MPa 的压力水，通过文丘里原理产生真空，水射器将氯与水混合成氯水，将氯水投加至加注点。水射器的工作原理见图 10-12。水射器另一结构件是隔膜式防回水装置。

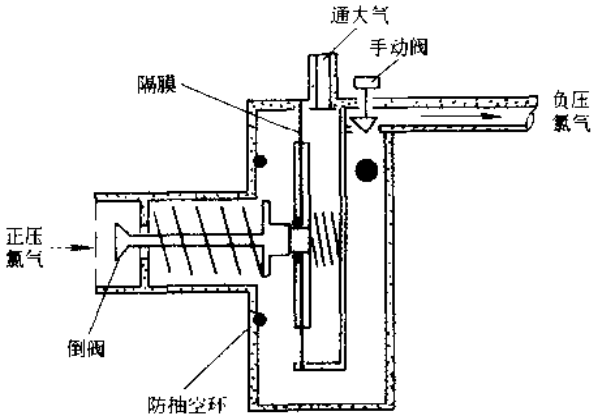


图 10-11　真空调节器工作原理

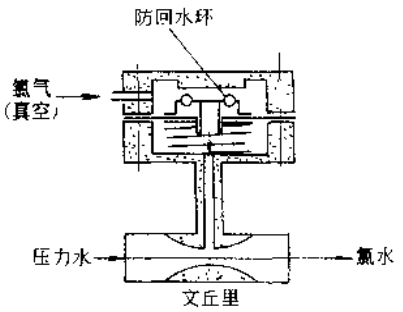


图 10-12　水射器工作原理

(5) 加氯系统自动控制：一般前加氯采用手动或流量比例控制(即按水流量成正比例投加)，后加氯可采用手动或余氯反馈，也可把流量信号和余氯反馈信号同时给入加氯机，由自动控制器组成一个新的控制信号(复合环控制)控制。增压泵站或出厂水补氯，宜用余氯反馈控制。

余氯采样点应考虑设在加氯后达到完全混合处，所采水样要有代表性。在管道上采样，必须在投加点后 10 倍管道直径的距离或在弯头、跌水后等处。但采样时间不能滞后 3min，否则会引起自动加氯量的振荡。宜采用取样泵取样，以防止脉冲和不均匀。

(6) 安装要求：

1) 安装液氯钢瓶时，瓶上两个阀门的联线应垂直于地面，上面为氯气阀，下面为液氯阀，向蒸发器输送液氯的管道应与下面的阀门连接。

2) 尽量减少阀门，以减少泄漏部位。要采用高质量的阀门，安装完毕后应及时进行试压检漏试验。

3) 为避免氯瓶内沉淀物进入管口，安装氯瓶时头部(阀门端)应抬高 4～6cm，安装液氯管道也应略倾向氯瓶，氯气出气管应略倾向于蒸发器。

4) 输送液氯管可用加厚钢管或耐压氟塑料管，支管可用退火铜管或氟塑料管。垫片材料可采用石棉板或氟塑料填料函。负压管道可采用聚氯乙烯管。

(7) 使用注意事项：

1) 要严格杜绝管路系统的泄漏，即使是极少量的液氯泄漏，其危险程度也远远大于氯气的泄漏。特别要注意阀门与管件的连接处、活动接管与氯瓶的连接处。

2) 加氯机的安全保护装置应完备，不允许水射器工作水倒灌进入蒸发器及相应管路。

3) 多个氯瓶集中供氯，要求每个氯瓶保持相同温度，避免高温容器的气体进入低温容

器，使压力局部增加引起危险。

4）蒸发器采用电接点仪表自动控制氯压、氯温及水温等，因此增设了电控设备和部分阀门。其电气元件和管路附件的质量可靠程度对安全运行是很重要的，要求定期检修和提高管理水平。

10.2.5 漏氯吸收装置

加氯系统发生氯泄漏将造成严重的环境影响，故宜设置漏氯吸收装置。

漏氯吸收装置以对氯吸收较快而且最为经济的氢氧化钠溶液作为与氯化合的药剂。氯与氢氧化钠化合后，生成较稳定的次氯酸钠、氯化钠和水，其化学反应式如下：

$$Cl_2 + 2NaOH \longrightarrow NaClO + NaCl + H_2O$$

漏氯吸收装置的基本结构有立式和卧式两种，其吸收氯气的原理基本相同。从钢瓶或加氯系统中泄漏的氯迅速气化，由风机将含氯空气由氯库、加氯间的地沟或集气风管，压入碱液槽上部吸收塔。混合气体从第一吸收塔底部上升与碱液泵自碱液槽抽出的碱液从塔顶喷淋而下，在吸收塔中的填料内充分接触，一部分氯气在第一吸收塔中被吸收，其余氯气通过连通管进入第二吸收塔底部，同第一吸收塔再一次进行吸收，剩余少量未被吸收的氯气由第二吸收塔顶排入大气。在第二吸收塔的顶部有一除雾装置，将原气中所夹带的碱雾除掉，以免排入大气污染环境。漏氯吸收装置一般配有漏氯监测仪表和自动控制系统，以保证在氯库和加氯间中氯气含量超标时能自动开启装置，保障人身安全。漏氯吸收装置外形见图 10-13、14。

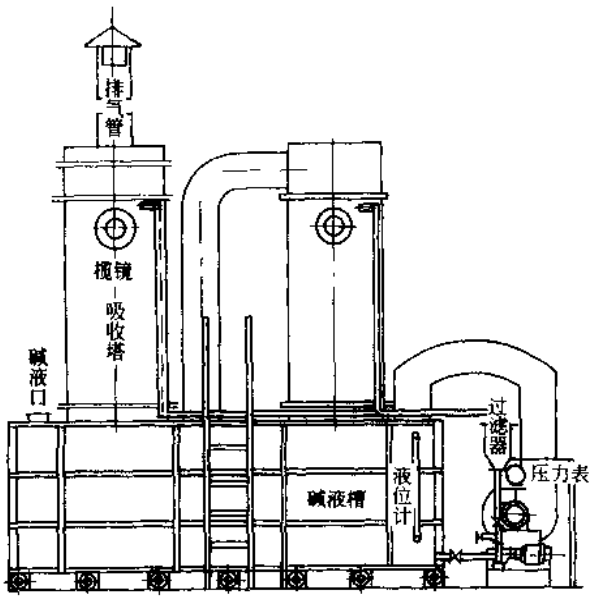


图 10-13 立式漏氯吸收装置

10.2.6 加氯间布置

（1）加氯间：

1）加氯间一般应设在靠近投加地点。

2）加氯量大的加氯间，氯瓶和加氯机应考虑分隔。加氯间必须与其他工作间隔开，并应有下列安全措施：

① 直接通向外部且向外开的门。

② 可以观察室内情况的观察孔。

3）在加氯间出入处，应设有工具箱、抢修用品箱及防毒面具等。照明和通风设备的开

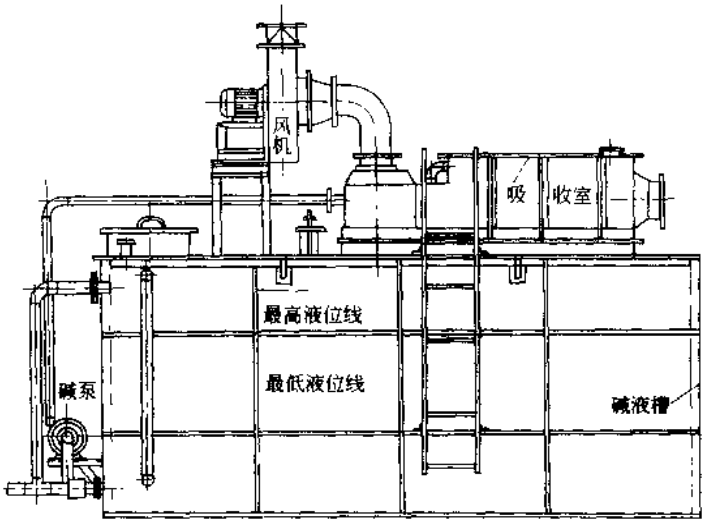


图 10-14　卧式漏氯吸收装置

关应设在室外。

4）加氯间内的管线不宜露出地面，应敷设在沟槽里。

5）应设有磅秤作为校核设备，磅秤面宜与地面相平，便于放置氯瓶。

6）加氯间及氯瓶间可根据具体情况设置每小时换气 12 次的通风设备，通风管材料应考虑防氯腐蚀。由于氯气比空气重，故排气孔应设在低处。

7）加氯设备（包括管道）应保证不间断工作，并根据具体情况考虑设置备用数量，一般每种不少于两套。

8）通向加氯间的压力水管道应保证不间断供水，并尽量保持管道内水压的稳定。

9）当加氯间需要采暖时宜用暖气。如用火炉时火口应设在室外。暖气散热片或火炉应离开氯瓶和加氯机。

（2）液氯仓库：

1）液氯库建筑应防止强烈光线照射，可考虑设百叶窗。

2）液氯的储备量应按供应和运输等条件确定，一般按最大用量的 15～30d 计算。

3）液氯仓库一般应设在水厂主导风向的下方，并与厂外经常有人的建筑物保持尽可能远的距离。

4）仓库外应设有检查漏气的观察孔。

5）应有强制通风设备。

6）消毒药剂仓库和加氯（氨）间应根据具体情况设置机械搬运设备。常用的有电瓶车、单轨吊车等。

7）液氯仓库应设置漏氯报警仪（器）及漏氯吸收装置或采取其他安全措施。

（3）布置示例：为操作管理方便，氯库和加氯间往往合建，也有和加矾药库和加矾间合建一处，但必须各自设置独立对外的门。

典型的加氯间和氯库布置见图 10-15。

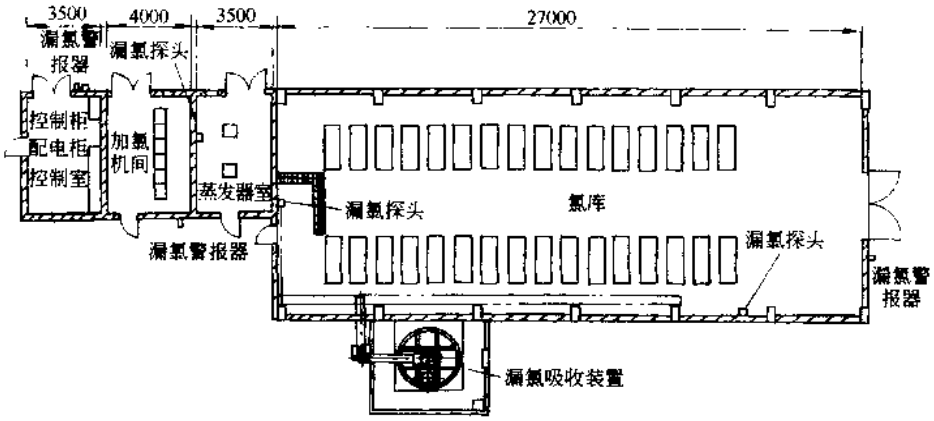


图 10-15 加氯间、氯库布置

10.3 氯 胺 消 毒

10.3.1 氯胺消毒作用

在水中投氯后生成的次氯酸，能与加入的氨(NH_3)作用生成一氯胺或二氯胺。此反应为可逆，氯胺仍能水解生成次氯酸，但水解作用缓慢，受氯氨比、水温及 pH 等影响。氯胺的氧化作用较氯为弱，故杀菌持续时间较长，维持水中余氯量较久。当水中含有机物较多、供水管道较长时，采用氯胺消毒尤为适宜。氯胺消毒还可以减轻和防止氯酚臭味的产生。氯胺消毒的优缺点见表 10-1。

10.3.2 设 计 要 点

(1) 用氯胺消毒必须保持正确的氨与氯的比例。氨与氯的重量比应通过试验确定，一般为 1∶3～1∶6(按纯氨和纯氯计)。

(2) 在消毒方式上有“先氯后氨”和“先氨后氯”二种。一般认为“先氯后氨”杀菌效果稍好一些，但需较长的接触时间，以稳定杀菌后的剩余氯；当水中含有酚时，宜先加氨，可使氯主要与氨作用，避免生成氯酚臭。第二种药剂需在前种药剂与水充分混合后再加入。

(3) 采用氯胺消毒时，与水接触时间不少于 2h。

(4) 氨的投加除采用液氨外，亦可用硫酸铵、氯化铵等。

1) 液氨为 100%的纯氨(NH_3)，可减少硫酸铵造成的设备腐蚀、使用方便；并可节省原材料费用，较为经济。

2) 硫酸铵$(NH_4)_2SO_4$的分子量为 130.144，其中氨为 36.084 占(27%)；考虑到硫酸铵产品的纯度和受潮等影响因素，计算时一般按 25%纯氨计。

(5) 加氨如需加温时，可同加氯一样采用水淋氨瓶。

(6) 温度对钢瓶内压影响较大，见表 10-3。

温度与氯瓶内压　　表 10-3

温度(℃)	0°	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°
钢瓶内压力(MPa)	0.438	0.526	0.627	0.743	0.874	1.023	1.190	1.380	1.585

10.3.3　投加与调制设备

(1) 投加液氨方法与加液氯相同亦可使用各种加氯机投加。

(2) 纯氨对钢铁不起作用,但氨中含有水分时对铜及铜合金具有腐蚀,故投加系统的管道和配件不能采用铜质材料。

(3) 投加硫酸铵的设备和计算与加矾相同,硫酸铵易溶于水,故不需用溶药池等设备。

(4) 硫酸铵水溶液具有腐蚀性,调制投药系统须采取防腐措施。

(5) 加氨机有真空投加和压力投加两种,压力投加设备的出口压力<0.1MPa,真空或压力投加的选择需根据系统综合比较后确定,最主要的考虑因素是如何有利于防止投加点结垢。

(6) 投加点结垢的防止:在工程实践中一般有以下几种解决方法:

1) 真空加氨系统中采用软化水或偏酸性水作为水射器压力水。

2) 采用双联水射器,同时先加氯后加氨作为前加氯的加注器。

3) 定期酸洗,加氨系统中的加注点和管路,结垢至一定程度时采用切换后拆下酸洗、隔离酸洗或循环回路酸洗。

4) 采用压力加注系统,加注点设橡胶隔膜止回设施,防止水体进入加氨管路,但往往由于止水不严仍有结垢可能,也有工程在加氨管路上增设压缩空气系统,在停止加氨的同时充以压缩空气以赶净氨气,防止水体渗入管路结垢。

10.3.4　加氨间及氨库

(1) 氨与氯一样,是具有强烈刺激气味的气体,能伤害人的呼吸器官,严重时会致人感染死亡;氨在空气中不燃烧,但当含有13%～27%氨时有可能爆炸,故须采取安全防护措施。

(2) 加氨间必须具有通风设施;气态氨密度比空气小,故加氨间排气孔应设在最高处,进气孔设在最低处(与加氯间要求恰好相反)。

(3) 严禁将氨瓶置于日光下曝晒。

(4) 硫酸铵仓库地坪等处要求采取防腐处理。

(5) 液氨、硫酸铵、氯化铵的储备量和仓库面积参照液氯要求设计。

(6) 液氨仓库与液氯仓库要完全隔开。

(7) 压力加氨管与加氯管不能同沟槽。

(8) 液氨仓库和加氨间电气设备均要采用防爆电器,以避免电气设施产生火花的可能。

10.4　漂白粉消毒

漂白粉的消毒作用同液氯。市售漂白粉含有效氯25%～30%,但由于漂白粉较不稳定,在光线和空气中碳酸气影响下易发生水解,使有效氯减少,故设计时有效氯一般按20%

～25%计算。漂白粉消毒通常用于小水厂或临时性给水。

10.4.1 设 计 要 点

(1) 加氯量和接触时间与液氯消毒相同。

(2) 溶液池和溶药池一般采用两个，以便轮换使用，并应注意防腐蚀措施。

(3) 溶药池与溶液池的底坡不小于2%，室内地坪坡度不小于5%，小型的漂白粉设备如果设置在泵房内时，必须有墙隔开。

(4) 漂白粉应根据用量大小，先制成浓度为1%～2%的澄清液(以有效氯计为0.2%～0.5%)，再通过计量设备注入水中。每日配制次数不大于3次。

(5) 漂白粉溶液池底部，应考虑15%容积作为沉渣部分，池子顶部应有大于0.10～0.15m的超高。

(6) 漂白粉(漂粉精)仓库宜与加注室相互隔离。药剂储备量按供应和运输等条件确定，一般按最大日用量的15～30d计算。同时还应根据具体情况，设置机械搬运设备。

(7) 仓库应保持阴凉、干燥，且通风良好，勿使药剂受潮水解、失效。

(8) 加漂白粉(漂粉精)间一般采用自然通风。

(9) 滤后水投加漂白粉，漂白粉溶液必须经过4～24h澄清，以免杂质进入清水中。

10.4.2 计 算 公 式

(1) 漂白粉用量：

$$Q=0.1\frac{Q_1 a}{C}\quad (\mathrm{kg/d}) \tag{10-2}$$

式中 Q_1——设计水量(m^3/d)；

a——最大加氯量(mg/L)；

C——漂白粉有效含氯量(%)，一般采用$C=20\sim25$。

(2) 溶液池容积：

$$W_1=0.1\frac{Q}{bn}\quad (m^3) \tag{10-3}$$

式中 n——每日调制次数；

b——漂白粉溶液百分浓度(%)，一般采用$b=1\sim2$。

(3) 溶药池容积：

$$W_2=(0.3\sim0.5)W_1\quad (m^3) \tag{10-4}$$

(4) 调制漂白粉所用水量：

$$q=\frac{100Q}{btn}\quad (\mathrm{L/s}) \tag{10-5}$$

式中 t——每次调制漂白粉的放水时间(s)。

(5) 给水管流量：

$$q_1=1.2q_2+q_3=1.2q_2+(5\sim6)q_4 \tag{10-6}$$

式中 q_2——冲洗池子所用水量(L/s)；

q_3——水射器耗水量，

$$q_3=(5\sim6)q_4\quad (\mathrm{L/s})$$

q_4——漂白粉溶液的投加量，

$$q_4=\frac{Q}{864b}\quad(\mathrm{L/s})$$

10.4.3　投加漂白粉设备

投加漂白粉可分为重力投加和压力管道投加两种方式。投加漂粉精制成的氯片可用氯片消毒器投加。

(1) 重力投加：利用重力将漂白粉溶液投加于水泵吸水管或净水池中。漂白粉重力投加系统与混凝剂的重力投加系统相同。

(2) 压力管道投加：

1) 当压力管道的压力不高时，可采用与混凝剂向压力管道投加的相同方式，如采用水射器等。

2) 当压力管内压力较高时，可采用带胶皮胆的密封溶液器和差压装置投加。

3) 氯片消毒器投加：氯片消毒器是一种靠水流溶解氯化的自动定比加氯装置。氯片消毒器有筒式和管式两种，筒式的投药器为一单筒；管式的投药器是由多个管子组成。管式比筒式使用可靠。

投药器内装有氯片，下部是设有缝隙的溶药室，当把这种消毒器放入水中并横跨整个过水断面时，全部水就通过投药器缝隙，与其中的氯片接触，随着水流的通过，氯片不断地溶解。氯片又可以依靠重力自然补充其被溶解掉的空间。氯片的溶解量与水流速度和被淹没的深度以及水温有关。水流速度和水深随水量而变化，水量越大，则水流速度越快，水也越深，氯片溶解得就多，反之溶解得就少。这样，就使得流过消毒器后的水中保持相对稳定的余氯量，从而达到有效消毒的目的。

根据不同的消毒要求，水中余氯量的多少可以通过调整“调节闸门”的开度来控制，一旦调整完毕，就不需要经常调节，只要定期填加氯片和测定余氯量即可。筒式和管式的消毒器见图 10-16、17。

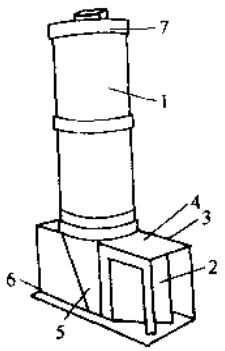


图 10-16　筒式消毒器

1—氯片充填罐；2—分水挡板；3—挡板调节钮；4—筒体；5—化药室；6—过水渠道；7—盖

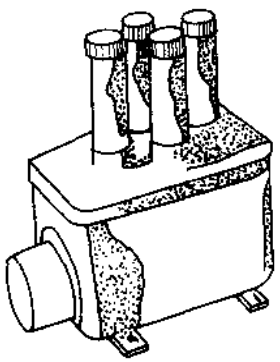


图 10-17　管式消毒器

10.5 次氯酸钠消毒

10.5.1 次氯酸钠消毒特点

(1) 次氯酸钠(NaClO)是一种强氧化剂，在溶液中生成次氯酸离子，通过水解反应生成次氯酸，具有与其他氯的衍生物相同的氧化和消毒作用，但其效果不如 Cl_2 强。

$$NaOCl \longrightarrow Na^{+} + OCl^{-}$$

$$OCl^{-} + H_2O \rightleftharpoons HOCl + OH^{-}$$

(2) 因次氯酸钠所含的有效氯易受日光、温度的影响而分解；故一般采用次氯酸钠发生器现场制取，就地投加，不经贮运，操作简单，比投加液氯方便、安全。

(3) 次氯酸钠可作为农村给水、游泳池给水、深井泵站等一些小型水处理的消毒设备和调节泵站等的中途加氯。

10.5.2 次氯酸钠发生器

(1) 次氯酸钠发生器，是利用钛阳极电解食盐水产生次氯酸钠。

$$NaCl + H_2O \longrightarrow NaClO + H_2\uparrow$$

该装置由电解槽、整流器、贮液箱、盐水供应系统、冷却水循环系统及自控系统组成；大部分设备为连续生产。

(2) 次氯酸钠为淡黄色透明状液体；pH=9.3～10；含有效氯 6～11mg/mL。发生器有效氯产率，一般为 0.5～5000g/h。部分次氯酸钠发生器的型号及性能见表 10-4。

次氯酸钠发生器　　表 10-4

序号	型号	有效氯产率 (g/h)	有效氯浓度 (g/L)	电耗 (kW·h/kg)	盐耗 (L/g)	盐水浓度 (g/L)
1	WL50-ⅡA～WL5000-ⅡA	50～5100	9～9.5		6～550	
2	WL100～WL1500	100～1600	8.5～9.5		12～180	35
3	SMC-500～SMC-1500	0.5～1.5	≥8.7	4.3～4.6	3.6～3.8kg/kg	30～40
4	SMC-3K～SMC-40K	3.0～40	≥8.7	4.3～4.6	3.6～3.8kg/kg	30～40
5	LFQ-12C～LFQ-22C	100～1000				3～3.5%

(3) 每生产 1kg 有效氯，耗食盐量为 3～4.5kg、耗电量为 5～10kW·h 时，其成本较用漂白粉消毒低。

(4) 电解时的盐水浓度以 3%～3.5%为宜。盐水浓度高，可降低电解槽电压，减少耗电量，并能延长阳极的使用寿命，但是食盐的利用率低，会使费用增加。

(5) 次氯酸不宜久贮，夏天应当天生产、当天用完；冬天贮存时间不得超过一周，并须采取避光贮存(气温低于 25℃，每天损失有效氯 0.1～0.15mg/L；气温超过 30℃，每天损失有效氯 0.3～0.7mg/L)。

次氯酸钠发生器管道安装见图 10-18。

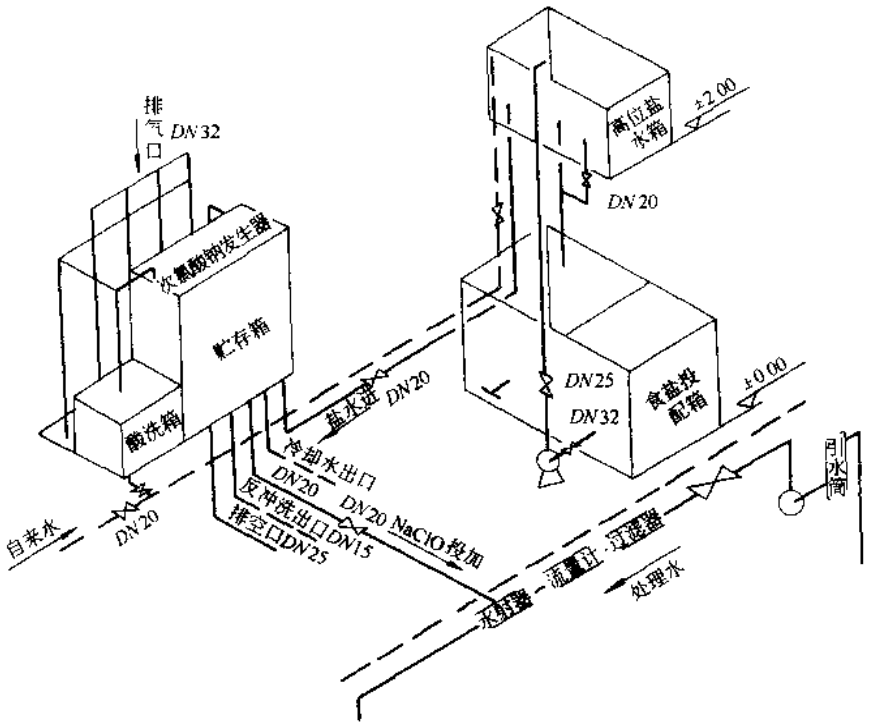


图 10-18　次氯酸钠发生器管道安装示意

10.5.3　次氯酸钠溶液的投配

投配方式同一般药液投加方式。

(1) 如贮液箱有足够安装高度时，可采取重力投加，见图 10-19。泵前投配：次氯酸钠溶液由贮液箱流出，经液位箱和投配箱投入水泵进水管。

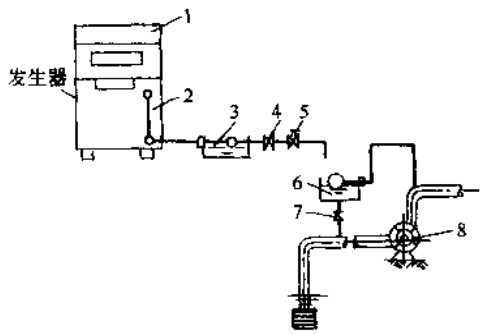


图 10-19　重力投加

1—电解槽；2—贮液箱；3—液位箱；4—阀门；5—流量调节阀；6—投配箱；7—电磁阀；8—水泵

(2) 采用水射器等压力投加，同混凝剂、漂白粉液等的投加。

10.6 二氧化氯消毒

二氧化氯消毒在国外水厂已多有采用，近几年我国水厂也有使用。由于受污染水源采用氯消毒可能会产生氯酚味和三卤甲烷等副产物，而采用二氧化氯可避免产生氯酚味和三卤甲烷。因此，二氧化氯在水处理中应用逐年增加。

10.6.1 二氧化氯的主要物理性能

(1) 二氧化氯是深绿色的气体，具有与氯一样的嗅味，比氯更刺激、更有毒性。二氧化氯气体的比重为 2.4。

(2) 二氧化氯易溶于水，不与水发生化学反应；二氧化氯在水中的溶解度是氯的 5 倍。

(3) 二氧化氯在常温条件下即能压缩成液体，并很易挥发，在光线照射下将发生光化分解。贮存在敞开容器中的二氧化氯水溶液，其 ClO_2 浓度很易下降。

(4) 二氧化氯很容易爆炸，温度提高、暴露在光线下或与某些有机物接触摩擦，都可能引起爆炸；液体二氧化氯比气体更易爆炸。空气中 ClO_2 浓度＞10%或水中 ClO_2 浓度＞30%时都将发生爆炸。所以工业上采用空气或惰性气体来冲淡二氧化氯气体，使其浓度＜8%～10%，将这种二氧化氯气体溶于水时，水中的 ClO_2 浓度为 6～8mg/L。

(5) 由于二氧化氯具有易挥发、易爆炸的特性，故不宜贮存，一般应采取现场制取和使用。目前国内已有生产稳定性二氧化氯，可运输和贮存，并在现场经活化后使用。

10.6.2 二氧化氯的消毒氧化作用

(1) 二氧化氯不与某些耗氯物质反应(如氨氮、含氮化合物等)，如果二氧化氯合成时不出现自由氯，那么二氧化氯加入水中将不会产生有机氯化物。

(2) 因为二氧化氯不与氨氮等化合物作用而被消耗，故具有较高的余氯，杀菌消毒作用比氯更强。当 pH＝6.5 时，氯的灭菌效率比二氧化氯高，随着 pH 值的提高，二氧化氯的灭菌效率很快地超过氯(据资料报导，当 pH＝8.5 时，要造成 99%以上埃希氏大肠菌杀灭率，只需要 0.25mg/L 二氧化氯和 15s 接触时间，而氯却需要 0.75mg/L)。

(3) 在较广泛的 pH 范围内具有氧化能力，氧化能力为自由氯的二倍。能比氯更快地氧化锰、铁，除去氯酚、藻类等引起的嗅味，具有强烈的漂白能力，可去除色度等。

(4) 二氧化氯消毒，可以保持剩余消毒剂量。

(5) 采用 ClO_2 消毒时，水中将会存在亚氯酸根 ClO_2^-。而 ClO_2^- 对人体健康有危害。我国《生活饮用水卫生规范》规定亚氯酸盐不得超过 0.2mg/L。

10.6.3 设 计 要 点

(1) 二氧化氯的投加量：与原水水质和投加用途有关，一般约在 0.1～2.0mg/L 范围。

当用于除铁、除锰、除藻的预处理时，一般投加 0.5～3.0mg/L。

当兼用作除臭时，一般投加 0.5～1.5mg/L。

当仅作为出厂饮用水的消毒时，一般投加 0.1～0.5mg/L。

投加量必须保证管网末端能有 0.02mg/L 的剩余二氧化氯。

二氧化氯消毒也有采用二氧化氯和氯气混合使用的，最佳投加比例按水样分析确定。这样一方面可减少 THMs 产生，另一方面也可制约由二氧化氯转化而产生的 ClO_2^- 和 ClO_3^- 的浓度。

(2) 二氧化氯投加：

1) 加注点的选择：二氧化氯具有强氧化性，其用于水处理主要是为了降低有机氯化物的产生，同时又能达到氯消毒同样的效果。

二氧化氯用于预处理时，为达到除藻、去铁、去锰等需要，应按二氧化氯与该去除物反应速率而定，一般应在混凝剂加注前 5min 左右投加。

二氧化氯用于除臭或出厂饮用水消毒时，投加点可设于滤后。

2) 接触时间确定：

① 用于预处理时，二氧化氯与水的接触时间为 15～30min。

② 用于出厂饮用水消毒时，与水的接触时间为 15min。

3) 投加方式：

① 在管道中投加，采用水射器，根据所需压力，用水泵增压厂用水，以满足投加需要。在条件允许的情况下，水射器设置尽量靠近加注点。

② 在水池中投加，采用扩散器或扩散管。

③ 二氧化氯投加浓度必须控制在防爆浓度以下，水溶液浓度可采用 6～8mg/L。

(3) 二氧化氯发生器选择：由于二氧化氯气体易爆炸，不易溶于水，且难以用钢瓶压缩储存，又具有较强的腐蚀性和刺激性，故一般在现场现制现用或制备成稳定性水溶液，因此应选择优质、高效的二氧化氯发生器。水处理消毒中二氧化氯制取利用氧化法和电解法较多，从国内外资料分析，大型水厂由于投加量较大，采用转化率较高、产二氧化氯较纯的氧化法居多。中小水厂也有采用电解法发生器的。

(4) 制取间及库房设计：

1) 设置发生器的制取间与储存物料的库房允许合建，但必须设有隔墙分开。每间房有独立对外的门和便于观察的窗。

2) 制取间应加喷淋装置，以防突然事故引起气体泄露。

3) 库房面积根据药料用量，按供应和运输时间设计，不宜大于 30d 的储存量。

4) 应设置机械搬运装置。

5) 制备间及库房应按防爆建筑要求设计。

6) 在工作区内要有通风装置和气体的传感、警报装置。

7) 要求有从制取过程中析出气体的收集和中和的措施。

8) 应保持库房的干燥、防止强烈光线直射。

9) 库房底层设有强制通风的机械设备。

10) 在药剂贮藏室的门外应设置防护用具。

10.6.4　二氧化氯的制取

二氧化氯的制备方法有十几种，根据其化学原理可分为还原法、氧化法和电化学法(电解法)。在净水处理中常用还原法中的盐酸法(RS 法)和氧化法中的氯气法来制备二氧化氯。

(1) 盐酸法(RS 法):用盐酸还原氯酸钠,该方法的反应式为

$$2NaClO_3 + 4HCl \longrightarrow 2ClO_2 + Cl_2 + 2NaCl + 2H_2O$$

它的特点是系统封闭,反应残留物主要是氯化钠,可以经电解再生氯酸钠,生产成本低。不足之处是一次性投资大,收率低,耗电量大,而且产品中含有较多的氯气。该法主要在欧洲采用,也是我国目前工业生产方法之一。

用盐酸制取二氧化氯的流程示意见图 10-20。

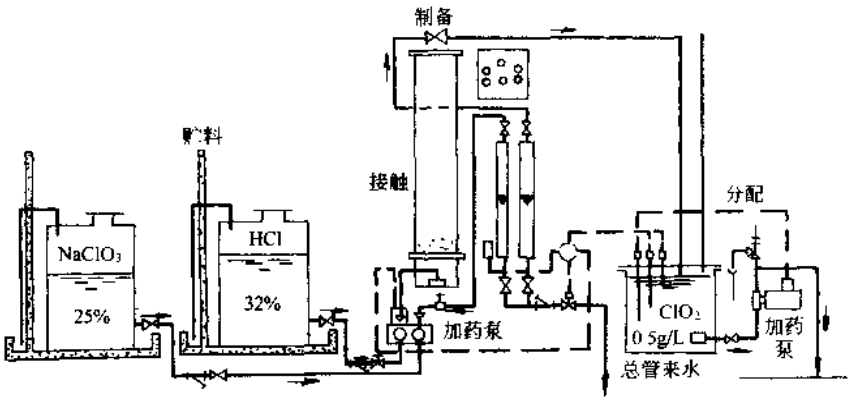


图 10-20 从盐酸制取二氧化氯的设备示意

(2) 氯气法:合成是二阶段反应。实质上是次氯酸与亚氯酸钠的作用,其反应式为

$$Cl_2 + H_2O \longrightarrow HOCl + HCl$$

$$HOCl + HCl + 2NaClO_2 \longrightarrow 2ClO_2 + 2NaCl + H_2O$$

总反应式为

$$Cl_2 + 2NaClO_2 = 2ClO_2 + 2NaCl$$

在这过程中不采取措施往往产率较低,其原因是:

1) 氯气溶于水后溶液的 pH 值决定了氯在其中的各种存在形式和相对浓度。

2) 预先溶在水中的氯进一步离解为次氯酸,产生次氯酸根离子和其他不需要的副反应。

理论上 10g 纯亚氯酸钠同 3.9g 氯气反应制成 7.45g 二氧化氯。但实际上通常反应需 pH 小于 2.5,通入过量氯。若想减少过量氯的投加,需用硫酸降低 pH 达 2 以下。

用氯制取二氧化氯的流程示意见图 10-21。

(3) 二氧化氯自动投加装置:其原理见图 10-22。

该装置采用盐酸法制备二氧化氯,可手动和自动控制投加,自动可根据流量比例信号或 ClO_2 投加后的浓度信号实现自动投加。

10.6.5 使用二氧化氯注意事项

使用二氧化氯应注意事项:

(1) 饮用水中 ClO_2、ClO_2^-、ClO_3^- 含量不能超过规定标准。

(2) 空气中二氧化氯含量超过 10%,遇电火花、阳光直射、加热至 60℃ 以上有爆炸危险。应避免有高温、明火在库房内产生。

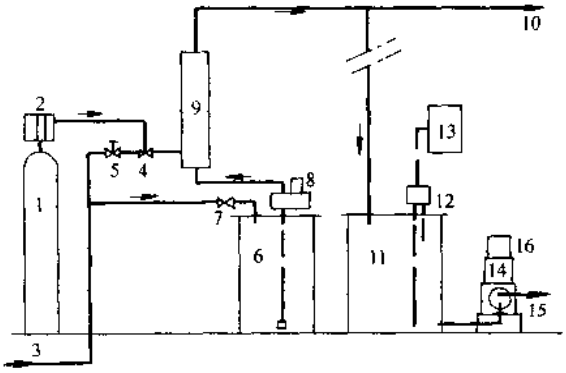


图 10-21　从氯制取二氧化氯的设备示意

1　氯筒；2—加氯机；3—总管来水；4—喷射器；5—电磁阀；6—亚氯酸钠制备槽；7—稀释用水；8—投药泵；9—反应室；10—恒定流量分配；11—溶液贮槽；12—液位传感器；13—加氯机和投药泵 8 的电控箱；14—溶液输送泵；15—变流量分配；16—泵的断续或变速控制器

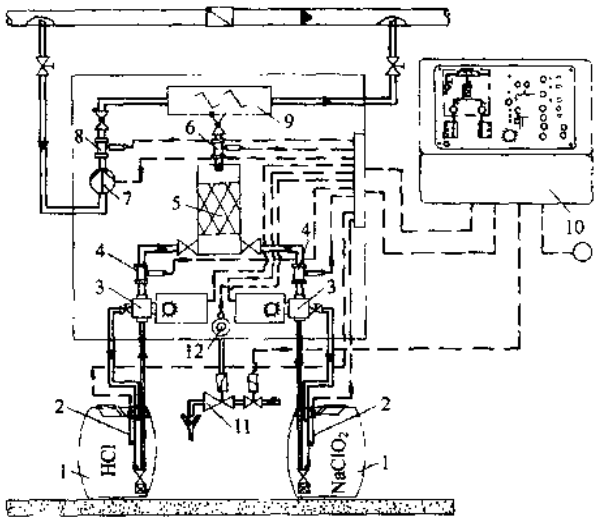


图 10-22　二氧化氯自动投加装置原理

1—HCl 和 $NaClO_2$ 在传送箱中；2—排空显示和液位监测传感器；3—HCl 和 $NaClO_2$ 加药泵；4—加药控制仪；5—ClO_2 反应器；6—ClO_2 流量传感器；7—电磁阀；8—旁通流量传感器；9—静止搅拌器；10—电子元件；11—安全排气装置；12—ClO_2 传感器

(3) 发生器应选用安全性好，在水量、水压不足、断电等情况下都有自动关机的安全保护措施。

(4) 运行的自动化程度要求较高，能自动控制进料、投加计算，药液用完自动停泵报警。

(5) 凡与氧化剂接触处应使用惰性材料。反应、混合均密闭完成，没有泄露。

(6) 物料选择应控制质量，采用的药剂均需达到规定标准。

(7) 经常检测药剂溶液的浓度，要有现场测试设备。

(8) 要用软化后的水，以免钙积聚在发生器上。

(9) 在进出管线上设置流量监测设备。

(10) 发生器应具有手动/自动控制投加浓度，浓度的上下限可人为设定。

(11) 应严格按工艺要求操作，不能片面加快进料、盲目提高温度。

(12) 不允许在工作区内从事维修工作。

(13) 亚氯酸钠搬运时，要防止剧烈震动和摩擦。

11 生物接触氧化处理

11.1 生物接触氧化处理技术的应用

11.1.1 特 点

目前我国不少城市水厂的水源水质受到污染，许多湖泊和水库呈现富营养化，常规的化学混凝、沉淀和过滤处理不能去除分子量低于10000道尔顿的有机物，而这一部分有机物是构成微生物有机营养基质的主体。

当传统净水工艺采用加氯氧化或消毒时，微污染原水中这类难以有效去除的有机污染物和三卤甲烷前体物，将使水厂出厂水水质的饮用安全性受到威胁。

去除微污染原水中的污染物，可以有各种物理、化学和生物的方法与措施。微污染原水经合适的生物处理，可有效地去除水中部分污染物，再合理组合常规净水工艺或深度处理工艺，能达到有效地将微污染原水处理成满足生活饮用水卫标准的安全可靠的饮用水。

采用生物处理技术以去除饮用水中有机污染物的研究，日本早在60年代即开始，我国亦已从70年代开始研究。目前在日本、欧洲已得到一定规模的应用，美国经过认真比较和研究后也开始重视开发饮用水的生物处理技术。生物处理可以减少消毒副产物的前体物，从而降低消毒副产物的生成量；同时还能有效去除可生物降解有机物，减少微生物的营养基质，控制细菌在水处理构筑物和输水管中的生长，保证饮用水的生物稳定性。

微污染原水的生物处理是仿效水体在自然界的充氧生物自净过程，人工创造充氧和强化好氧微生物密繁殖孳生的条件，使生物膜法集中在合适的水处理构筑物内。当微污染原水进入生物处理构筑物时，在足够的充氧条件下，与附着生长在填料表面的生物膜不断接触，通过微生物自身生命代谢活动——氧化、还原、合成、分解等过程，以及微生物的生物絮凝、吸附、氧化、硝化和生物降解等综合作用，使水中许多有机污染物逐渐转化和去除。

原水中有机污染物通常是含有由碳、氢和氧组成的含碳有机物，以及由有机氮、氨氮等组成的含氮有机物。其生物接触氧化过程是复杂的，一般认为：

(1) 含碳有机物，特别是可生物降解的溶解性有机碳(BDOC)，在好氧环境中通过微生物作用可分解为CO_2和H_2O，以除去：

$$\text{含 C 有机物}+O_2 \xrightarrow{\text{好氧微生物}} CO_2+H_2O$$

(2) 含氮有机物在有关微生物作用下，有些可逐步生物降解生成NH_3和NH_4^+。在亚硝化杆菌和硝化杆菌的作用下进一步硝化合成NO_2^-和NO_3^-，最后完成有机物的无机化过

程：

$$2NH_4^+ + 3O_2 \xrightarrow{\text{亚硝化杆菌}} 2NO_2^- + 4H^+ + 2H_2O + 486\sim703kJ$$

$$2NO_2^- + O_2 \xrightarrow{\text{硝化杆菌}} 2NO_3^- + 129\sim175kJ$$

生物氧化处理微污染原水的工艺形式主要有塔式生物滤池、生物转盘、生物流化床、生物接触氧化池和生物陶粒滤池等。在生物氧化处理工艺中，作为生物载体的填料以及曝气方式和池型布置等也可以有多种形式。

11.1.2 应　　用

11.1.2.1 生物接触氧化法的应用

80年代以来，我国有关高等院校、设计院和许多供水公司、企业等对微污染原水的生物处理工艺进行了大量研究，并已在工程中得到应用(见第11.2.4、11.3.6节)。

实践表明，生物接触氧化法能经济有效、无毒副作用地生物降解溶解性有机碳，去除原水中的氨氮、COD_{Mn}、色度、臭味、浑浊度、藻类、铁、锰和酚等污染物，明显降低原水中可能形成三卤甲烷等氯化有机物的前体物总量，从而提高水厂出厂水水质和饮用的安全可靠性。同时运行实践表明，采用生物处理还可降低水厂混凝剂与消毒剂用量。

部分生物氧化处理工程对有机物等的去除效果见表11-1。由于各地水源水质差异很大，检测项目也不一致，表中所列内容仅供查考。

11.1.2.2 生物接触氧化法的适用范围和注意事项

(1) 适用范围：生物接触氧化主要适用于氨氮含量较高的微污染原水，以及有机物含量较高(特别是可生物降解溶解性有机碳含量较高)的饮用水处理。

(2) 注意事项：

1) 由于低温条件下水中微生物新陈代谢作用受抑制，生命活动远不如常温条件下活跃，因此低温情况下生物氧化预处理效率将明显下降。水温低于5℃时，微生物代谢作用显著迟缓，生物硝化作用几近停止。

因此当原水水温冬季长期低于5℃时，应考虑将生物接触氧化池建于室内。

2) 进水不得有余氯，即不能采用预氯化处理，否则将影响生物活动。

3) 对原水浊度的适用范围与生物接触氧化池的填料、池型有关：

① 当采用生物(陶粒)接触氧化滤池时，允许直接进入滤池的原水经常浊度不能过高，否则将堵塞滤床并影响生物作用。

当原水浊度低于40NTU时，生物接触氧化滤池可设在混凝沉淀之前；当原水浊度高于40NTU时，建议生物接触氧化滤池设在混凝沉淀之后。

② 当采用弹性填料生物接触氧化池时，填料悬挂在池中不易堵塞水流通道，允许进入的原水浊度可略高些，一般以小于60NTU为宜。

4) 生物氧化工艺的处理效果与微污染原水中所含有机物的种类、含量、可降解程度有关。对采用生物氧化工艺的效果，一般应先进行小试、中试、积累一定的技术数据，经分析研究后确定。通过试验还可取得合适的有关设计参数，以便确定恰当的工艺流程和相应的工程措施。

部分生物氧化处理工程对有机物等去除率(%)　　表 11-1

工程			东深供水水源生物处理工程	宁波自来水公司梅林水厂	上海市惠南水厂	蚌埠自来水公司二水厂	上海市周家渡水厂试验基地	上海金山石化试验水厂
生物接触氧化池		填料类型	立体弹性填料			页岩陶粒填料		圆珠滤料
		规模(万 m^3/d)	400.0	4.0	12.0(一期)	1.8	0.5	1.0
		池型	平流渠道	斜管悬浮澄清池改建	平流池型	下向流滤池型		上向流滤池型
		水源	深圳水库	宁波姚江	上海大治河	蚌埠淮河	黄浦江上游	黄浦江上游
平均去除率(%)	1	生物需氧量 BOD_5	30.9	—	—	—		
	2	化学需氧量 COD_{Cr}	—	—	--	27.92	-	—
	3	耗氧量 COD_{Mn}	12.7	20～30	15～21	5.48～20.5	13～15	5.3～5.5
	4	总有机碳 TOC	—	20	—	29.46	—	12
	5	氨氮 NH_4^+-N (曝气下)	66.6	70～90	85～90	70～90	40～47	80～88
	6	亚硝酸氮 NO_2-N	—	60～80	88～90		40～70	25
	7	紫外吸光度 UV_{254nm}	-	--	—	29.22	0～5.6	-
	8	浊度 NTU	22.4	50～80	40～55	37.98	41～56	11.6～21
	9	色度	—	15～30	20～43	21.55	7～8	
	10	锰 Mn	52	—	50～60		33～36	45～66
	11	有机铁 Fe			25		—	44
节省药剂(%)		混凝剂		>50				
		消毒剂(液氯)		75～80	1/2～2/3			
原水(平均 mg/L)	1	氨氮 NH_4^+-N	3.32		1.5～4	0.1～13	0.2	0.3～2.5
	2	溶解氧 DO	2.77		2～5	2.2～8.0	3.9	
出厂水(平均 mg/L)	1	氨氮 NH_4^+-N	0.5① 1.13		<0.5		0.05	0.08～0.27
	2	溶解氧 DO	7.13		6.5～8.5		6.4	
投产时期			1998 年 12 月	1996 年 6 月	1999 年 8 月	1994 年 11 月	2001 年 6 月	2001 年 2 月

① 数字为生物处理后进入水库，NH_4^+-N 进一步转化为 NO_3^--N，最终供香港的源水的 NH_4^+-N 浓度。

11.2 弹性填料生物接触氧化池

11.2.1 构 造

弹性填料生物接触氧化池是以弹性立体填料作为生物载体来处理微污染原水的一种池型。其构造和布置见图 11-1。微污染原水进入生物氧化池后，流经充满大部分池体容积的弹性立体填料层，在池下方的穿孔布气管或微孔曝气器曝气供氧条件下，通过填料表面生物膜硝化菌等的生化作用去除水中氨氮、COD_{Mn}等污染物质，净化后的水经集水系统流出生物氧化池。

生物接触氧化池在运行前需进行挂膜。挂膜可在稍低于设计进水量的充氧条件下自然挂膜；经若干天的培养驯化后，微生物附着生长在填料上生成生物膜，对原水中的污染物进行吸附、分解、硝化、絮凝和去除。当生物氧化池出水氨氮去除率达 60%以上时，可认为挂膜完成。挂膜期一般半月以上，与水温有关。

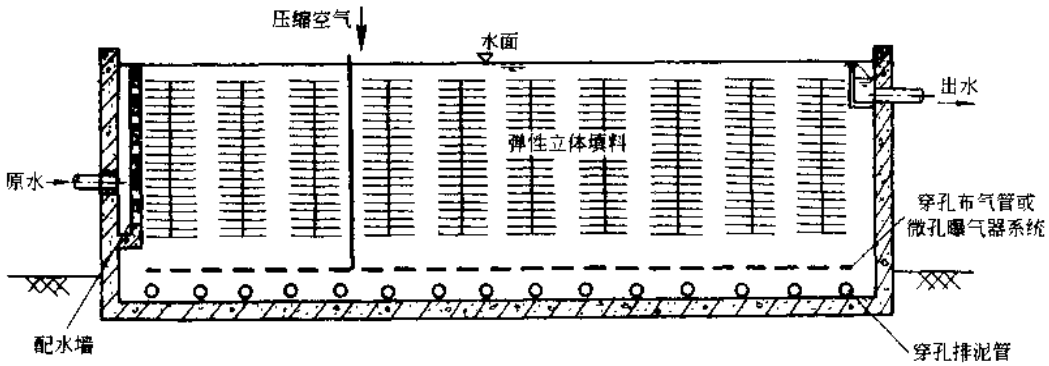


图 11-1 弹性立体填料生物接触氧化池布置示意

生物接触氧化池布置注意事项：

(1) 合理选择填料。填料比表面积大小影响可生长的生物量和生物氧化处理效果，有条件时应通过试验确定。

(2) 为取得较好的生物接触氧化效果，除了通过填料布置等增大单位池容积的填料表面积外，还应通过合理布置池中的配水和集水系统来尽量提高原水与全池填料上生物膜的接触可能。

(3) 池底部需设置排泥系统，以便及时排除池中积泥。有条件时可采用斗式排泥或机械排泥系统。

(4) 生物接触氧化池的池体较大，能较快适应流量、水质等环境条件的变化。

(5) 生物氧化池可根据需要与后续絮凝池等合建。

(6) 生物接触氧化池需考虑冲泥措施，以保持生物膜新陈代谢环境的稳定与良好：

1) 可根据原水中悬浮物含量多少，运行 1～3 个月停池冲洗填料表面积泥。为此可在池顶适当位置设置冲洗水龙头或在池中设冲洗管路。

2) 对于泥砂含量高的原水，有条件时可采用气水反冲洗方式。

3）冲洗强度应适当，防止在冲除填料表面积泥的同时，将生物膜过量冲除。

11.2.2　设计要点与主要参数

弹性填料生物接触氧化池的设计参数应根据当地原水水质、水温以及处理要求确定，并宜通过小试和中试加以验证。

下述参数可供设计时参考：

（1）生物氧化池有效水深为 4～5m 。

（2）生物氧化水力负荷为 2.5～4$m^3/(m^2 \cdot h)$（与弹性立体填料单元布设密度和单元长度的填料丝根数等有关）。

（3）生物氧化部分有效停留时间为 1.0～1.5h 。

（4）气水比为 0.7～1∶1 。

（5）填料单元布置：布置密度和填料比表面积大小，直接关系到生物处理效果和微生物代谢活动等，宜在不影响填料上积泥和冲泥等需要的前提下，尽量利用池体空间紧凑布置。

（6）波纹弹性立体填料：同济大学对此填料进行了比选，波纹弹性立体填料丝具有弹性，表面带波纹及微毛刺。单元直径一般采用 170～200mm，填料丝径 0.5mm，丝密度平均均 22～24 丝/cm。在生物氧化池中一般将各单元组合成梅花型布置，也可相互适当搭接。每一单元的立体填料可以乙纶绳或包芯塑料绳（金属丝芯）作中心绳，将聚烯烃类塑料丝通过中心绳纹合固定成辐射状立体构造，悬挂于吊索或吊杆下（见图 11-2）。

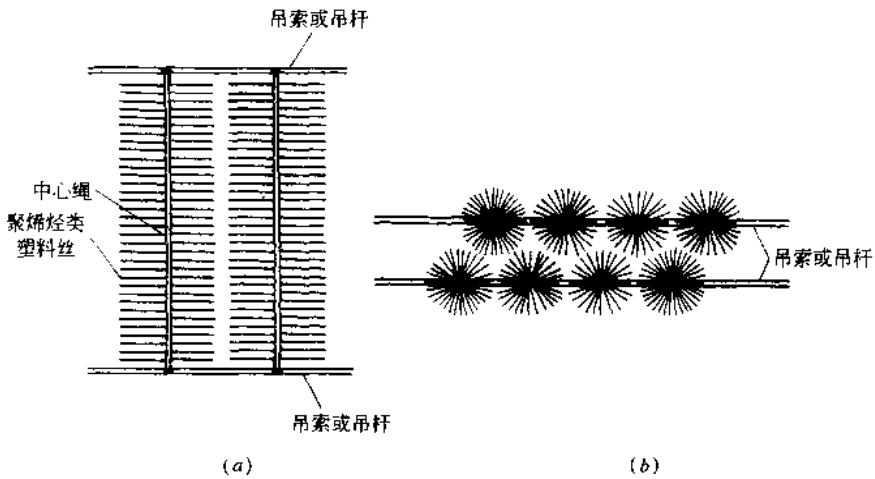


图 11-2　弹性立体填料单元及梅花型布置

(a) 单元立面；(b) 梅花型布置平面

（7）曝气充氧方式：可采用穿孔管曝气系统或微孔曝气器系统。微孔曝气器产生的气泡小，氧的传质效率较高。

1）穿孔管曝气系统的布置：为力求达到全池均匀曝气的目的，穿孔管必须布置成环状。

2）橡胶膜片或微孔曝气器：生物接触氧化池填料层的下方，设置充氧用的橡胶膜片式微孔曝气器系统和冲洗用的穿孔曝气管系统。橡胶膜片式微孔曝气器构造见图 11-3。

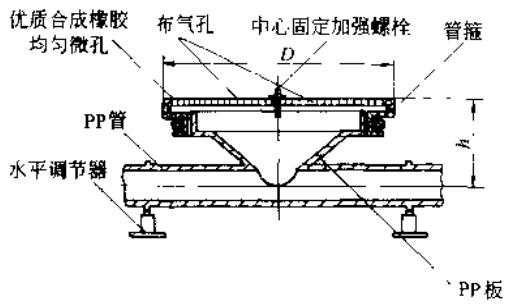


图 11-3 橡胶膜片式微孔曝气器构造

11.2.3 运行与维护

(1) 微污染原水生物氧化处理以生长繁殖中温性微生物为重。低温条件下微生物新陈代谢受到抑制,生物活性降低,因此应注意:

1) 一般在水温低于 10℃情况下,不宜进行填料挂膜。

2) 低温条件下,生物氧化池除污染效率低于常温条件下的除污染效果,因此应适当降低低温时的运行负荷。

(2) 填料表面在生长生物膜的同时粘附较多泥砂等悬浮杂质,将增厚填料丝上的膜层,妨碍微生物与水中污染物和溶解氧的生化传质作用,降低生物活性,明显降低生物处理效果。填料表面生物膜层的增厚,还会导致出现兼氧区和减少填料比表面积影响处理效果,因此应注意:

1) 当生物膜增厚时,注意及时适度冲洗,保持生物膜的及时更新和良好的生物活性。

2) 当处理含悬浮杂质较多的微污染原水时,可考虑在生物氧化池前增设原水预沉措施。

(3) 生物氧化池经较长时间运行后,有可能出现苔藓虫等水生物依附在填料上的大量暴发生长,影响正常运行,可停池降低水位,用消防水枪冲洗去除。

11.2.4 工程示例

11.2.4.1 梅林水厂生物氧化处理净水工艺系统

梅林水厂以宁波姚江微污染原水为水源。姚江常年浑浊度低,一般均小于 20NTU,仅夏季暴雨后短时间可能高达数十 NTU。

(1) 工艺流程:梅林水厂原有二组净水工艺系统,结合进行长期试验研究,1996 年对其中一组净水系统进行了增加生物接触氧化池的改造,生物接触氧化池由原斜管悬浮澄清池改建而成。根据常年原水浊度低的特点,采用了原水经生物氧化处理后,适量投加氯和硫酸铝,经折板絮凝池微絮凝后,进入砂滤池直接过滤的净水工艺系统。

改建完成后的梅林水厂工艺流程见图 11-4。

第①组传统净水工艺系统的处理能力为 6.0 万 m^3/d;第②组生物处理净水工艺系统的处理能力为 4.0 万 m^3/d。

生产实践表明,生物接触氧化对于去除氨氮、亚硝酸氮、COD_{Mn}、TOC、色度等具有较好

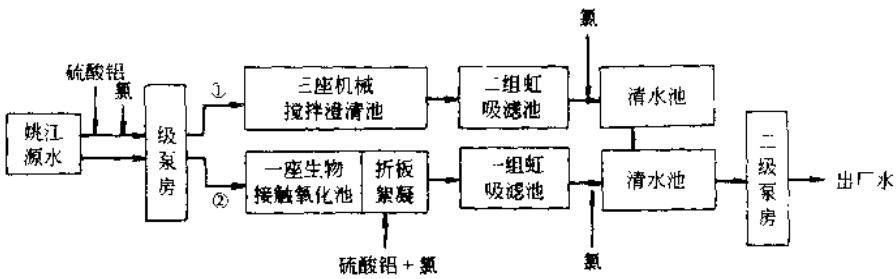


图 11-4　梅林水厂工艺系统流程示意

效果(见表 11-1),同时还可降低药耗。

(2) 主要设计参数:梅林水厂生物接触氧化池布置示意见图 11-5。主要设计参数如下:

1) 处理能力:4.0 万 m^3/d 。

2) 基本尺寸:长×宽×高=35.8m×17.8m×5.9m。

3) 生物接触氧化池和与后续穿孔折板絮凝池合并建造。

4) 弹性立体填料层高为 3.37m,由多根填料单元相互组成梅花型布置(见图 11-2)。

5) 生物接触氧化池部分有效水深为 4.56m,有效停留时间为 1.43h。

6) 设计生物接触氧化池气水比为 0.7∶1,水气逆向流动。

7) 鼓风机采用 L2A28 罗茨风机 2 台,1 用 1 备。鼓风机额定空气流量为19.14m^3/min,出口静压为 49kPa,配套电动机功率 37kW。

8) 因属旧池改建,排泥系统保留用穿孔排泥管,但作了适当改建。

11.2.4.2　东深供水原水生物硝化工程

该工程是通过采用弹性填料生物接触氧化工艺以改善向香港和深圳供水的原水水质。设计日处理水量为 400 万 m^3/d,是目前世界上同类工程中规模最大的。工程建于深圳市的深圳水库库尾,于 1998 年 12 月建成。处理效果良好,运行稳定。

(1) 工艺布置:生物氧化工程主体由 6 条长 270m、宽 25m、高 4.78～5.5m 的生物接触氧化池组成,池中填料采用弹性立体波纹填料,用穿孔管曝气。6 条生物接触氧化池的平面布置见图 11-6,东深供水原水生物硝化工程工艺流程见图 11-7 。

(2) 主要设计参数:

1) 水力停留时间为 55.4min,断面平均水流速度为 0.0813m/s 。

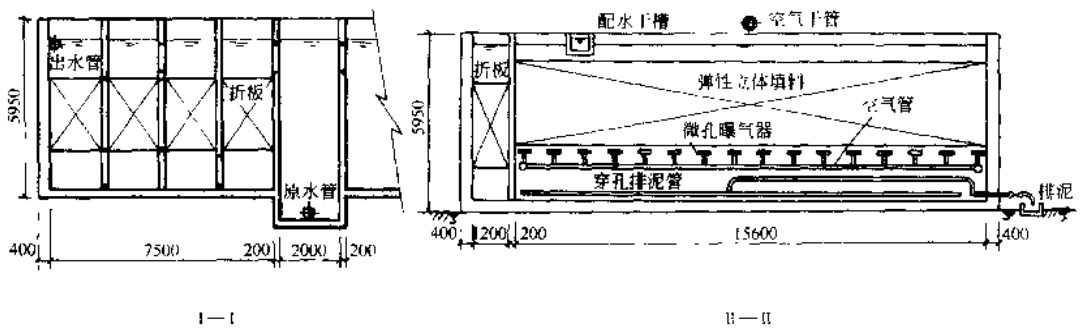
2) 气水比为 1∶1,共采用 6 台鼓风机,5 用 1 备。鼓风机为 GXKA44SV-GL225 型涡轮式离心鼓风机,每台供气量为 555.6m^3/min 。

3) 采用立体弹性填料,柱状、直径为 200mm,有效高度为 2.95m 。

4) 采用穿孔管曝气,曝气管成环状布置,二管间距为 70cm 。

11.2.4.3　张江水厂生物接触氧化池

上海市浦东新区张江水厂由于水源水质受污染,因此在水厂原有的机械搅拌澄清池及双阀滤池前,增设两组设计总流量为 3.5 万 m^3/d 的弹性立体填料生物接触氧化池,直接引入受污染原水进行生物预处理。该两组生物接触氧化池于 1998 年 11 月建成投产。该池的特点是采用水泵引水的虹吸式吸泥机进行池底排泥,取得较好排泥效果。



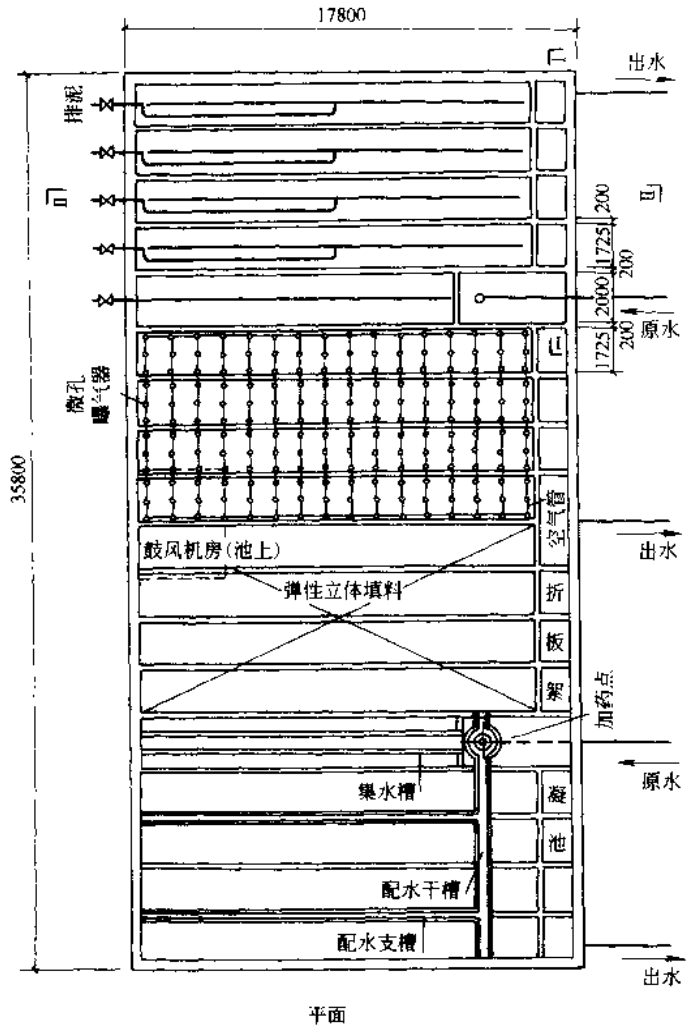


图 11-5 梅林水厂生物接触氧化池

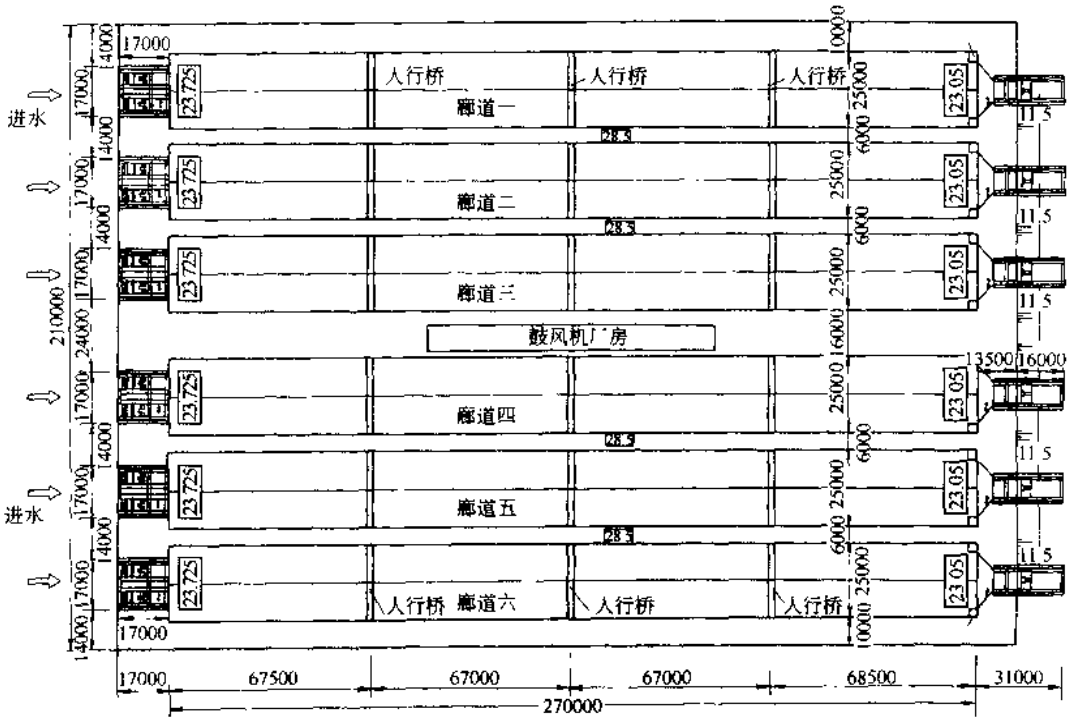


图 11-6　东深生物接触氧化池平面布置

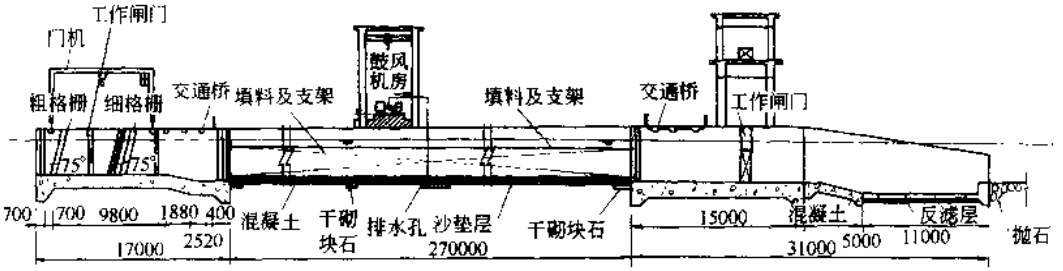


图 11-7　东深供水源水生物硝化工程工艺流程

张江水厂生物接触氧化池见图 11-8。

(1) 主要设计参数：

1) 设计总流量为 3.5 万 m^3/d 。

2) 池体为并列两组，每组有效尺寸：长×宽×高＝23.2m×6.0m×7.5m 。

3) 有效水力停留时间为 1.02h 。

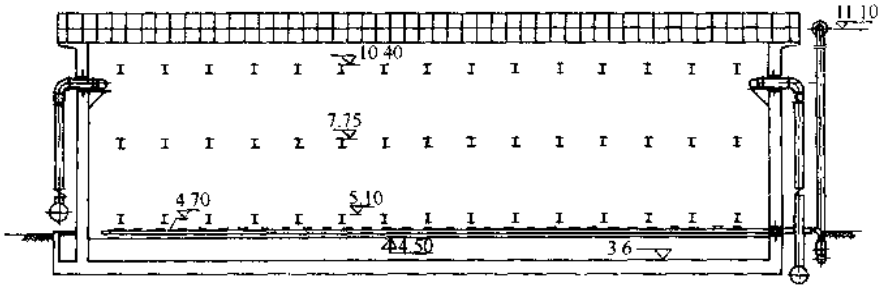
4) 气水比为(0.5～1.0)∶1 。

5) 波纹弹性立体填料层高为 5.3m 。

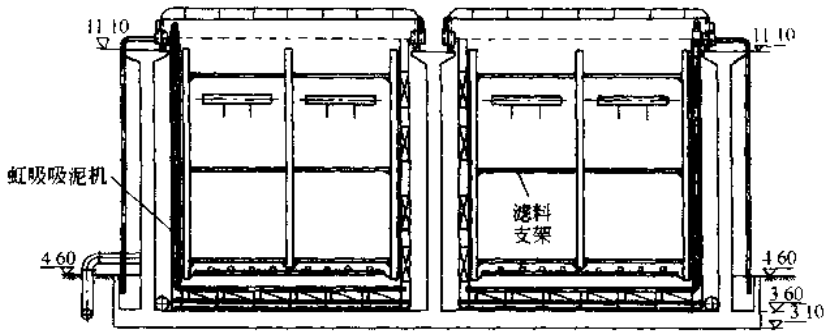
6) 填料下的穿孔管曝气区高为 0.5m 。

7) 池底排泥区高为 1.0m 。

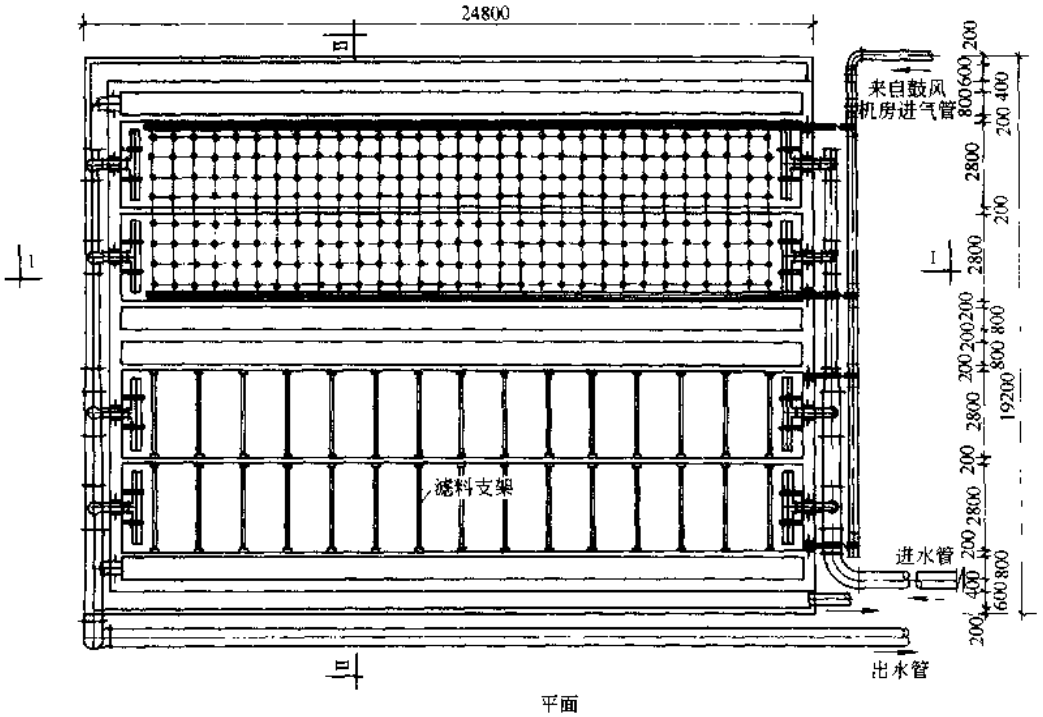
(2) 主要采用设备：



Ⅰ—Ⅰ



Ⅱ—Ⅱ



平面

图 11-8 张江水厂生物接触氧化池

1）3L41WD 型三叶罗茨鼓风机 3 台(2 用 1 备)。

2）电动水泵引水虹吸式吸泥机(跨度为 7.9m)2 台。

11.2.4.4　惠南水厂生物预处理工程：上海市惠南水厂取用大治河水源。水源受到一定污染，氨氮有时高达 4～5mg/L，色度达 60～70cu。为了降低出厂水氨氮、色度和有机污染物含量，在常规处理工艺前增加了弹性丝填料的生物接触氧化处理工艺，该厂自 1997 年 7 月建设投产以来，运行正常，取得了明显的效果(见表 11-1)。

主要设计参数与布置如下：

(1) 设计能力为 12.0 万 m^3/d，分两座，每池的净水能力为 6.0 万 m^3/d 。

(2) 设计的有效水力停留时间为 1.45h 。

(3) 采用推流式矩形水池。每池又分为独立的两格，每格池的平面尺寸为 74.5m×8.0m，有效水深为 4.25m 。

生物接触氧化池布置见图 11-9 。

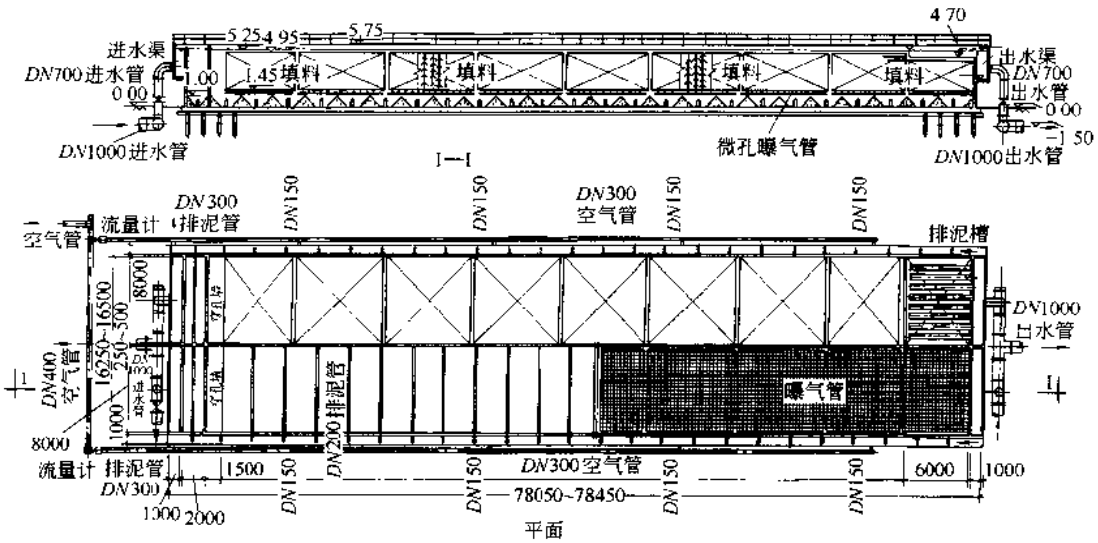


图 11-9　惠南水厂生物氧化池布置

(4) 填料：采用弹性丝填料，丝径为 0.5mm，直径为 175mm，比表面积为 $320m^2/m^3$，填料高度为 3500mm 。

(5) 设计气水比为 0.8～1.4∶1 。

(6) 曝气系统：

1）曝气器采用 JT-1 型拱形微孔曝气器：尺寸为 ϕ188mm×60mm，须安装平整。

2）曝气管网沿池长设置八组，每组设有 288 个曝气器，曝气器支座和管网的材质均为 ABS，每组管网都装有计量仪表和控制闸门，可根据运行要求和处理效果调整运行工况。

(7) 生物膜脱膜采用气水冲洗，冲洗强度是正常运行的 2～3 倍，沿池长从前到后分区段冲洗。冲洗周期为 3 周；冲洗历时为 10～15min 。

(8) 进水采用溢流堰加穿孔配水墙，出水采用指形槽。

(9) 排泥采用穿孔排泥管，沿池长每隔 3.0m 设一条斗式排泥槽，内设排泥管，排泥管

上安装气动阀门；根据积泥规律，沿池长方向组成4个排泥管组.采用PLC自控运行。

池前区段排泥历时为2min；中段为1.5～2min；后段为1～1.5min；这些参数及污染浓度监测参数输入排泥PLC站，可使排泥系统自控运行。

(10) 过程控制：由于微污染原水生物处理的效果受原水水质、负荷、生物量、生物活性和温度等诸多因素影响。因此增强调节手段是强化过程控制的关键：

1) 该池采用推流式，渐减曝气方式控制运行。鼓风机房按近远期结合布置，近期按三用一备配置，其中三台 $Q=46m^3/min$，$H=0.059MPa$，另一台 $Q=30m^3/min$，$H=0.059MPa$。实际运行台数可按气水比为0.8∶1、1.1∶1、1.4∶1等多种不同的工况自控选择。

2) 鼓风机房供气总管和各段供气总管装有在线仪表，生物氧化池进出水段装有在线水质检测仪表，可根据实际运行状况和处理效果分别调整各段的运行参数。

3) 生物氧化池沿池长方向分四个曝气段，各段的曝气量可按实际运行状况分别调整。

4) 生物氧化池运行一段时间后，可视填料上生物膜的生长状况，定期进行气动冲洗，帮助老化生物膜脱落。

11.3 颗粒填料生物接触氧化滤池

11.3.1 构　　造

颗粒填料生物接触氧化滤池构造和布置形式与砂滤池类似，因此也称为淹没式生物滤池。其与砂滤池的主要差异是滤料改为适合生物生长的颗粒填料以及增加了充氧用的布气系统。

颗粒填料生物滤池的基本布置见图11-10。

生物滤池的运行既可以采取上向流也可以采取下向流方式，或者两种方式交替运行，以提高滤池的处理能力和对污染物的去除效率，见图11-10。当按上向流方式运行时，阀门1、2、3、6关闭，阀门4、5开启；当按下向流方式运行时，阀门4、5、3、6关闭，阀门1、2开启。反冲洗时，则关闭阀门1、2、4、5，开启阀门3、6。通过上述阀门关启的配合，可实现不同进水方式的运行，缺点是阀门较多，增加投资和阀门安装困难。如果设计时只考虑采用上向流或下向流中的一种形式，则阀门布置较为简单。

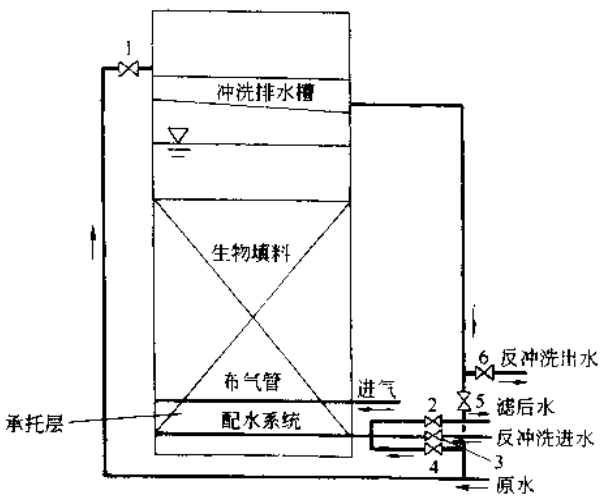


图11-10 生物滤池布置示意

试验表明：下向流与上向流生物陶粒滤池对有机物和氨氮的去除效率有差别：在曝气充足条件下，上向流方式对有机物和氨氮去除效果略高于下向

流方式。

不同流态对滤速的影响不同：下向流由于气水逆流，阻力较大，当增大气量后，水流速度受限制，因此增大滤速有一定限度。上向流则由于气水同向，气流可帮助疏松陶粒填料，滤速可相应提高，但当进水中带有较大杂质时，则易堵塞配水系统孔眼，导致配水不均匀，给运行管理带来影响。

下向流生物滤池对有机物（COD_{Mn}）和色度的去除与上向流基本一致，而对氨氮和浊度的去除，则更好一些。

在选择滤池方式时，应根据原水浊度和悬浮物含量以及原水水质污染情况选用。当原水浊度和悬浮物较高时，宜选用下向流形式。

11.3.2　颗粒填料选择

11.3.2.1　选择原则

颗粒填料主要的选择原则如下：

（1）比表面积大：颗粒填料一般选用适宜的粒径、表面粗糙的惰性材料，这种填料有利于微生物的接种挂膜和生长繁殖，保持较多的生物量；有利于微生物体代谢过程中所需氧气和营养物质以及代谢产生的废物的传质过程。

（2）足够的机械强度：填料必须有足够的机械强度，以免在冲洗过程中气和水对颗粒冲刷而磨损或破碎。

（3）合适的颗粒松散密度：既利于反冲洗，又不致被冲走。

（4）具有化学稳定性，以免填料在过滤过程中，发生有害物质溶解于过滤水的现象。

（5）能就地取材、价廉，以减少投资。

11.3.2.2　不同填料的比较

清华大学在对不同的惰性载体（页岩陶粒、粘土陶粒、砂子、褐煤、沸石、炉渣、麦饭后、焦炭等）进行筛选，并与生物活性炭进行比较（其中褐煤因其机械强度差而被淘汰）后，认为陶粒、砂子、大同沸石和麦饭石优于其他几种材料。表 11-2 是几种颗粒填料物理化学特性（粒径为 1.75～2.25mm）比较。

几种颗粒的物理化学特性比较　　表 11-2

物理性质					主要化学元素组成					
名　称	产　地	比表面积 (m^2/g)	总孔体积 (cm^3/g)	松散密度 (g/L)	Na	Mg	Al	Si	Fe	其　他
活性炭	太　原	960	0.9	345	—	--	—	—	--	—
页岩陶粒	北京等	0.29	0.103	976	—	1.5	21.5	63.5	6.5	7.0
粘土陶粒	北京等	0.42	0.184	765	2.42	2.40	21.93	52.08	10.38	10.79
砂　子	北　京	0.76	0.0165	1393	2.83	0.24	16.84	50.69	—	29.4
沸　石	山　西	0.46	0.0269	830	4.25	11.48	18.27	40.28	10.14	15.58
炉　渣	太　原	0.91	0.0488	975	0.79	1.13	31.4	53.58	4.13	8.97
麦饭石	蓟　县	0.88	0.0084	1375	5.23	0.46	20.32	50.38	0.84	22.86
焦　炭	北　京	1.27	0.0630	587	-	-	25.75	40.23	—	34.02

目前应用较多的填料主要是页岩陶粒，使用结果较为满意，主要特点如下：

(1) 页岩陶粒粒径一般采用 2～5mm。陶粒颗粒的物理特性及详细的化学组成见表11-3。

页岩陶粒的物理化学组成　　表 11-3

物理性质			化学成分(%)					
比表面积 (m^2/g)	堆积密度 (g/L)	孔隙率 (%)	SiO_2	AL_2O_3	Fe()	Ca()	Mg()	烧失量
3.90	890	75.6	61～66	19～24	4～9	0.5～1.0	1.0～2.0	5.0

(2) 除了考虑颗粒的比表面积，还须考虑其总孔容积，同时还要考虑微孔、过渡孔和大孔各自所占比率。因细菌生长主要依赖大孔，微孔过多对细菌生长并无作用。

陶粒表面较粗糙，不规则，有很多孔径较大的孔洞，相互之间不连通，主要是一些开孔大于 0.5 μm 以上的孔洞，而细菌直径为 0.5～1.0 μm，有利于微生物附着生长。

(3) 陶粒的化学组成表明不含对生物有害的重金属及其他有害物质，其化学组成主要是碱性成分。由于微生物在代谢过程中往往有有机酸的生成，因此陶粒孔隙的微环境对促进微生物的生长代谢有利。

11.3.3 布　　置

颗粒填料生物接触氧化滤池由六部分组成：配水系统、配气(布气)系统、生物填料、承托层、冲洗排水槽以及设置进、出水管道及阀门的管廊。

(1) 配水系统：生物滤池出水的收集与反冲洗水的分布，由同一配水管系完成。该管系位于滤池底部，滤池工作时均匀集水，并在滤池反冲洗时保证反冲洗水在整个滤池面积上均匀分布。生物滤池一般采用管式大阻力配水方式，具体设计同普通快滤池。

配水系统必须使配水均匀：如果配水系统设计不合理或安装达不到要求，使反冲洗时配水不均匀时将产生下列不良后果：

1) 部分区域冲洗强度达不到要求，该区域的生物填料中杂质冲不干净，生物膜不能及时更新，将影响生物滤池对污染物的去除效果。

2) 在冲洗强度大的区域，由于水流速度过大，会冲动承托层，引起生物填料与承托层的混合，甚至引起生物填料的流失，有时也会引起布水系统和布气系统的松动，对生物滤池造成极大危害。

(2) 配气系统：生物滤池内设置布气系统主要有两个目的：一是正常运行时曝气，二是进行气水反冲洗的供气。

1) 同一套布气管虽能减少投资，但有可能使过滤时充氧曝气供气不均。因此宜分设反冲洗和曝气两套系统。即使采用长柄滤头气水反冲，也仍需在滤头上面单独布置曝气系统。

2) 配气系统与配水系统一样必须做到均匀、平整。

3) 为保证曝气效果，通常将配气管布置成环网状。

(3) 生物填料层：生物接触氧化滤池所用填料的特性是影响其处理效果的关键因素之一，有关填料的选择见表 11-2、3 。

(4)承托层：

1) 承托层主要是为了支承生物填料，防止生物填料流失，同时还可以保持反冲洗稳定

进行。承托层常用材料为卵石，或破碎的石块、重质矿石。为保证承托层的稳定，并对配水的均匀性充分起作用，要求材料具有良好的机械强度和化学稳定性，形状应尽量接近圆形。

2）承托层接触配水及配气系统部分应选粒径较大卵石，其粒径至少应比配水、配气管孔径大4倍以上，由下而上粒径渐次减小，接触填料部分其粒径及密度应基本与填料一致。

(5) 冲洗排水槽和管廊：生物接触氧化滤池的冲洗排水槽和管廊布置与普通快滤池类似。

11.3.4　设计要点与主要参数

11.3.4.1　生物滤池设计要点与参数

(1) 滤池总面积：按处理水量和滤速确定，滤池格数和每格面积参考普通快滤池。

(2) 滤速为4～6m/h 。

(3) 滤池冲洗前的水头损失控制为1～1.5m 。

(4) 曝气量、气水比，应根据原水水质的可生物降解有机物(BDOC)、氨氮和溶解氧含量而定，约取0.5～1.5，一般取气水比为1.0 。

(5) 过滤周期为7～15d 。

(6) 滤池高度包括承托层、填料层和填料上水深及保护高度，一般总高度约4.5～5m 。其中：

1）生物填料层高度一般为1500～2000mm 。

2）承托层高度一般为400～600mm 。

3）填料层以上淹没水深1.5～2.0m 。

4）反冲洗时填料层膨胀率可达30%～50%，因此冲洗排水槽表面距填料表面的高度应保持在1～1.5m 左右。

5）滤池保护高度为300～500mm。

(7) 反冲洗方式及强度：生物滤池一般采用气水联合反冲洗。

1）水反冲强度：应根据填料颗粒密度而定，一般取10～15L/(m^2 · s)。

气反冲洗强度也应根据填料面定，一般取10～20L/(m^2 · s)。

2）反冲洗过程与时间：

第一步：将水放至冲洗排水槽下，用气冲洗，使填料层松动，老化膜脱落，防止结块，时间为3～5min 左右。

第二步：关气，用水冲洗5min 左右。

(8) 反冲洗水的供应：生物接触氧化滤池设于混凝沉淀前时，反冲洗水可以直接用原水。如果生物接触氧化滤池在混凝沉淀与砂滤之间时，反冲洗水应用生物接触氧化滤池出水。冲洗水泵或冲洗水箱的设置参照普通快滤池。

(9) 反冲洗供气系统：

生物接触氧化滤池反冲洗供气系统与滤池反冲洗供气系统类似，也可采用穿孔管配气，或长柄滤头配水、配气，有关设计参数和布置要求见第9.2 节。

气源的供给可采用鼓风机供气或空压机一贮气罐组合供气。

鼓风机可用罗茨鼓风机或离心鼓风机，各自的特点为：

1）罗茨鼓风机是定容式气体压缩机的一种，特点是：在最高设计压力范围内，管路阻力变化对流量影响很小，工作适应性强，结构简单，制造维护方便，适合于在流量要求稳定、阻力变化较大的情况，缺点是噪声较大。

2）离心式鼓风机是一种叶片式气体压缩机，具有空气动力性能稳定、振动小、噪声低的特点，它可分为低速多级、高速多级、高速单级等几种形式。空气压缩机应选择无油空气压缩机。实际应用中，应根据具体情况选择鼓风设备。

供气系统的计算见第9.2节。

11.3.4.2 充氧曝气系统设计要点

（1）充氧方式：生物滤池一般采用鼓风曝气的形式，良好的充氧方式应有高的氧吸收率，即单位时间内转移到水中的氧与供氧量之比值较高。

微孔曝气头虽具有气泡体积小，气液接触面积大，氧传质效率较高；但微孔曝气存在阻力大的缺点。颗粒填料本身具有切割气泡作用，因此可不用微孔曝气头，一般推荐采用多孔管或长柄滤头。

生物滤池最简单的鼓泡装置为采用穿孔管。穿孔管属大中气泡型，氧利用率低，约为4%左右，其优点是不易堵塞，造价低。

（2）曝气量：根据气水比确定。由于正常运行的曝气量仅为反冲洗所需的1/8～1/10，因此能保证反冲洗气量一般即可保证正常运行所需气量。

（3）曝气系统：

1）当滤池格数较少时供气设备宜分开；当滤池格数较多时可考虑二个系统合用一套供气设备。

2）由于正常运行的充氧曝气量明显低于冲洗用气量，若采用同一布气系统，将造成配气的不均匀，因此，正常运行的充氧曝气与反冲洗的配气一般仍分设二个供气配气系统：充氧曝气常采用穿孔管布气系统；气冲洗可采用长柄滤头，亦可采用穿孔管配气系统。

当采用二套穿孔管时，穿孔管的开孔率、孔眼直径等均应根据各自的供气量计算。

11.3.5 运行与维护

11.3.5.1 启动与挂膜

（1）启动检查：颗粒填料生物接触氧化池是否按设计要求建设。然后检查配水和配气是否符合要求，水路及气路是否畅通，布水及布气是否均匀正常，尤其是气路。检查是否能满足正常运行曝气及反冲的需要，一切合格后再装填好填料，最后进行微生物的挂膜。

（2）挂膜方式：可分为两种，即自然挂膜和接种挂膜。在夏天水温较高，进水水质中可生化成分（BDOC）较高时，可采用自然挂膜。如果水温较低或原水中可生化成分（BDOC）较少，则应采用接种挂膜，强化挂膜效果，减少挂膜时间。

1）自然挂膜方法：以小流量进水（滤速0.5m/h），使微生物逐渐接种在颗粒填料上附着生长，然后逐渐增加水力负荷，每3d增加0.5m/h滤速，直至达到设计要求。

2）接种挂膜方法：在水源取水点附近取一定量的河流或湖泊底泥，经稀释后加入生物接触氧化滤池中，同时向池内加入一定量的有机及无机营养物（营养物的投加按C∶N∶P=100∶5∶1）以保证微生物生长的需要，然后进行曝气。曝气期间不进水也不出水。24h后换水，然后重新投加营养物。曝气3d后改成小流量进水（停留时间从8h开始），使微生物逐渐适应进水水质，待出水变清澈后，逐渐增加水力负荷，方式同自然挂膜，直至达设计要求。

（3）挂膜：在挂膜期间每天对进出水的有机物浓度（一般以COD_{Mn}为指标）、氨氮进行监测，当COD_{Mn}去除率达15%～20%，或氨氮去除率达60%以上时，可认为挂膜完成，挂膜 -

般需 30d 左右。

水温对生物陶粒的启动影响较大，低温条件下微生物活性受到抑制，生物膜形成较为缓慢。所以挂膜最好在水温较高的夏季或秋季进行。

11.3.5.2　正常运行及维护

挂膜完成后，即进入正常运行阶段。颗粒填料生物接触氧化主要依靠载体上的微生物的新陈代谢作用，对有机物进行分解和对氨氮进行氧化。微生物对环境因素的变化较为敏感，如果操作不当或管理不善，将影响生物滤池的运行效果。为保证生物滤池稳定运行，需对下列几个方面加以注意：

(1) 保持稳定运行：虽然生物接触氧化滤池能抗一定的冲击负荷，如长期运行不稳定或负荷变动较大，将影响微生物活性。因此应尽量保持滤池负荷稳定，即使变动负荷也应缓慢进行。特别不能使滤池处于无水状态，使填料干枯。

(2) 保持稳定的供气：足够的溶解氧是维持细菌生长的必备条件，不能经常处于停气状态。如果经常出现曝气不足或停止曝气的情况，由于微生物长期缺氧而使其活性受到严重影响，将使整个滤池达不到应有的处理效率。应使出水溶解氧保持在 2～4mg/L 。

(3) 严格按要求定期进行反冲洗：过滤周期过长，滤料中积留的污泥太多，水头损失大大增加，能耗增加，同时生物膜表面的老化的生物体得不到更新，发生局部厌氧，出水水质变差。过滤周期太短，冲洗频繁，也会减少总产水量，增加冲洗能耗，生物膜脱落加快，生物量减少，降低处理能力。因此合适的反冲洗强度和周期对生物预处理的运行效果有十分重要的意义。

(4) 如果运行时水质变化很大，则应根据具体情况对过滤周期进行调整。一般情况下，当水头损失增至 1m 时，应进行反冲洗。

11.3.6　工　程　示　例

11.3.6.1　蚌埠二水厂

蚌埠市自来水公司二水厂取用淮河蚌埠段原水，总设计规模为 5.0 万 m^3/d，共有二条工艺流程。其中第二条流程为 $1.8m^3/d$，采用澄清池和多层滤料滤池。

80 年代以来淮河水源污染严重，色度、氨氮和有机物增高。为此，采用了生物接触氧化法对原水进行生物预处理。

(1) 生物预处理工艺流程：在原第二条流程的澄清池前，新建一组四个生物陶粒滤池。工艺流程见图 11-11，过滤出水与第一套流程出水混合，加氯后通过清水池送往用水点。

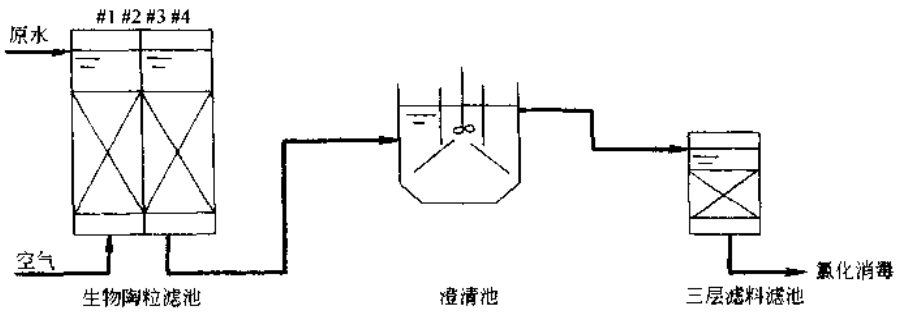
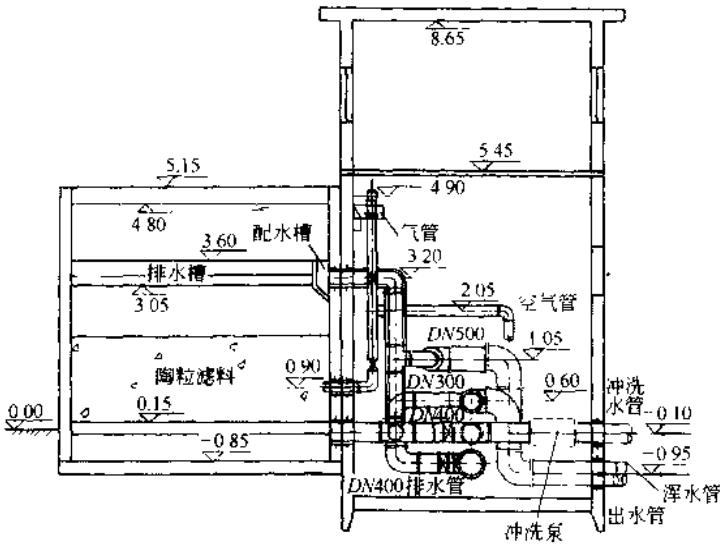
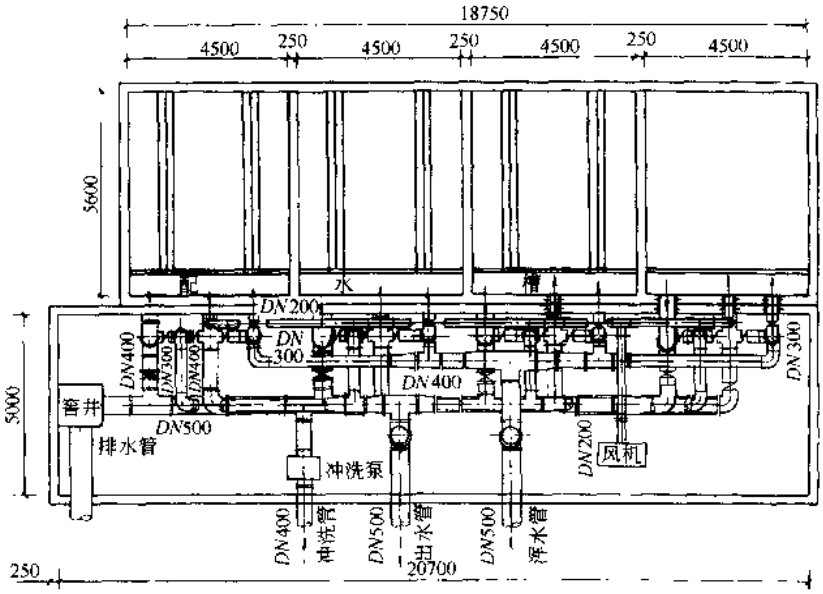


图 11-11　生物陶粒滤池预处理工艺流程

该系统在1993～1995年进行了生产性试验运行，后又于1997年进行翻修，并改进布气系统。生物陶粒滤池布置见图11-12。



剖面



平面

图11-12 蚌埠二水厂生物陶粒滤池布置

生物陶粒滤池处理效果见表11-1。

(2) 生物陶粒滤池的主要设计要点与参数如下：

1) 生物陶粒滤池一座分为四格，每格规模为4500m^3/d。

2) 滤速：试验运行范围为3.6～6m/h；空床停留时间为30～20min。

3) 陶粒填料：粒径为2～5mm；高度为2m。

4）滤池（包括管廊）总尺寸为 21.2m×11.6m；其中滤池面积为 5.6m×18.75m 。每格滤池尺寸为 5.6m×4.5m，面积为 25m²；滤池总高度为 6.0m，其中支承层 0.65m 。

5）滤池下部设穿孔管配气系统，气水比 1∶1 。

6）冲洗采用气水联合反冲，配水系统采用大阻力穿孔管配水。

11.3.6.2　周家渡水厂

上海市周家渡水厂建于上世纪 60 年代，现改为深度处理工艺研究与应用基地，规模为 1 万 m³/d ，分为二条不同工艺的净水系统，能力各为 5000m³/d 。其中一条采用了生物陶粒滤池预处理。其工艺流程见图 11-13 。

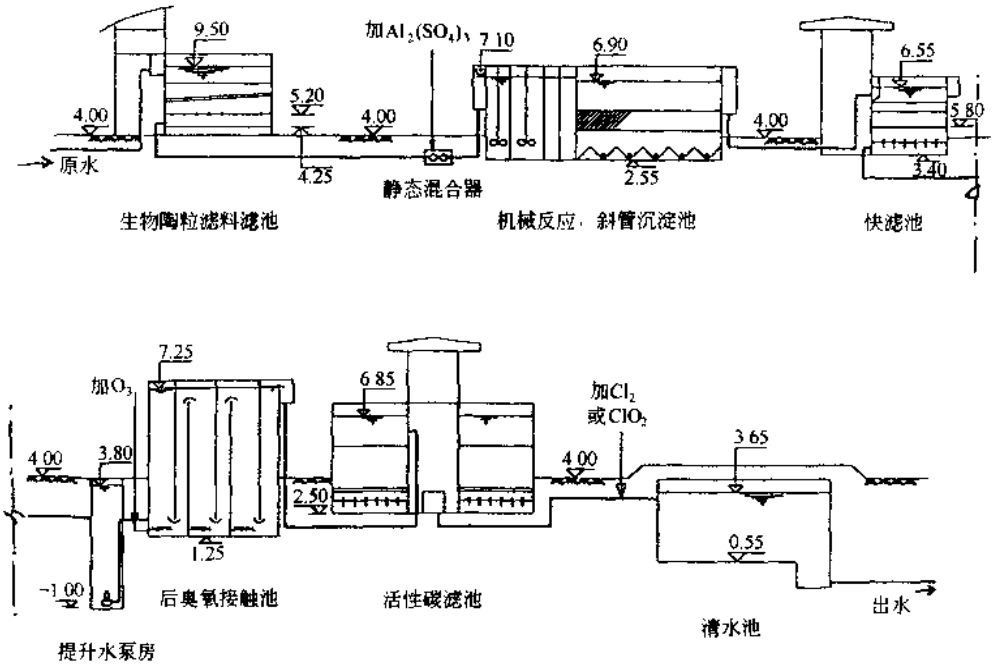


图 11-13　工艺流程

陶粒生物滤池布置见图 11-14 。

该水厂取用黄浦江上游水源，陶粒生物滤池的处理效果见表 11-1 。

主要设计内容与要点如下：

（1）陶粒生物滤池规模为 5000m³/d 。

（2）滤速为 5.5m/h，空床停留时间为 22min 。

（3）采用陶粒作为生物接触氧化的填料。陶粒粒径为 2～6mm，有效粒径 3.2～4.8mm，密度为 1.25～1.75kg/L，堆积密度为 0.75～0.95kg/L，比表面积＞1.5×10⁴cm²/g 。

（4）滤池总面积为 11.55m×4.0m；分为三格，单格为 3.5m×4.0m、面积为14m²；

（5）滤池总高度为 5.55m，其中：配水区为 0.9m，支承层为 0.3m，滤料层为 2m，滤料层以上水深为 2m，保护高度为 0.3m 。

（6）滤池下部设穿孔管配气的曝气系统：配气管管径为 *DN*80，共设 10 根组成环状；孔

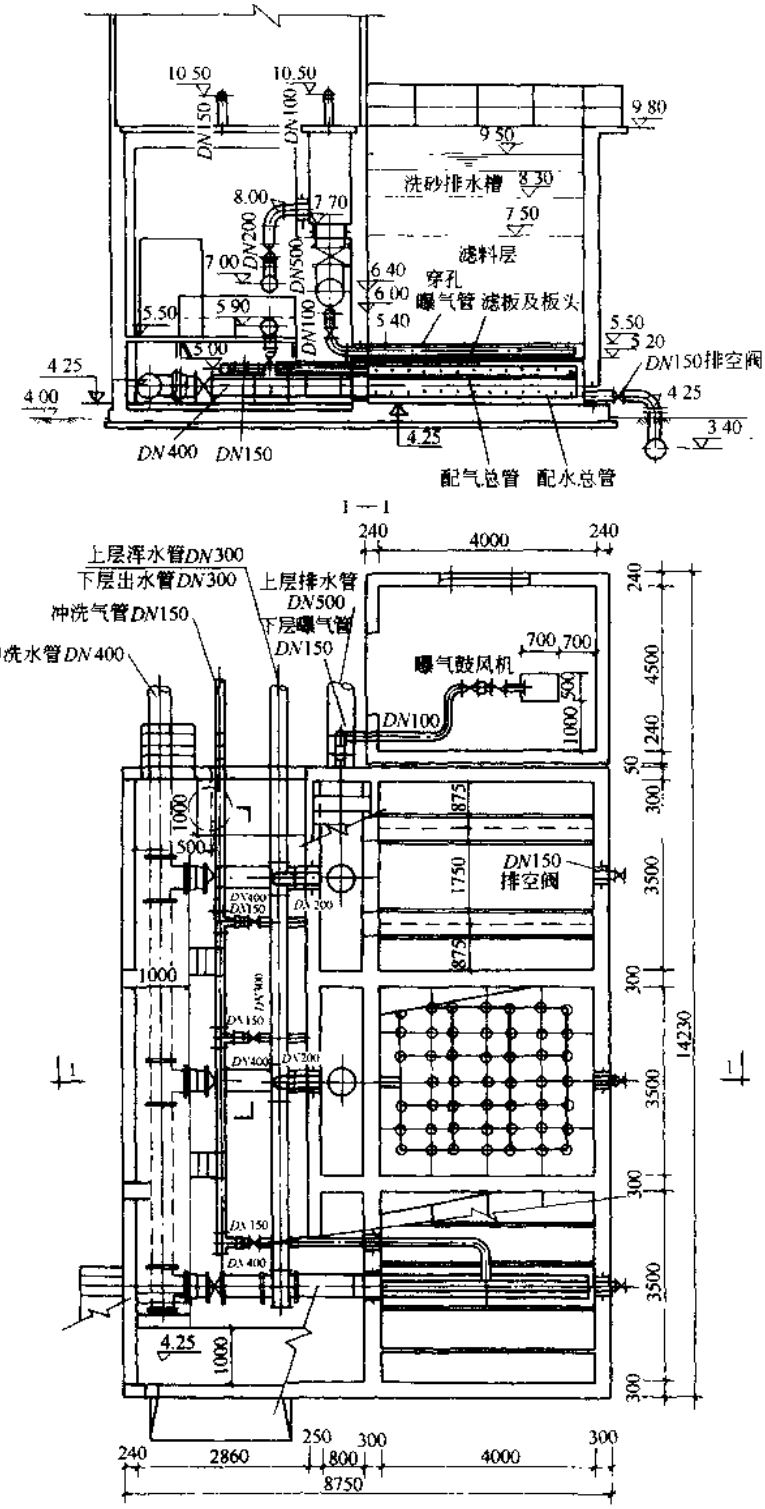


图 11-14 陶粒生物滤池布置

径为 ϕ1～2mm 。曝气量为处理水量的 0.7～1.0 倍。

(7) 滤池底部设小阻力的配水、配气反冲洗系统，采用长柄滤头。

(8) 滤池的气冲强度为 55m³/(m² · h)，水冲强度为 50m³/(m² · h)，先气后水单独冲洗。冲洗历时为 7～8min，其中气冲为 2～3min，水冲为 5min 。

(9) 冲洗周期为 5～7d 。

(10) 滤池清水出水管上设电动闸阀，定时控制阀门开启度，采用恒水位过滤。

(11) 滤池设配套的鼓风机房与冲洗水泵房：鼓风机房的曝气鼓风机采用 RC-80 风机，风量为 4.38m³/min，风压为 50kPa 。另设冲洗(机)泵房；采用冲洗水泵二台，每台流量为 400m³/h，扬程为 18m；并设有冲洗用鼓风机。

11.4　蜂窝管与轻质填料生物接触氧化池

11.4.1　蜂窝管生物氧化池

1971 年日本提出了用浸没式蜂窝直管填料和中心筒穿孔管曝气的生物膜接触氧化装置来处理多摩川微污染原水的工艺方案，并在玉川水厂得到应用。

随后，此类浸没式生物膜接触氧化装置还在日本多处其他水厂中推广应用，获良好效果。

11.4.1.1　蜂窝管生物氧化池构造

采用塑料制作的蜂窝直管填料作为浸没水中的生物载体。其生物接触氧化装置构造见图 11-15 。

蜂窝管填料氧化池除设有原水分配与出水集水系统外，装置中央部位设置中心曝气筒，其下部设穿孔布气管，通入压缩空气向原水充氧。为了及时脱除蜂窝直管管壁上附着的老化生物膜，在蜂窝填料下方设置冲洗用的穿孔布气管。池底还需设排泥及放空管道。蜂窝直管填料用无毒塑料片制作，其构造示意见图 11-16，通常填入 3 段填料，总高为 3m 。

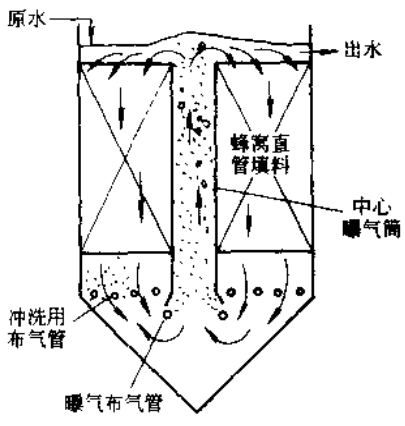


图 11-15　浸没式生物接触氧化装置

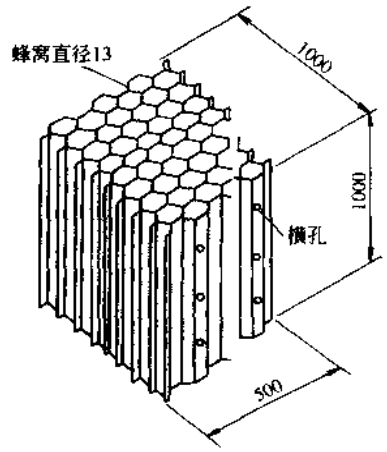


图 11-16　蜂窝管填料构造

11.4.1.2 蜂窝管、生物氧化池的应用

(1) 玉川水厂：日本玉川水厂以多摩川为水源，1965 年原水氨氮最高达 5mg/L，并有 ABS、农药和臭味等的明显污染，影响出厂水水质。采用蜂窝管填料生物接触氧化处理后，水质得到明显改善，对源水中污染物的平均去除率见表 11-4。

玉川水厂生物接触氧化污染物平均去除率　　表 11-4

水温 (℃)	接触时间 (h)	浊度 (%)	COD_{Mn} (%)	NH_4^+-N (%)	ABS (%)	BOD_5 (%)	Mn (%)	细菌 (%)
17～25	1	4	22	94.0	61			
	1.5	66	13	98.5	59			
7～10	2	64	40	52	60	64	83	73
	3	68	44	73	68	79	87	88
	4	76	45	81	78	68	92	87

(2) 霞浦水厂：日本霞浦水厂是较早采用生物氧化处理工艺的净水厂，于 1985 年 2 月投入运行。装置布置见图 11-17、18 。

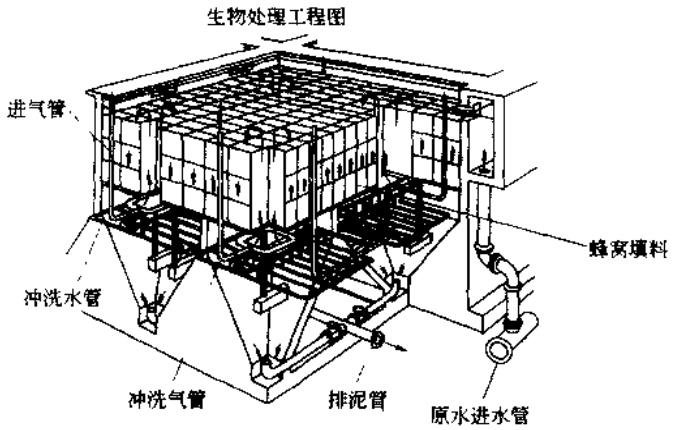


图 11-17　霞浦水厂生物处理池构造

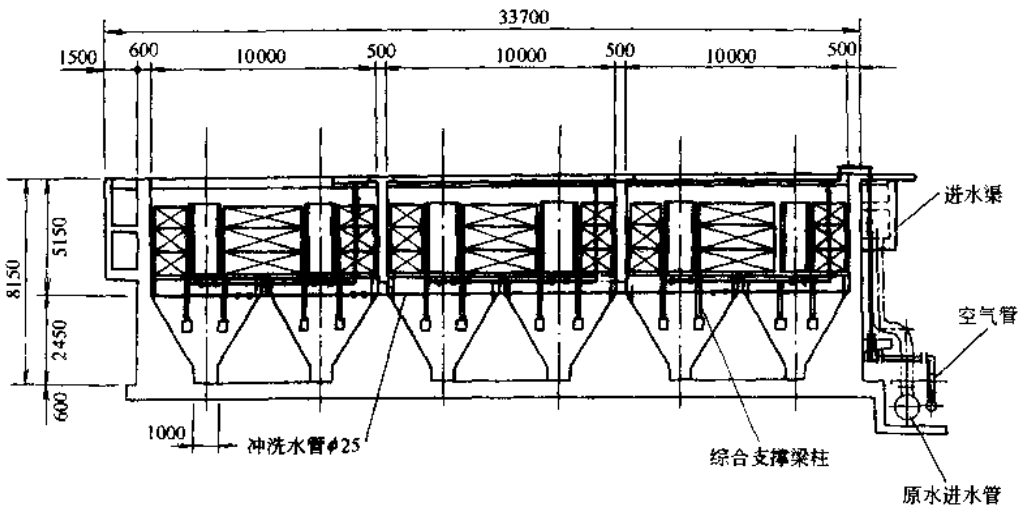


图 11-18　生物处理池剖面

主要设计要点与参数见表 11-5。

鹤浦水厂蜂窝管填料生物接触氧化池主要设计参数　　表 11-5

项　目	内　　容	项　目	内　　容
最大处理水量	16 万 m^3	池水深	约 9m 以内可变
停留时间	2h	蜂窝填料冲洗方式	1. 用空气泡洗净 2. 池内有冲洗用配水管
每系列段数	3 段		
总系列数	16 列	循环方式	鼓风机方式(中心连续曝气型)
1 座池子的平面尺寸	正方形 10m×10m	提升筒管径	1m×1m(1 池共 4 个曝气筒)
蜂窝填料厚度	3m(1m×3=3m)	最大空气进入量	空气量(h)/蜂窝填料容积=2 倍
蜂窝填料容积	13824m^3(48 座池)		
蜂窝填料材料	硬聚氯乙烯	排泥方式	每池 4 个排泥斗(60°倾斜角)排出
蜂窝直径	13mm		

11.4.2　轻质填料生物接触氧化滤池

11.4.2.1　轻质填料生物接触氧化滤池构造

轻质填料生物接触氧化滤池(BIOSMEDI 滤池),是上海市政工程设计研究院针对微污染原水生物处理开发的专利技术(专利号:ZL0026746.8)。

(1) 轻质滤料生物滤池构造示意见图 11-19。

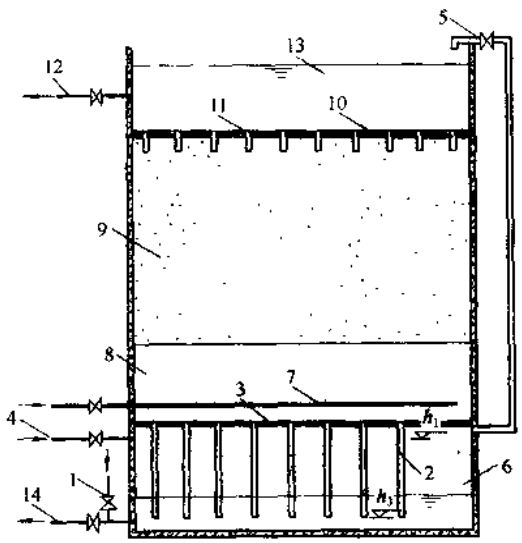


图 11-19　BIOSMEDI 滤池构造示意

1—进水管及阀门;2—配水管;3—下盖板;4—反冲洗进气管;5—放气管及阀门;6—空气室;7—穿孔曝气管;8—进水、曝气区域;9—轻质滤层;10—上盖板;11—滤头;12—出水管;13　清水区域;14—排泥管及阀门

BIOSMEDI 生物滤池自下而上分为四个工作区:

1) 滤池底部为进水区,冲洗时亦是空气室(气囊)及排泥区。

2) 滤池下部为配水与穿孔曝气的气水混合曝气区。

3) 滤池中部为滤料区,其上部采用盖板封顶,用于抵制滤料的浮力及运行时阻力,在盖板上安装滤头,滤头可从顶部拆卸,便于清洗。

4) 滤池上部(盖板上部)是出水区。

(2) 运行与冲洗:

1) 滤池的运行:正常运行时,原水由进水管 1、进入滤池底部进水区,经配水进入滤池下部的气水混合区,空气经过穿孔曝气管亦同时进入。原水经曝气充氧后自下向上经过轻质填料滤层,原水流经滤料的同时使填料表面附着大量的微生物,

微生物利用进水中的溶解氧,起生物接触氧化作用,降解一去除部分可降解的有机污染物、氨氮等,达到生物处理目的。处理后水经由滤料层顶部的滤头进入滤池上部的出水区流出。

随着过滤的进行,滤层中的生物膜增厚、过滤损失增大,需要对滤层进行反冲洗。

2) BIOSMEDI 生物滤池的反冲洗:由于滤料密度轻,采用常规的冲洗方法难于奏效,故根据滤料的特点采用脉冲冲洗方式。当某格滤池需要反冲洗时,首先关闭进水阀 1 及曝气管 7,打开滤池反冲洗进气管 4,使滤池下部进水室(空气室)形成气囊。当空气室气体达到一定容积后,打开放气阀 5。这时滤池中的水迅速补充进入空气层,滤层中从上到下的冲洗水流使滤料层突然向下膨胀,进行有效的脉冲反冲洗。通过几次脉冲后,最后打开穿孔排泥阀 14,利用其他正在运行的生物滤池出水对滤层进行水漂洗,达到清洁滤料的目的。

(3) 填料:采用 EPS 圆珠滤料作为填料。该滤料具有来源广泛、滤料比表面积大,适宜微生物生长、价格便宜、化学稳定性好等优点。填料比表面积可达 1000～1500m^2/m^3,堆积密度小于 0.1kg/L,附着的生物量较多,容积负荷大,使生物滤池去除效率提高。

(4) 特点:

1) 滤料比表面积大,处理效果好。根据有关试验,氨氮去除负荷可达 0.5kgNH_3-N/(m^3 填料·d)。上海金山石化水厂试验装置的处理效果见表 11-1。

2) 采用气水同向流,相对于异向流可避免气阻现象,因而可采用较高滤速,降低工程造价和占地面积。

3) 塑料珠滤料的粒径较均匀,增加了滤层孔隙率,减少运行的水头损失,滤层阻力小。

4) 冲洗采用脉冲式反冲洗,反冲洗耗水量少,同时节省了反冲洗设备。

11.4.2.2 设计要点与主要参数

(1) 滤池为上向流,适应浊度低于 100NTU 以下的原水。

(2) 滤速与停留时间:滤速一般采用 6～10m/h,池内总水力停留时间一般为 30～60min。

(3) 滤层阻力:一般滤速下不超过 0.5m。

(4) 反冲洗:采用水进行脉冲式反冲洗,冲洗水利用滤池上部的出水,由于轻质填料滤池的特殊构造,短时间向下的水冲洗强度可达到 100L/(s·m^2)。

(5) 曝气强度:轻质滤料所需曝气强度基本与陶粒滤料生物滤池类似。

(6) 运行控制方式:滤池反冲洗可根据滤层的阻力或冲洗时间确定,反冲洗可根据需要采用人工或 PLC 自动控制。

11.5 曝气生物流化池(ABFT)

曝气生物流化池(ABFT)(Aeration Biological Fluid Tank)是由兰州捷晖生物环境工程有限公司开发的主要用于污水生物处理的净水构筑物。其核心技术是微生物、酶与载体的自固定化技术,固定化后的微生物负载量大,且不易流失,对污染物有较好的去除效果。该工艺形式也可作为给水生物预处理设计和布置参考。

11.5.1 构 造

曝气生物流化池的水流方式以溢流式为主,池型主要有圆形和矩形两种。图 11-20 为

典型的溢流式曝气生物流化池构造示意。该流化池从构造上分成四个区域：

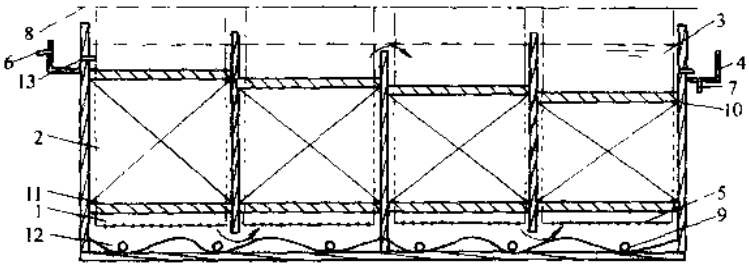


图 11-20　曝气生物流化池构造示意

1—缓冲配水区；2—JHE 型生物载体；3—出水区；4—出水槽；5—JADS 型曝气软管；6—进水管；7—出水管；8—风管；9—排泥管；10—JW 型上拦截网；11—JW 型下拦截网；12—集泥区；13—均匀配水孔

(1) 缓冲配水区：进入曝气池的污染原水在缓冲配水区先进行一定程度的混合，再依靠载体下拦截网的阻力使水体在拦截网下均匀分布，尽量使载体层的每一部分都最大程度地参与生物反应，以发挥曝气池的最佳处理能力。

(2) JHE 型生物载体区：该区由 JW 型上下拦截网●和 JHE 型生物载体●组成。上下拦截网的孔径要小于生物载体的粒径，以免在水的带动下载体流出池外。拦截网采用柔软性材料时，要有一定的抗拉强度。载体的投加量要适中，曝气池充满水后，在曝气的搅动下，载体能在水中呈悬浮状，相互不挤压。载体的投配率一般选择 40%～60%为宜。

(3) 出水区：曝气生物流化池的出水方式可采用单侧堰或周边出水，可设置三角形溢流堰确保出水均匀。

(4) 布气系统：包括 JADS 型曝气软管●和空气管道两部分。该系统必须根据工艺计算确定空气量，以保证曝气池中有足够的溶解氧，维持曝气池内生物膜的高活性。曝气生物流化池一般采用鼓风曝气方式。

(5) 曝气池池体：其作用是容纳被处理水体，并承托上下 JW 型拦截网和曝气装置。池形有圆形和矩形两种，材质可采用钢制设备或钢筋混凝土结构，平面尺寸应尽量同其他构筑物尺寸相匹配。

11.5.2　设计要点与主要参数

曝气生物流化池设计应依据处理的水质、水温及处理程度确定，以下设计参数供参考：

(1) 每组曝气池个数不少于 4 个，组数根据处理水量和污染物浓度高低而定。

(2) 曝气量根据原水水质(主要根据可生物降解有机物和氨氮的含量)和进水溶解氧的含量而定，气水比为 0.5～1.0，一般取 0.8。

● JHE 型生物载体、JW 型拦截网和 JADS 型曝气软管为兰州捷辉生物环境工程有限公司专利产品。JHE 型生物载体系网泡海绵状，根据水质不同制成 10～20mm 的块状体，该载体上具有活性官能团，使其与微生物形成自固定化，摆脱了传统的物理吸附法，实现了一种生物链的结构；JW 型拦截网采用涤纶丝编结压制而成，抗拉强度为 70kN，孔径为 6mm；JADS 型曝气软管采用复合材料制成 14mm 内径的软管，管壁上带有不同方向的切口。

(3) 水力停留时间根据原水水质中各污染物浓度而定，HRT 为 0.8～1.2h，一般取 1.0h。

(4) 单个曝气池的面积，不得大于 $25m^2$。

(5) 曝气充氧方式：可采用气泡小、氧利用率高的 JADS 型微孔曝气软管，在 5m 水深时，氧利用率在 25%～30%。

11.5.3 运行与维护

曝气生物流化池在运行中应注意以下问题：

(1) 当温度低于 8℃时，应考虑设在室内。

(2) 要求配合工艺的混凝沉淀运行正常，进入曝气池的悬浮物浓度小于 40mg/L。

(3) 曝气池不能超过 48h 停气，以防止微生物变异。

12 臭氧、活性炭处理

12.1 臭氧氧化处理

12.1.1 臭氧的主要物理性能

(1) 臭氧(O_3)是氧(O_2)的同素异形体;常温常压下是一种不稳定的具有强刺激气味的淡蓝色气体,可自行分解为氧气。

(2) 其主要物理特性见表 12-1。

臭氧的主要物理性能 表 12-1

融点(℃)	−192.5±0.4	固体密度(g/cm³.774°K)	1.728
沸点(℃)	−111.9±0.3	自由能(ΔF)(kg·kJ/mol,25℃)	135.65
临界温度(℃)	−12.1	色:固体	暗紫色
临界压力(MPa)	5.46	液体	蓝黑色
临界容积(cm³/mol)	111	气体	淡蓝色
气体密度(g/L,0℃,0.1MPa)	2.144		

(3) 臭氧在水中的溶解度见表 12-2。

臭氧在水中的溶解度 表 12-2

水温 (℃)	溶解度 ($L_气/L_水$)	水温 (℃)	溶解度 ($L_气/L_水$)
0	0.64	27	0.27
11.8	0.5	40	0.117
15	0.450	55	0.031
19	0.381	60	0

(4) 臭氧 O_3 的氧化能力很强,比氯和其他常用氧化剂强,仅次于氟(氟 F_2 的氧化还原电位 $E^V=-2.87V$;氧 O_3 为 $E^V=-2.07V$;氯 Cl_2 为 $E^V=-1.36V$)。

(5) 臭氧是具刺激性气体,有时呈毒性、有时带新鲜气(体)味。其刺激性、毒性等取决于空气中臭氧 O_3 的浓度与人在环境中的停留时间,见第 12.1.7.4 节臭氧化处理系统的安全保护:环境中有关臭氧含量限定。

12.1.2 臭氧在给水处理中的应用及工艺流程选择

(1) 臭氧的应用：

1) 生活饮用水和游泳池用水等的消毒：杀菌和灭活病毒。

2) 去除水中可溶性铁、锰、氰化物、硫化物、亚硝酸盐等。

3) 使原水中溶解有机物产生微凝聚作用，强化水的澄清、沉淀和过滤效果，提高出水水质并节省终端消毒剂用量。

4) 去除水中的色、臭和味。

5) 去除水中微量有机污染物。

6) 循环冷却水的杀菌、除藻、除垢。

7) 生物活性炭处理过程的前处理。

(2) 臭氧化的水处理流程选择：根据不同的处理目的，臭氧在处理系统中可以投加在混凝沉淀前、沉淀后、活性炭过滤前以及作为出厂水的最终消毒处理(见图 12-1)：

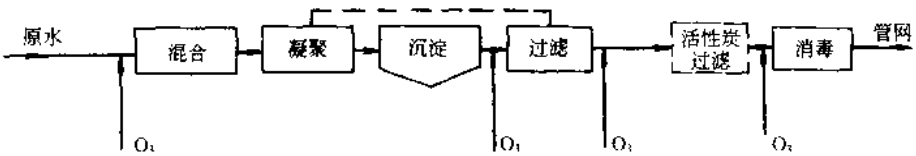


图 12-1 臭氧投加点示意

1) 在混凝沉淀前投加臭氧的作用是氧化铁、锰、去除色度和臭味，改善絮凝和过滤效果，取代前加氯、减少氯消毒副产物，氧化无机物以及促进有机物的氧化降解。

2) 在沉淀后投加臭氧，由于混凝沉淀中去除了部分可氧化物质，因此臭氧的投加量可以减少，但对改善絮凝效果和避免沉淀池藻类生长不起作用。

3) 活性炭过滤前投加臭氧的作用是杀死细菌、去除病毒、氧化水中有机物(如苯酚、洗涤剂、农药)和生物难降解有机物、将 COD 转化为 BOD、氧化分解螯合物等。与活性炭过滤联用，增加活性炭吸附的生物作用，延长活性炭再生周期。

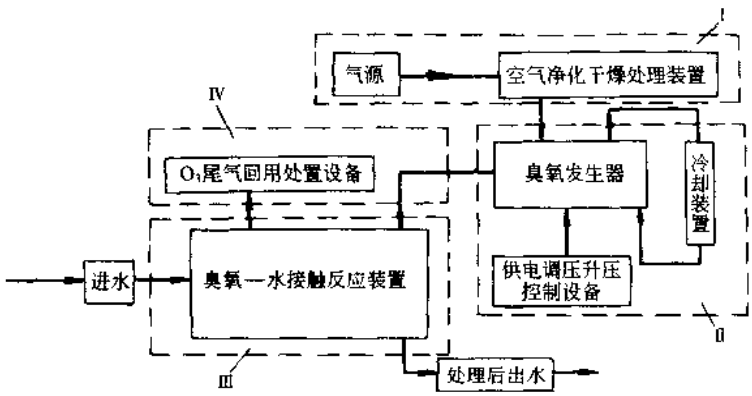


图 12-2 臭氧化法工艺系统组成示意

Ⅰ—气源系统；Ⅱ—臭氧发生系统；Ⅲ—水—臭氧的接触反应系统；Ⅳ—尾气处理系统

4）以臭氧作为出厂水的消毒剂，主要目的是杀死细菌和去除病毒，但由于与其他消毒剂相比，臭氧成本高且管网中无法维持剩量臭氧，故城市水厂中很少采用。

（3）臭氧化法工艺的系统组成：臭氧化法工艺的系统组成示意（见图 12-2）：

1）气源系统：气源制备一般可采用空气处理、液态纯氧蒸发和现场纯氧制备等方法。当用空气作气源时，包括无油空气压缩机，冷却器，冷冻、冷凝装置，过滤净化及稳压、减压装置，空气吸附、干燥及干燥剂再生装置等见图 12-3。

2）臭氧发生系统：制造臭氧化气，以供水处理使用，包括：臭氧发生器、供电设备（调压器、升压变压器、控制设备等）及发生器冷却设备（水泵，热交换器等）。

3）臭氧—水的接触反应系统：用于水的臭氧化处理，包括臭氧扩散装置和接触反应池。

4）尾气处理系统：用以处理接触反应池排放的残余臭氧，达到环境允许的浓度。

臭氧化处理的一般工艺流程见图 12-3。

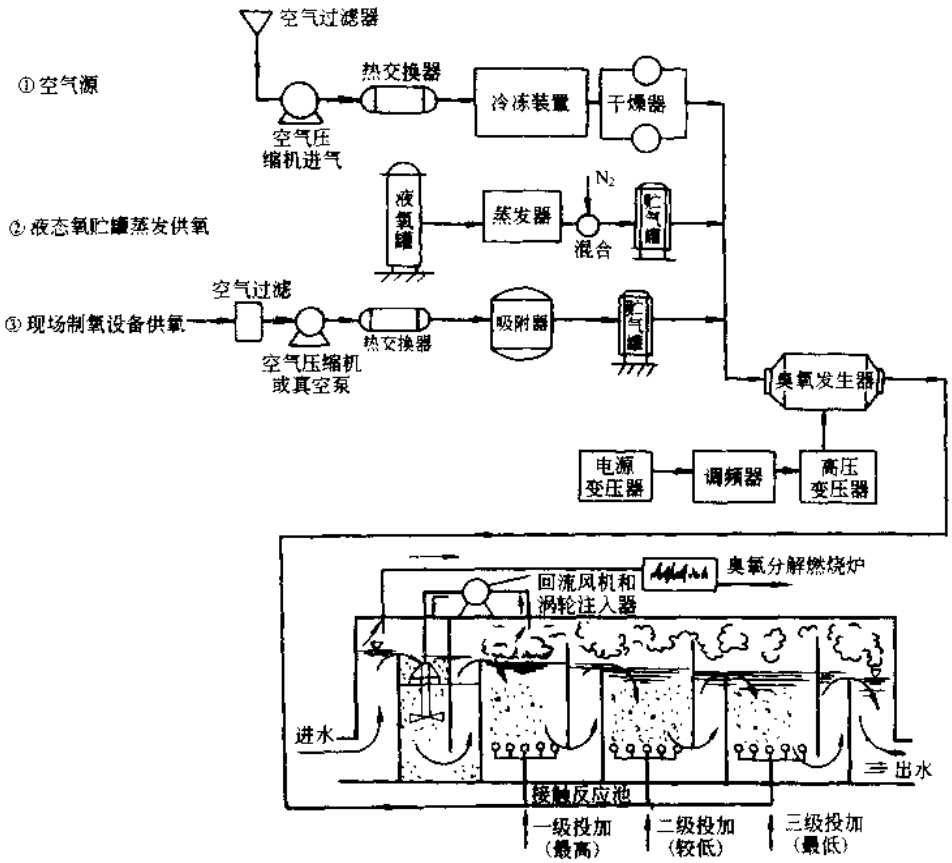


图 12-3　臭氧化处理的一般工艺流程

12.1.3　臭氧发生器气源系统

供臭氧发生器的气源可以是空气，也可以是纯氧。纯氧可以在现场制备，也可以购买液态氧通过蒸发取得。三种气源的特点：

(1) 干燥纯净压缩空气(CDA):效率较低,能耗较高,空气源易获得。

(2) 液态纯氧(LOX):效率高,具灵活性,适应小型水厂。

(3) 现场制氧气(V-GOX):效率高,可靠性好,适应大中型水厂。

12.1.3.1 以空气为气源

(1) 原料空气及处理流程:

1) 原料空气要求:进入臭氧发生器的原料空气应满足一定的气量和质量要求:

① 所需气量应根据臭氧发生器的计算气量,再加上再生干燥吸附剂用的气量确定。

② 空气质量需满足无尘、无油、无水、无有机物及其他气体污染。因此,在空气进入发生器以前必须进行除尘、除油、除湿及除去其污染物的处理。与此同时,为了满足空气处理流程和水处理流程正常工作的需要,对空气还应进行加压压缩、消除压缩机对臭氧发生器及臭氧化气的油污染。压缩机或鼓风机须采用无油润滑。

2) 空气的压缩、净化和干燥处理流程,一般见图 12-4。上述流程应根据当地工作条件和气候条件以及对空气的处理要求进行选择和调正(增加或减少)。

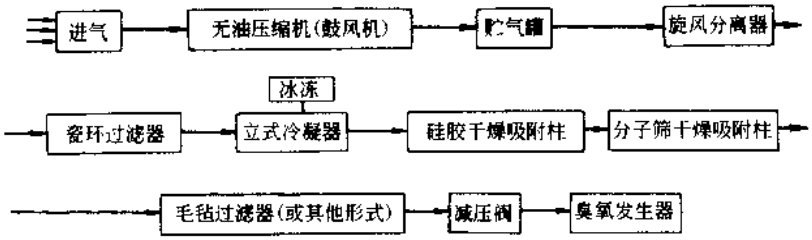


图 12-4 原料空气处理流程

(2) 原料空气净化装置的设计要点:

1) 除油污处理:

① 采用无油润滑压缩机或高压鼓风机以减少或消除油污染。

② 通过冷却及冷凝后的旋风分离器,瓷环(或装活性炭、焦炭等)过滤器等设施可去除空气中的油污染物、水分及灰尘等。

ⅰ. 旋风分离器的径高比,常取为 1/3～1/5。

ⅱ. 瓷环过滤器的径高比,也可采用 1/3～1/5,内装瓷环(当采用无油润滑机时,此设备作用不大)。

ⅲ. 这些设备的直径可采用 $D300$(气量 Q 为 $6Nm^3/min$)。

2) 除尘处理:

① 在吸附干燥柱前通过旋风分离器和过滤器除尘;在吸附干燥柱之后,则设粉尘过滤器(毛毡过滤器等),以去除固体吸附剂粉末和其他微粒污染物。

② 毛毡过滤器为管式过滤器或柱式过滤器,长径比(或高径比)取 3～5,管径取 200～300,内部管芯采用羊毛毡或新型过滤材料数层包缠。

(3) 原料空气的干燥处理:

1) 空气的除湿、干燥处理:

① 空气的湿度对臭氧的生产影响很大,合成臭氧时的空气要求其露点达到 $-50°C$ 以下,相应空气中含湿量(水分)少于 $0.032g$ 水/m^3 气。

② 不同深度的除湿处理阶段可采用不同的冷却措施；如采用不同的除湿剂（冷却水、冷冻盐水、干燥吸附剂等）和不同的除湿设备（冷却器、冷冻、冷凝装置、干燥吸附柱等）。

③ 吸附干燥柱的径高比，一般可取 1：5.5；空气在干燥柱中的线速度，可取 0.25～0.5m/s；停留时间，取 4～5s 左右。

④ 干燥柱中吸附剂 5min 的吸湿量应小于吸附剂重量的 5‰（变压吸附工作周期，一般取 5min）。

2）常用干燥吸附剂的再生：常用的干燥吸附剂有硅胶、铝胶及分子筛等。运行一段时间后需进行再生，常用的吸附剂再生系统有两种：低压电加热再生和高压变压吸附无热再生。两种干燥吸附剂再生系统的图示和性能比较见表 12-3。

吸附剂再生系统性能和比较　　表 12-3

再生系统	图　示	性能及优缺点	适用情况
电加热再生系统	图 12-5 为空气干燥吸附剂低压热再生系统流程	1. 操作压力低，为 0.1～0.25MPa 2. 操作较复杂 3. 占地面积大，一次性投资高 4. 空气净化电耗小，约 11～13kW·h/kgO_3 5. 日常维修少 6. 空气露点可达 −60℃ 7. 固体吸附剂不易破损	适用于大型空气干燥装置
变压吸附无热再生系统	图 12-6 为空气干燥吸附剂高压无热再生系统流程	1. 操作压力高；为 0.4～0.8MPa 的变压吸附干燥 2. 操作管理方便，易自动化 3. 占地省，一次性投资低 4. 空气净化电耗大约 15kW·h/kgO_3 5. 日常维修多（空气压缩机，电磁阀等） 6. 空气露点可达−40℃，最高达−50～−60℃ 7. 固体吸附剂易破损	适用于中小型空气干燥装置

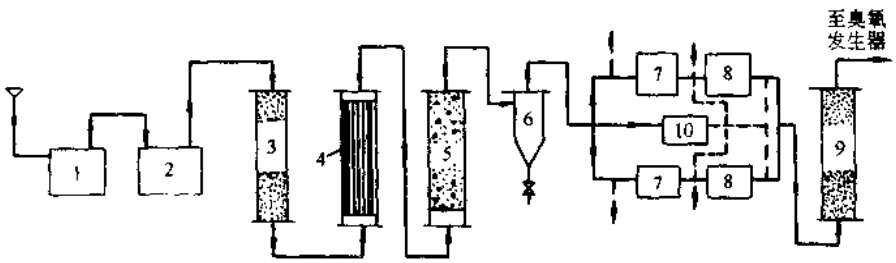


图 12-5　空气干燥吸附剂低压热再生系统流程

1—空气压缩机；2- 稳压罐；3—超细玻棉过滤器；4—列管冷凝器；5—冰盐冷凝器；6—气水分离器；7—硅胶柱；8—分子筛柱；9—超细玻棉过滤器；10—电热炉

3）除湿工艺的计算步骤：

① 根据各种设备的进、出口温度变化确定空气中的含湿量变化，从而计算出每个处理设备的干燥处理效率和除湿量（空气在不同温度下的饱和含湿量见表 12-4）。

② 根据干燥处理设备中热能的变化进一步计算冷却、冷冻与冷凝等热交换设备。

③ 根据各种不同吸附剂的吸湿容量和工作周期，计算所需要的吸附剂数量和吸附柱尺寸。

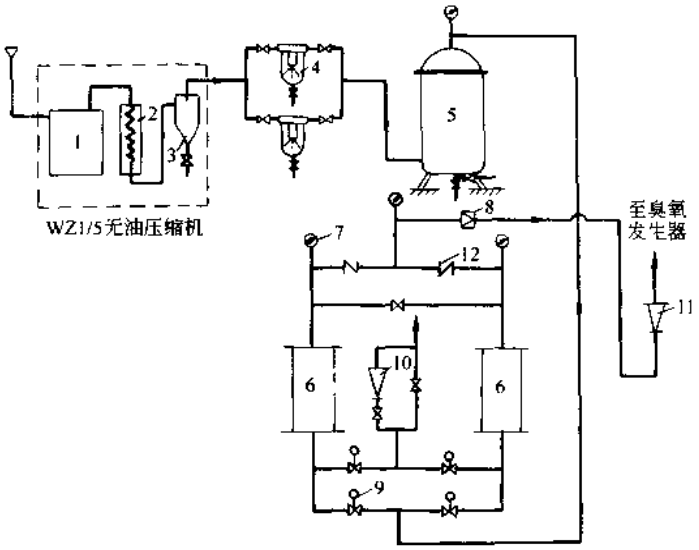


图 12-6 空气干燥吸附剂变压无热再生系统流程

1—空气压缩机；2—冷却器；3—气水分离器；4—分水滤气器；5—稳压罐；6—干燥柱；7—压力表；8—减压阀；9—二通电磁阀；10—再生气流量计；11· 流量计；12· 止回阀

不同温度下的空气饱和含湿量 表 12-4

空气温度（℃）	−15	−10	−5	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	60
饱和含湿量（g/m³）	1.52	2.27	3.34	4.84	6.91	9.73	13.4	18.5	25.15	33.7	44.65	50.5	76	97.9	158

（4）空气气量的计算：

1）干空气气量计算：

$$V_{干空气}=\frac{Q_{O_3计算}\times 1000}{C\alpha}\quad(Nm^3/h) \tag{12-1}$$

式中 $V_{干空气}$——干空气气量(Nm^3/h)；

$Q_{O_3计算}$——根据水处理要求计算出来的臭氧产量(kg/h)；

C——单位体积空气产出的臭氧量，根据发生器而定(g/m^3)；

α——系数，可取 0.92。

2）总干空气量：

$$V_{总}=(1.2\sim1.5)V_{干空气}\quad(Nm^3/h) \tag{12-2}$$

公式(12-2)中的系数 1.2～1.5，是考虑增加再生干燥吸附剂的用气量。一般硅胶、铝胶、分子筛无热再生空气量达干空气量的 20%～50%。采用铝胶、分子筛混合柱，柱厚为 600mm 时，需再生气量为 20%。采用集装式或组合式臭氧发生装置，则可根据产品样本确定再生用气量。

3）工作状况下的空气气量换算：

$$V_1=\frac{V_{标}\ T_1P_{标}}{T_{标}\ P_1}(m^3/h) \tag{12-3}$$

式中　V_1——不同工作状况(P_1，T_1)下的空气气量(m^3/h)；

$V_{标}$——标准状况下的空气气量(Nm^3/h)；

T_1——不同工作状况下的绝对温度($273+t℃$)；

$T_{标}$——标准状况下的绝对温度 273°K；

P_1——不同工作压力条件下的空气压力(以绝对压力计 MPa)；

$P_{标}$——标准状况下的空气压力(以绝对压力计 MPa)。

(5) 国产空气压缩、净化及干燥处理的设备：

1) 无油润滑压缩机：型号及性能详见给水排水设计手册第 11 册《常用设备》。

2) 空气干燥器：部分空气干燥器的产品系列及性能见表 12-5。

部分空气干燥器产品系列及性能　　**表 12-5**

干燥器类型	系列、型号	额定处理气量(m^3/h)	再生气量(%)	进气		再生方式	干燥气露点(℃)	干燥剂
				压力(MPa)	温度(℃)			
无热再生干燥	BWG-A-1	1	10～20	0.6～0.8	≤40	无热再生	≤−40 或 ≤−60	细孔硅酸或铝胶
	BWG-A-10	10						
	BWG-A-20	20						
	BWG-A-40	40						
	BWG-A-90	90						
	BWG-A-180	180						
	BWG-B-6	6						
	BWG-B-10	10						
	BWG-B-20	20						
	BWG-B-30	30						
	BWG-B-40	40						
	BY-30	30	<20	0.6		无热再生		
	BY-60	60						
	BY-90	90						
	BY-120	120						
	BY-180	180						
	GZ-1	1	10～15	<0.6	≤40	无热再生	−40	
	GZ-2	2						
	GZ-3	3						
	GZ-5	5						
	GZ-10	10						
加热再生干燥	QZ-1.5/5	1.5		0.5～0.8	≤40	外部电加热，加热温度为 140℃	≤−40	d=4～7mm 细孔硅胶
	QZ-3/8	3						
	QZ-6/8	6						
	QZ-12/8	12						
	QZ-20/8	20						
	QZ-40/8	40						

12.1.3.2 以氧气为气源

采用氧气代替空气生产臭氧时的特点及设计注意事项：

(1) 当采用氧气代替空气作为生产臭氧的原料气时，如其他条件相同可使发生器的臭氧产率提高。当采用空气作气源时，发生器的臭氧浓度(重量比)约为 1%～2%；当采用纯氧时，其浓度可达 6%～10%。

(2) 采用氧气作为气源时，产生单位臭氧的发生器耗电量明显降低。如用空气气源时电耗约 15～25kW·h/kgO_3；氧气气源时仅 8～10kW·h/kgO_3。

(3) 用氧气作为气源，一般适用于臭氧产量大于 40kg/d 场合。

(4) 氧气供应方式可以在现场用空气制取，或采购高纯度液态氧(LOX)现场贮存、经蒸发向发生器供氧气。

(5) 现场制取氧气的方法主要有低温精馏和吸附分离两种：

1) 低温精馏是先将空气液化，通过改变压力将液化空气的氧和氮分离，通常采用精馏塔完成。每产生 1t 氧约耗电 260～340kW·h，产出氧气纯度大于 99.5%。低温精馏设备可靠性高，运行成本底，但设备投资较大，适用于氧气用量大、纯度高的场合。

2) 吸附分离方法是利用变压或变真空吸附(PSA/VSA)来分离空气的方法。空气通过具有高选择吸附性能的固体分子筛吸附剂的吸附床，以不同的压力对空气中氧和氮的不同吸附能力，氮气被优先吸附以实现氧气的富集。该方法不产生液态氧。

每产生 1Nm³ 氧气约耗电 0.2～0.3kW·h。该方法通常在常压下(100～150kPa)制取 90%～93%氧气，输出压力也接近常压，可通过增压泵增至所需要的压力。当分子筛吸附饱和后，以真空方式(25～50kPa)解析出被吸附的氮气进行再生，随后进行压力重建至吸附状态。整个工作周期约 75s。因此，单个吸附床无法连续产出氧气，通常情况下需要 2～3 个吸附床相互切换来保证连续供应。

吸附法现场制氧的循环工作过程与采用吸附床和缓冲罐时流程示意，见图 12-7。

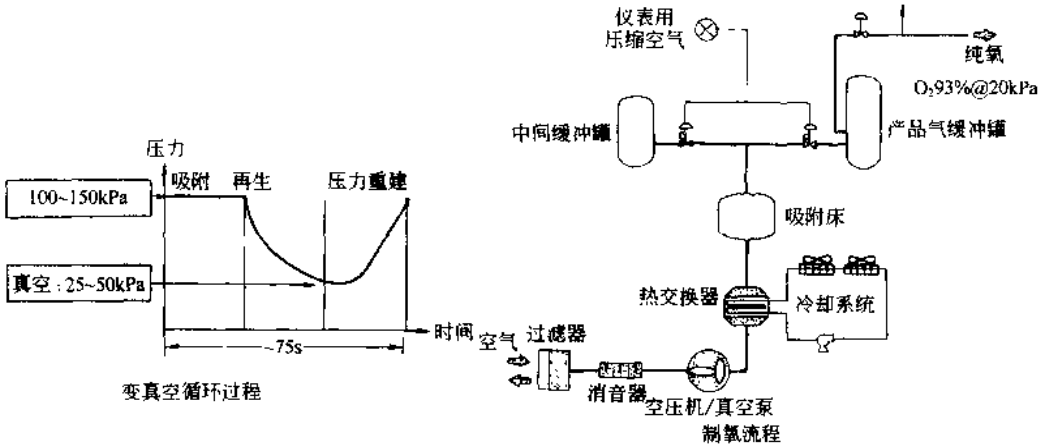


图 12-7 吸附法制氧过程示意

图 12-8 为某水厂采用吸附法现场制氧(单吸附床)并设有后备液氧储罐及蒸发设备的平面及高程布置示意。氧气产量为 5t/d。

图 12-9 为某水厂采用双吸附床并设液态氧后备的现场制氧站布置示意。氧气产量为 10～15t/d。

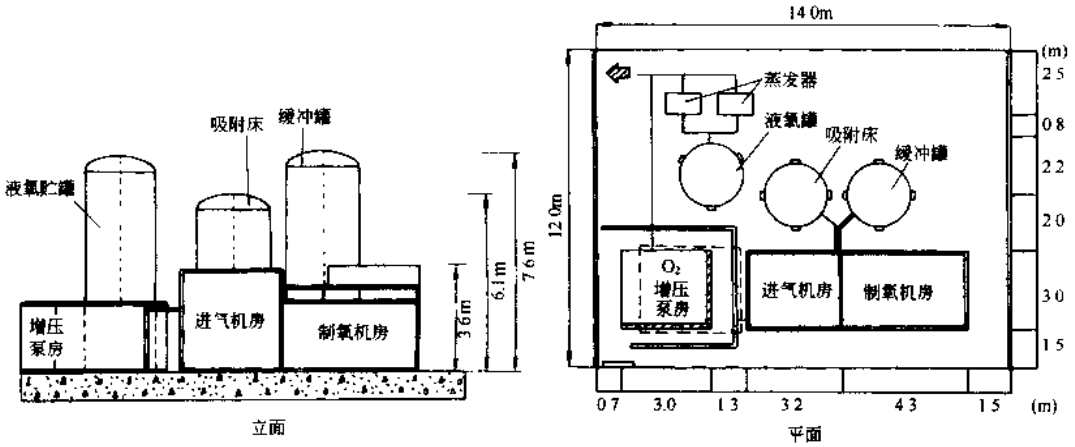


图 12-8　某制氧站(单吸附床)布置示意

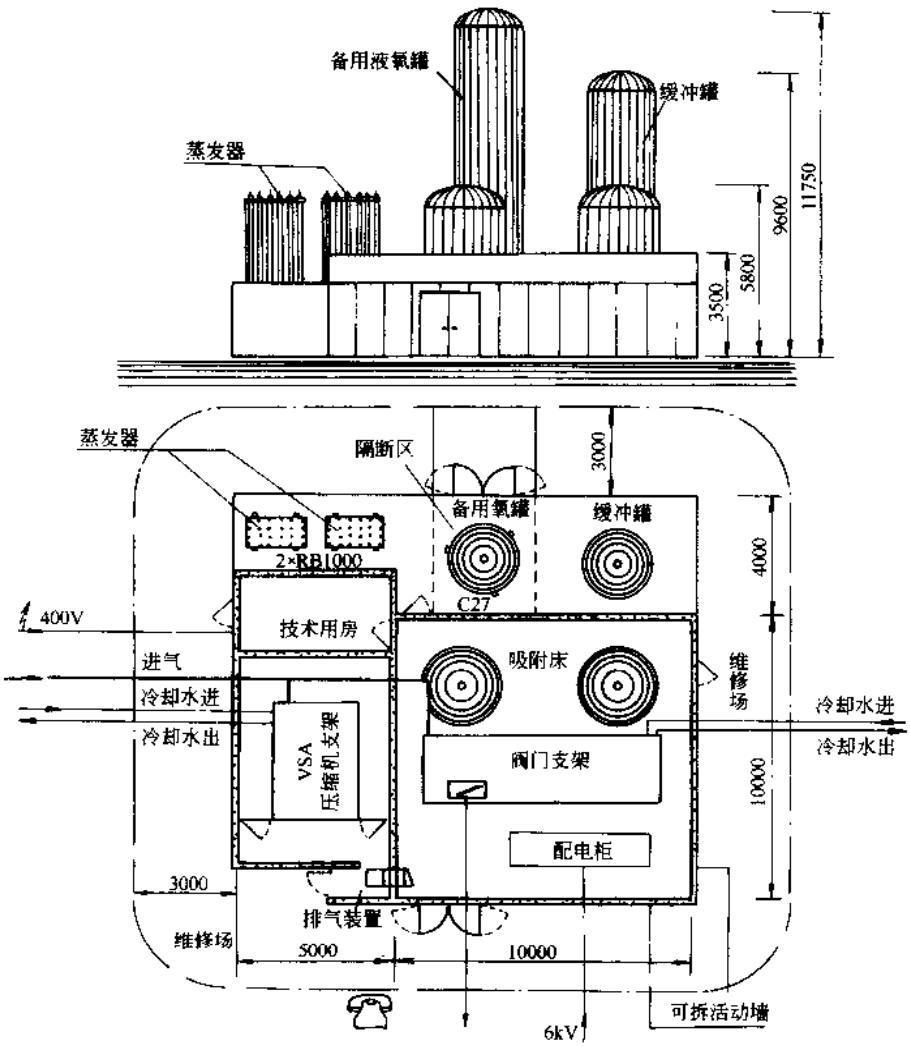


图 12-9　某制氧站(双吸附床)布置示意

(6) 采用高纯度液态氧的主要设备包括储存罐和蒸发器：

1) 储存罐可采用卧式或立式。储存罐必须采用双壁保温形式，以减少液态氧的蒸发。

2) 储存罐的压力等级：按系统压力要求可分为高、中、低三个等级。

3) 蒸发器用于将液态氧蒸发成气态氧(GOX)，有管式和板式两种。蒸发可通过水、电、蒸汽或环境空气等来完成。

4) 液态氧系统适用于臭氧产量中等规模以下的场合，其布置示意见图 12-10。

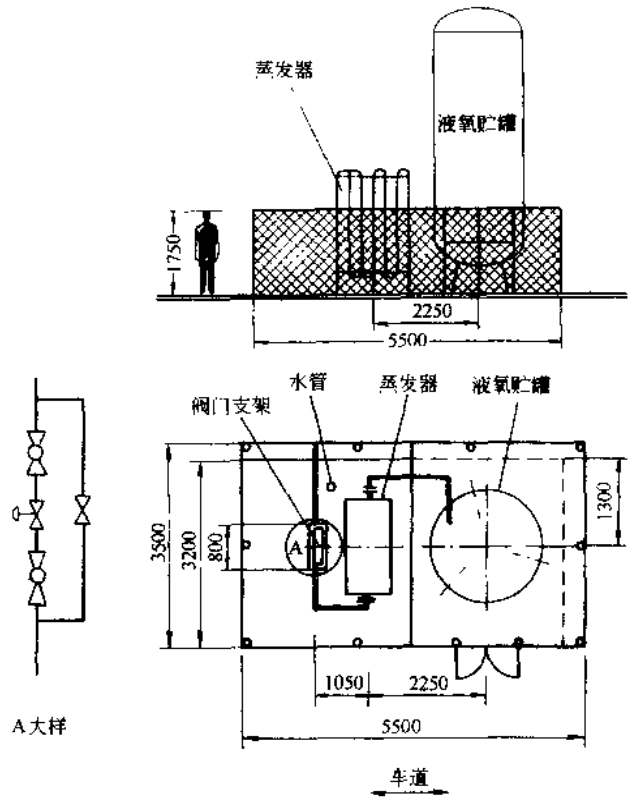


图 12-10 液态氧蒸发布置示意

(7) 采用纯氧作为臭氧发生器气源。当由液态氧 LOX 蒸发供氧时，纯度高达>99% O_2，通常需要补充少量氮气(约 3%左右)；亦可采用经处理过的空气补充。由吸附分离法现场制氧的氧气纯度为 90%～93%能直接供给氧气发生器。

小型液氧蒸发并补充 3%氮气的气源系统布置与氧气站布置示意见图 12-38。

(8) 在利用氧气作为原料气时，应遵守使用氧气的技术安全措施与规定，特别是纯氧贮存罐必须与周围建筑保持足够的距离。

(9) 采用何种气源方式应根据臭氧产量经过技术经济比较后确定。

(10) 获取氧气源有两种方法：一种是向专业的气体公司租用整套设备，用户只需支付租用费及耗用的氧费用，较为方便且有供应保障；但运行费略贵。另一种方法是用户购置制氧(机)设备，自行在现场制氧，运行费较经济；但需作设备投资，且有运行、管理、维护工作。

12.1.4　臭氧发生系统

臭氧发生装置包括臭氧发生器和其供电设备(调压器、升压变压器等)、电气控制和量测设备及空气净化设备等。

12.1.4.1　臭氧发生器及其工作特点

在水处理领域中，主要采用以高压无声放电法生产低浓度的臭氧化空气。

臭氧发生器分为板式(立板式，卧板式)和管式(立管式，卧管式)两种，见图 12-11、12。国内外目前生产的臭氧发生器(尤其是大型)以卧管式为主。

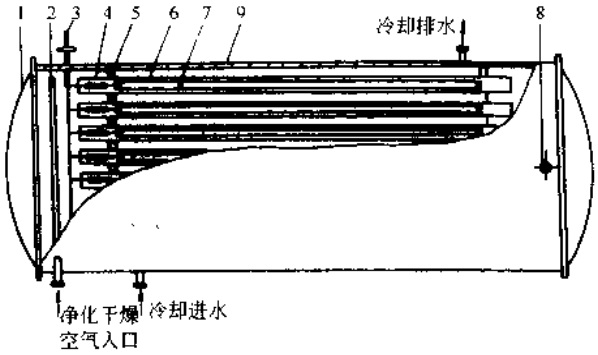


图 12-11　管式臭氧发生器

1-封头；2　布气管；3　高压电极接线柱；4　高压熔丝；5　花板；6—玻璃介电管；7　不锈钢管高压电极；8—臭氧化气出口；9　筒壁

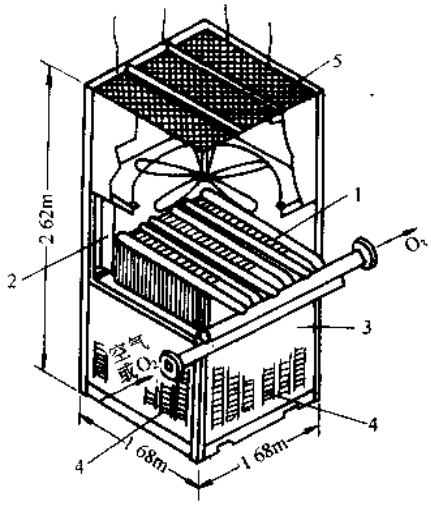


图 12-12　板式臭氧发生器

1—臭氧发生器元件；2—挡板；3—百叶窗后固体电子设备；4—冷却空气进气口；5—冷却空气出口

(1) 生产每千克臭氧的理论耗电量为 0.82kW·h(或每千瓦小时的理论臭氧得率为 1220g)；但工业化生产实践中臭氧的耗电量一般在 10～12kW·h/kgO_3 以上(我国目前生产的臭氧发生器约为 16～20kW·h/kgO_3)。即 95%以上的输入电能转变为其他形式的能量，主要为热能。因此，臭氧发生器需装设冷却水系统。

(2) 臭氧发生器运转稳定时，生产出来的臭氧化空气的气量和所含臭氧的浓度也稳定不变。

当采用空气为气源时，臭氧化空气中的最高含臭氧浓度可达 1.02%～1.22%(体积比，气温为 25℃时)，相当于重量比为 1.7%～2.1%，或相当于臭氧化空气中含臭氧浓度为 20～25mg/L。目前，我国生产的臭氧发生器产生的臭氧化空气的经济浓度为 10～14mg/L。

(3) 采用富氧空气和纯氧，可提高臭氧化气中臭氧的浓度和单位电能的产率，此时臭氧重量浓度可达到 6%～10%。

(4) 臭氧化气的浓度和产率与输入电流的频率有关，频率增高则浓度和产率都增高。

臭氧发生器按供电频率一般分为低频(如 50～60Hz)、中频(400～1000Hz)和高频

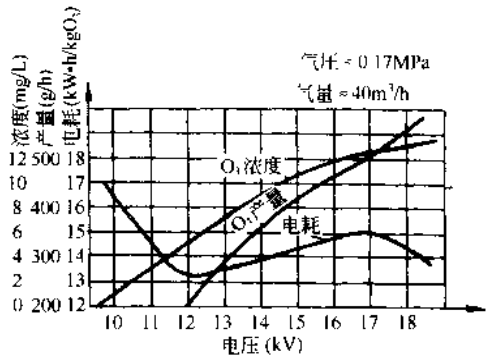
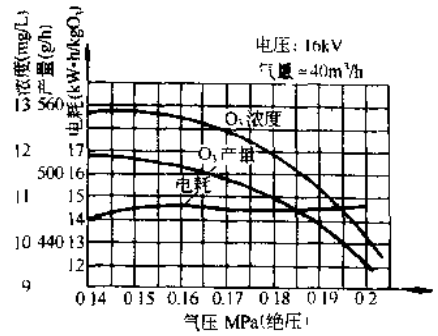
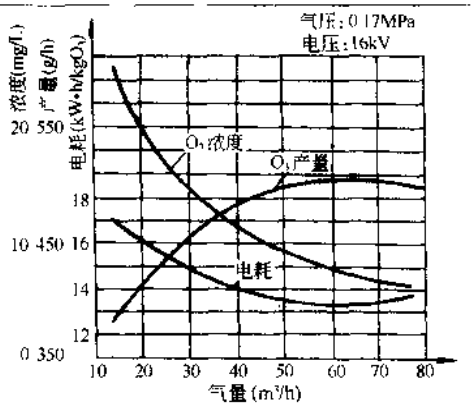
(2000Hz 以上)三类，我国发展趋势将采用中频的臭氧发生器。

(5) 当输入的电流频率不变且发生器运转稳定时，发生器所生产的臭氧化气中的臭氧浓度和产率以及单位臭氧产量所需的电耗，与输入的气量、气压和电压有关。

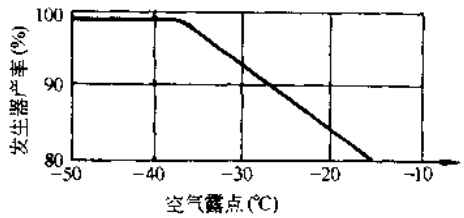
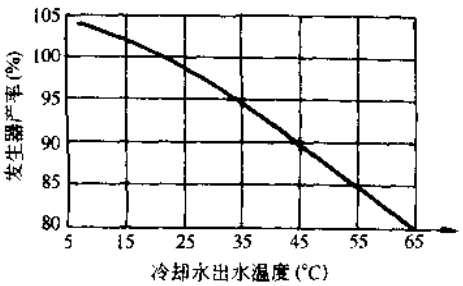
12.1.4.2 臭氧发生器的运行特性及影响因素

(1) QD-500 与 ОП-121 型臭氧发生器运行特性曲线见表 12-6，不同型式和不同构造的发生器可能有所不同，表中所示供参考。

臭氧发生器运行特性曲线 **表 12-6**

发生器特性	特性曲线图示
1. 变电压特性：发生器的工作气压和气量不变时，产生的臭氧化气中的臭氧浓度、产量和比电耗随发生器的工作电压的变化而改变	 QD-500 型臭氧发生器变电压特性曲线
2. 变气压特性：工作电压和气量不变时，臭氧化气中的臭氧浓度、产量和比电耗随工作气压(绝对压力)的变化而改变	 QD-500 型臭氧发生器变气压特性曲线
3. 变气量特性：工作电压和气压不变时，臭氧化气中的臭氧浓度、产量和比电耗随工作气量的变化而改变	 QD-500 型臭氧发生器变气量特性曲线

续表

发生器特性	特性曲线图示
4. 产率与空气湿度关系：发生器的臭氧产率随着空气湿度的增大而下降。因此，要求对原料空气需进行深度干燥处理，使其露点达到－50℃以下（含湿量相应为0.032g水/m³气）	 ОП-121型臭氧发生器产率与空气湿度的关系
5. 产率与冷却水温关系：发生器的臭氧产量与冷却水的出水温度有关，温度愈高，产率愈低	 ОП-121型臭氧发生器产率与冷却水出水温度的关系

（2）臭氧产率与电极构造、供电参数的关系：臭氧发生器的臭氧产率与发生器的电极构造、供电参数及运行条件等因素有关。其关系可用式(12-4)～式(12-6)表示：

$$y/A \propto f\varepsilon \frac{V^2}{d} \tag{12-4}$$

$$V \propto Pg \tag{12-5}$$

$$y = qC \tag{12-6}$$

式中　y/A——单位电极面积臭氧产量；

f——供电电流频率；

V——供电电压；

ε——介电常数(与电极所用介电材料性质有关)；

d——介电电极厚度；

P——气压；

q——气量；

C——臭氧化气浓度；

g——电极间隙。

（3）影响发生器臭氧产率和比电耗的因素有：

1）外界因素(非构造因素)：

① 原料气的种类(空气或氧气等)。

② 原料气的湿度。

③ 气体的工作气压和气量。

④ 输送电流的电压和频率。

2）构造因素：

① 电极与介电体的冷却状况，可影响放电空间的冷却。冷却效果愈好，发生器的臭氧产率愈高，并可避免电极与介电体的损坏。

② 介电体升温时的自由膨胀度愈高，愈益于避免介电体的机械损伤。

③ 介电体的穿透性和厚度影响发生器的臭氧产率。升温愈高，其吸收放电能量愈多，用于臭氧生产的有效能量愈低。介电体厚度愈小，有效能量的利用率愈高，但机械强度下降。

④ 放电间隙大小与电极有关，应与电极配合使放电空间得到最有效的利用。

12.1.4.3 臭氧发生系统的设计与计算

（1）发生器的设计与计算要点：发生量的确定与发生器的选择：

1）根据被处理原水水质的试验，确定臭氧投加率，然后计算所需要的臭氧发生量 Q_{O_3}。

2）实际需要的发生量尚需再乘以安全系数（间隙利用系统）1.06，即

$$Q_{O_3实际}=1.06Q_{O_3计算} \quad (kgO_3/h) \tag{12-7}$$

3）按实际所需发生量查臭氧发生器产品样本，选择发生器型号和台数（包括备用台数）。

（2）变压器（调压器）功率的确定：一般臭氧发生装置包括电源设备，可直接选用；如需自行选择配套电气设备时，所需变压器的功率可采用式（12-8）计算：

1）先计算发生器的有效放电功率 U：

$$U=\frac{2}{\pi}V_{间隙}\omega[C_{电极}(V_{输入}-V_{间隙})-C_{间隙}V_{间隙}] \quad (kW) \tag{12-8}$$

式中 U——发生器的有效放电功率（kW）；

$V_{间隙}$——间隙放电电压（V）；

$$V_{间隙}=V_{电压降}l_{间隙}(V)$$

$l_{间隙}$——间隙尺寸（mm）；

$V_{电压降}$——放电间隙每毫米电压降（V/mm），取 2000V/mm；

$C_{电极}$——电极电容（mF），一般取 28.2mF；

$C_{间隙}$——放电间隙电容（mF），一般取 0.4mF；

ω——电流频率（Hz），一般为 50Hz；

$V_{输入}$——发生器输入电压（V），根据试验确定，一般为 12000～20000V。

2）发生器有效功率算出以后，可根据容积功率因数（一般取 0.5 左右）求出所需电源输入功率（VA 功率）：

$$U_{电源输入}=U/\eta_c \quad (kVA) \tag{12-9}$$

式中 $U_{电源输入}$——电源输入功率（kVA）；

η_c——容积功率因数（取 0.5）。

3）考虑到臭氧发生器运行管理上的方便，一般每台发生器配备一台升压变压器及调压变压器，且变压器安装位置应尽量靠近发生器主机，以使高压电缆减至最短。

（3）发生器单产耗电量的计算：发生器单产电耗可利用经验公式或按放电单元（单管及

单位放电面积)试验资料，或进行实测资料计算确定(一般标准系列产品在产品说明书中给出)。

其经验公式为

$$E=\frac{C+35}{3}+\frac{65}{C} \tag{12-10}$$

式中　E　—生产1.0g臭氧所需要消耗的电能(W·h)；

C　—生产的臭氧化气浓度(g/m³)。

12.1.4.4　臭氧发生器产品

(1)臭氧发生器的主要技术要求：我国开发制造臭氧发生器始于上世纪70年代末，经20余年的设备制作与运用经验，制定了建设部标准《中华人民共和国城镇建设行业标准CJ/T 30281～2－94：臭氧发生器，臭氧发生器臭氧浓度、产量、电耗的测量》，对臭氧发生器的名词术语、产品分类以及性能试验和技术要求做出了如下规定：

1) 名词术语：

① 臭氧发生单元 (ozone generation unit)：组成产生臭氧的最基本元件。

② 电极(electrode)：与具有不同电导率的媒质形成导电交接面的导电部分，在臭氧发生单元中系指分在高压电场的导电体。

③ 介质管(板)dielectric tube(plate)：其由基本电磁性能是受电场作用而极化的物质所构成的零、部件；在臭氧发生单元中系指位于两电极间，造成稳定的辉光放电的绝缘体。

④ 介质强度(dielectic strength)：材料能承受而不致遭到破坏的最高电场强度。

⑤ 辉光放电(glow discharge)：当电场强度超过某值时，以发光表现出来的气体中电传导现象，此时没有大的嘶声或噪声，也没有显著的发热或电极的蒸发。

2) 产品分类：

① 臭氧发生器按其基本臭氧发生单元的结构形式可分为：

ⅰ. 辉光放电元件以同心圆安置的称为管式。

ⅱ. 辉光放电元件以平行板安置的称为板式。

② 介质管处于外侧称为外管式臭氧发生器；介质管处于内侧称为内管式臭氧发生器。臭氧发生单元水平安置为卧式；臭氧发生单元竖直安置为立式。

③ 臭氧发生器规格系列的划分可采用单位时间内臭氧的生产能力来表示(基本单位为g/h)宜采用数值为：5、15、20、25、50、100、200、300、500、1000、1500、2000、3000、4000、5000、6000、8000、10000。

3) 臭氧发生器性能试验条件及性能技术要求：

① 臭氧发生器产品(包括臭氧发生单元)的性能试验，应在下述条件中进行：

ⅰ. 以空气为气源，露点不得高于零下45℃。

ⅱ. 电源频率为50～60Hz。

ⅲ. 臭氧发生器出气温度应在25+2℃。

ⅳ. 以空气为气源时，臭氧发生器产生臭氧的浓度应在12mg/L以上。

上述条件改变时，应根据具体情况测出相应的放电单位面积臭氧产率、浓度、产量、电耗等指标。

② 臭氧发生器每平方米的放电面积(管式臭氧发生器放电面积计算系采用放电间隙平

均半径)每小时臭氧产出率不得小于30g。

③ 不同等级的臭氧发生器生产每千克臭氧的电耗见表12-7(浓度、产量、电耗的测量见GJ/T 3028.2《臭氧发生器臭氧浓度、产量、电耗的测量》)。

不同等级的臭氧发生器生产每千克臭氧的电耗 表12-7

产品等级	电耗指标(kW·h/kg(O_3))	产品等级	电耗指标(kW·h/kg(O_3))
优级品	≤15	合格品	>17≤19
一级品	>15≤17		

④ 臭氧发生器无故障工作积累时间不得少于8000h,其等级划分见表12-8。

不同等级的臭氧发生器无故障工作积累时间 表12-8

产品等级	无故障工作积累时间(h)	产品等级	无故障工作积累时间(h)
优级品	>15000	合格品	>8000≤10000
一级品	>10000≤15000		

(2) 国产臭氧发生器:国内生产的臭氧发生器,多年以来的最大产量为1kg/h,主要有清华大学和泰兴环保设备厂制作的外管式QHW-1000型和以原华东化工学院与上海环保设备厂技术制作的内管式XY-230型;目前有的生产厂已在研制大于2kg/h的发生器,青岛国林实业有限责任公司和青岛市臭氧应用工程技术研究中心于2002年8月研制出产量为3kg/hO_3(空气源)的大型发生器,已用于某香料香精制造厂。

1) 工频(50Hz)QHW-1000、XY-230型发生器:已用于生活给水多年,并较普遍的用于工业生产。如用于石化、炼油厂、化肥厂、钢铁、煤矿、铁路以及日用化工厂等处。近几年已开发研制出中频(500Hz)HS-II型臭氧发生器和高频(1800Hz)GL型臭氧发生器,详见给水排水设计手册第12册《器材与装置》第10.5节。

HS-II-500、HS-II-1000型的臭氧产量分别为0.5、1kg/h,臭氧浓度12~30mg/L。

GL-500、GL-1000型的臭氧产量分别为0.5、1kg/h,臭氧浓度12~25mg/L。

国内生产的臭氧发生器规格、尺寸详见《给水排水设计手册》第12册《器材与装置》;并列出国产臭氧产量>0.3kg/h、部分工频50Hz臭氧发生器产品系列如下,供参考。

部分国产臭氧发生器产品系列及其性能

类型	系列型号	臭氧产量(kg/h)	臭氧浓度(g/m^3)	发生器本身耗电量(kWh/kg(O_3))	工作电压(kV)	工作空气流量(m^3/h)	备注
卧管式	XY-88 XY-130 XY-230	0.35~0.4 0.5~0.6 0.8~1.0	10~18	16~20	6~15	25~70 40~100 70~180	1. XY为内管型:高压极为玻璃管内的石墨涂层;带涂层的玻璃管放在与水接触的低压电极不锈钢管之内 2. XY后数字为放电管数字 3. 生产厂有接触氧化塔可配套供应

续表

类型	系列型号	臭氧产量 (kg/h)	臭氧浓度 (g/m³)	发生器本身耗电量 (kWh/kg(O_3))	工作电压 (kV)	工作空气流量 (m³/h)	备注
卧管式	QHW-400 XY-88	0.35～0.4	10～18	15～18	QHW 系列 14.5～17.5 XY 系列 6～15	25～30	1. QHW 为外管型：放电单元中介电玻璃管装置于高压极不锈钢管之外 2. QHW 后面数字为发生器产量 g/h 3. 能配套供应鼓泡塔及固定螺旋混合器 4. 部分厂家将 QHW 型改为 THW 型
	QHW-500 XY-100	0.45～0.5				30～40	
	QHW-750 XY-151	0.68～0.75				45～60	
	QHW-1000 XY-230	0.9～1.0				60～80	
	QHW-2000 XY-450	1.8～2.0				120～150	
立管式	JHP 系列 XG-300	0.3	12～20	16～20	9～12	24	集装式或组合式发生器
	XG-500	0.5				40	
	XG-1000	1.0				80	
	XG-2000	2.0				160	

① 外管式 QHW 型与内管式 XY 型的特点与比较如下：

ⅰ. XY 内管式的玻璃介质管不与水接触，个别玻管被击穿损坏时可不予更换、维持设备运行。但内管式的玻璃介质管内涂衬石墨作为高压导电体，玻璃管的介质强度与涂层制作要求高；且高压引线与导电层的连接要求亦较高。

ⅱ. QHW 外管式的玻璃介质管内不涂衬任何导电层，仅作为辉光放电的绝缘体。玻璃要求一般，结构简单，且高压引线直接与不锈钢管连接，与高压导电体的接触良好。但玻璃管直接与冷却水接触，一旦损坏必须停用设备，排水更换玻璃管，虽然设备中采用了特殊的结构型式、更换玻璃管亦较方便，但如果玻璃管质量欠佳，将增加维修，影响运行。

② 上述两种发生器的构造与发生单元：发生器构造：卧式 O_3 发生器的主机是一个密封的圆筒形类似换热容器，容器分成气源输入仓、O_3 发生区和 O_3 化空气输出仓等三部分。

ⅰ. 有高压引线的一端，是输入干燥空气（氧气）及电源输入的仓室（XY 系列产品每根玻璃管进电端设有熔断器与高压电源接通。）

ⅱ. 容器的中央部分是发生器的主要部分，担负着生产 O_3 的任务，同时因产生 O_3 而放出的热量，通过冷却水冷却保持放电区的温度，一般控制在 35℃以下。

ⅲ. 另一端为 O_3 化气气仓，收集各放电单元的 O_3 化气，并从输出管输出，供以使用。组合式臭氧发生装置 O_3 化气输出管上同时设有取样点，供检测 O_3 化气浓度产量使用；该端并设有温度表或温度控制仪，控制发生器内的温度情况。

ⅳ. 在发生器的两端还设有视镜，供检查电极、观察各放电单元工作。

ⅴ. O_3 发生单元：经净化干燥冷却的空气（或氧气）进入发生器，通过高压放电环隙，空气（或氧气）中部分氧分子被激发分解成氧原子，氧原子与氧原子（氧原子与氧分子）结合生成 O_3 化气。组成高压放电环隙的两个极，实质上是一个高压电容器的两个极。

（ⅰ）XY 系列：不锈钢管在外、玻璃管在内。一极为不锈钢管；另一极为石墨导电层，介

电体为玻璃管。玻璃管与不锈钢管环隙用垫圈固定，发生器与放电单元基本原理示意见图12-13。

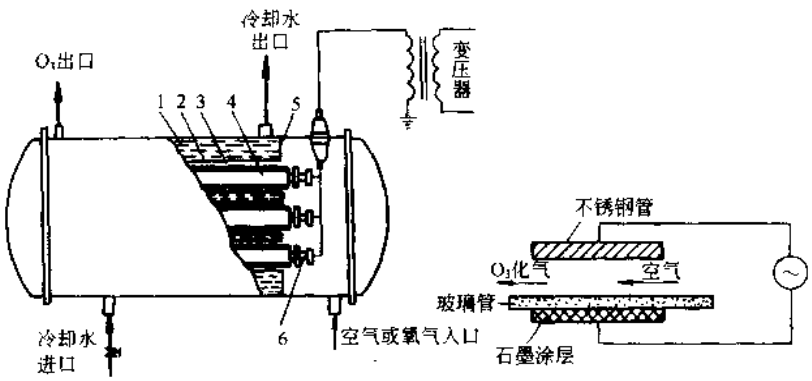


图 12-13 XY 系列臭氧发生器与发生单元示意

1—冷却水；2—不锈钢管；3—放电环隙；4—玻璃管
内涂石墨导电层；5—花板；6—熔断器

（ⅱ）QHW 系列：玻璃管在外、不锈钢管在内。一极为不锈钢管；另一极为冷却水，介电体为玻璃管，不锈钢管与玻璃管间环隙有塑料塞头固定。发生器与放电单元基本原理示意见图12-14。

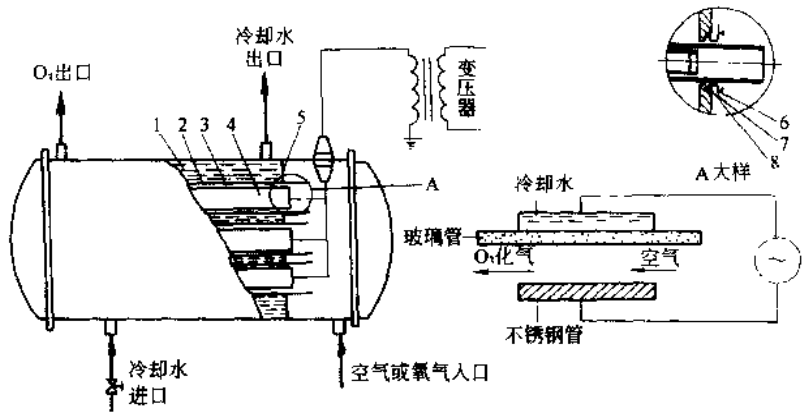


图 12-14 QHW 系列臭氧发生器与发生单元示意

1—冷却水 2—玻璃管；3—放电环隙；4—不锈钢管；5—花板；
6—压环；7—螺丝 8—乙丙橡胶圈

2）CF-G-2 型、国林臭氧发生器：

① 国林臭氧发生器系统的臭氧放电室，由罐体、放电体、高压保险等组成，已获专利（专利号：ZL 01 2 69045.7）。放电室的关键是放电电极。其特点是：

ⅰ. 国林技术采用 DTA 电极，为非玻璃介质易维护；

ⅱ. 放电电极为多级串联和并联组装，可调节臭氧浓度和产量；

ⅲ. DTA 电极耐冲击电压强，每根放电管有单独保险丝，提高了设备可靠性；

ⅳ. 国林臭氧发生器的工作电源为高压 4.5kV，中频 800Hz，使臭氧 O_3 气的产量和浓度能提升；并在电压 4～5kV，频率 0.8～1.0kHz 内可调。

发生器放电室与放电电极结构示意见图 12-15。

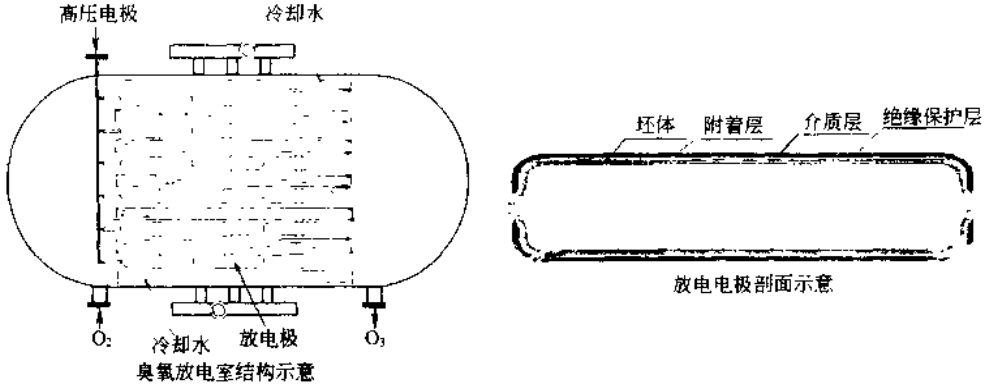


图 12-15　CF-G-2 大型发生器与放电电极结构示意

② CF-G-2 大型发生器系列及性能见表 12-9。

CF-G-2 大型发生器系列及性能　　表 12-9

系列型号	臭氧产量 (kgO_3/h)		臭氧浓度 (g/m^3)		发生器耗电量 ($kW \cdot h/kgO_3$)		工作电源		工作气体流量 ($m^3/hkgO_3$)	
	氧气源	空气源	氧气源	空气源	氧气源	空气源	电压 (kV)	频率 (kHz)	氧气源	空气源
CF-G-2-1Gg	2	1								
CF-G-2-2Gg	4	2								
CF-G-2-3Gg	6	3	50～80	12～22	8～9	15～18	4～5 (可调)	0.8～1.0 (可调)	12.5～20	40～60
CF-G-2-5Gg	*	*								
CF-G-2-10Gg	*	*								

注：* 者为正在研制型号。

③ 国林臭氧发生器系统采用 IGBT 数控大功率器件，可实现 PLC 自动控制。

(3) 部分国外臭氧发生器设备：随着绝缘材料、间隙宽度以及冷却散热方式的改进，工作电压和频率的提高，臭氧发生器性能有较大提升。目前国外臭氧发生器的最大产量已可达每台 200kg/h，单位臭氧电耗已降低至 10～12kW·h/kgO_3，以空气为气源生产的臭氧浓度可达 3%～3.8%，用氧作气源的可达 14%～16%。

国外生产的管式臭氧发生器的关键放电单元，大都由特殊优化的绝缘材料制作，具有高能量密度，高精密和优化的较长放电空间；并由较高的工作电压，约达 4～6kV，和高工作频率达 5～7kHz 供电，使臭氧发生器的 O_3 气产量大大增加，含 O_3 浓度提高，见表 12-10。图 12-16(*a*)(*b*)(*c*)为法国 Deglemont 公司《水处理手册》中所示的大型设置二端高压电极的臭氧发生器布置示意图。图 12-16(*d*)为 Trailigaz 公司的高工作电压、高工作频率的大型臭氧发生单元构造示意，其工作时无需安装单独的保险熔丝。

目前大于 3kgO_3/h 的臭氧发生器均为引进国外生产设备，大都设 PLC 自动监控系统，臭氧的产量或浓度可按设定范围调节。近几年应用在我国水厂的部分较大型臭氧发生器见表 12-10，供参考 。部分用户见表 12-11。

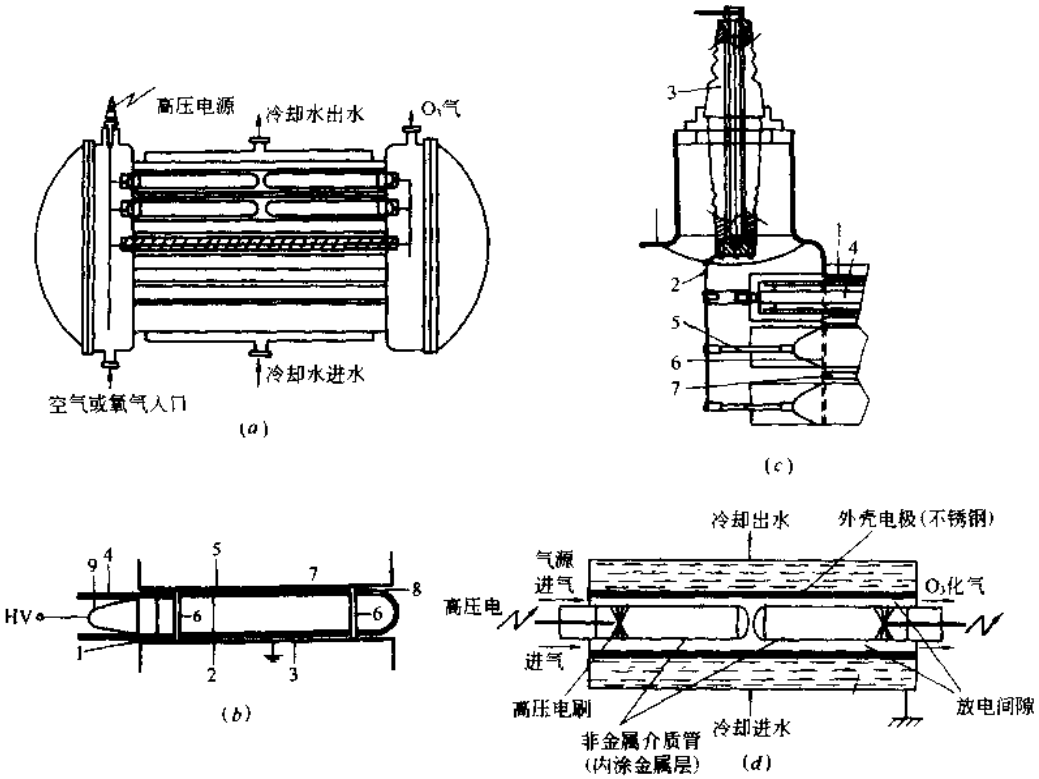


图 12-16 国外产大型臭氧发生器布置示意

(a)发生器示意；

(b)发生单元；

1—气源(空气/氧气)入口；2— 高压电极；3—接地极；4 -介质体；5- 放电隙；

6—定位垫；7—冷却水；8—臭氧化气(空气/氧气)出口；9—供电端

(c)发生器的供电

1—臭氧发生器外壁；2—高压电连接条；3—高压终端；4- 金属衬里导体；

5—熔丝；6—放电管压板(花板)；7—冷却水

(d)大型发生单元示意

部分国外产臭氧发生器系列及性能　　表 12-10

类型	系列型号	臭氧产量 (kgO_3/h)		臭氧浓度 (Wt%)		发生器耗电量 ($kW \cdot h/kgO_3$)		工作电源		工作气体流量 (Nm^3/h)	
		氧气源	空气源	氧气源	空气源	氧气源	空气源	电压 (kV)	频率 (kHz)	氧气源	空气源
瑞士 OZONIA(奥宗尼亚)公司											
空气源	CFA-4		0.4		3		7.8	4	0.8～3.0 (可调)		13.3
	CFA-5		0.8				15				26.6
	CFA-6		1.0				21				40.0
氧气源	CF-4	0.82		6		8.1				13.67	
	CF-5	1.65				16.0				27.5	
	CF-6	2.5				20				41.67	
双气源	CFL-5	5	2.1	6	3	38				59	
	CFL-10	10	4.2			26				117	
	CFL-15	15	6.3			114				176	
	CFL-20	20	8.4			152				234	

续表

类型	系列型号	臭氧产量 (kgO_3/h)		臭氧浓度 (Wt%)		发生器耗电量 ($kW \cdot h/kgO_3$)		工作电源		工作气体流量 (Nm^3/h)	
		氧气源	空气源	氧气源	空气源	氧气源	空气源	电压 (kV)	频率 (kHz)	氧气源	空气源
大型双气源	ZF	3～250		6～18	3～5	按设备规格设计、向厂方咨询					
法国 TRAILIGAZ(特立格斯)公司											
双气源	OZOBLOC										
	OZC-1008	0.8	0.4	6～14	1.9～3.8	7.8	15	2～6	3.5～7	9.3	16
	OZC-1012	1.2	0.62							14	24.8
	OZC-1016	1.6	0.82							18.7	33
	OZC-1020	2	1							23.4	40
	MODULOZONE										
	MCC-2002	3.3	2	6～16	1.9～3.8	7.5	14	2～6	5～7	37.8	80
	MZC-2004	6.7	4							77	160
	MZC-2006	10	6							115	240
	MZC-2008	13.8	8							158	320
	MZC-2012	24	12							230	480
	MZC-2016	27.6	16							316	640
	MZC-2032	45	24							516	960
	TONOZONE										
	TZC-3012	90	49	6～16	1.9～3.8	7.5	14	2～6	5～7	1032	1960
	TZC-3018	136	68							1560	2720
	TZC-3024	180	75							2064	3000
德国 WEDECO 公司											
	微型装置 SOM 组装式	2～8 0.2～12		6～13	2～3	(平均) 8		7～10	0.4		
	大型装置	12～200			按要求向厂方咨询，特殊设计						

12.1.4.5　臭氧设备的应用

我国部分水厂(水处理站)采用臭氧设备的情况见表 12-11。

我国部分水厂应用臭氧设备情况　　表 12-11

使用年份	用户	设备型号	产量 [$kgO_3/(h \cdot 台)$]	设备生产厂
1986	湖南长岭炼油厂生活水厂	XY-230	1.0×2 台	上海环保设备厂
1997	湖南洞庭氮肥厂生活水厂	XY-230	1.0×3 台	上海环保设备厂
1998	四川宜宾 812 厂	XY-230	1.0×3 台	上海环保设备厂
1995	上海周家渡水厂	XY-230	1.0×1 台	江苏泰兴环保设备厂
1985	胜利油田滨海指挥部生活水厂	XY-76	0.7×2 台	上海环保设备厂

续表

使用年份	用户	设备型号	产量 [kg(O_3)/(h·台)]	设备生产厂
1989	兰州铁路局水厂	QHW-1000	1.0×4台	江苏泰兴环保设备厂
1993		QHW-1000	1.0×$\frac{2}{1}$台	江苏泰兴环保设备厂
1995	南京炼油厂生活水厂			
1995	大庆石化厂化肥厂	QHW-1000	1.0×4台	江苏泰兴环保设备厂
2000	青岛正进公司食品加工、生活用水处理站	CF-G-2-1000	1.0×1台	青岛国林实业有限公司
2001	青岛浩源公司食品用水处理站	CF-G-2-1000	1.0×1台	青岛国林实业有限公司
1987	北京田村山水厂		5.0×2台	日本东芝公司
1987	北京田村山水厂		5.0×2台	日本富士公司
1997	昆明市第五水厂	ZP.T6	11.0×3台	瑞士 OZONIA(奥宗尼亚)公司
2000	上海周家渡水厂	OZATCF-6A 立式(液氧)	2.5×1台	瑞士 OZONIA 公司
2001	深圳东湖水厂	(液氧)	8.0×3台	瑞士 OZONIA 公司
1997	南京炼油厂生活水厂	(HMA)	3.0×1台	(原美国 OSMONICS 公司(已停用)
1996	大庆油田汽水厂(WTP)	MZ	3.0×3	法国 TRAILIGAZ(特立格斯)公司
1997	大庆乙烯水厂(WTP)	MZX(氧气源)	3.0×3	
1999	香港牛潭尾滤水厂	MZX(氧气源)(VPSA 现场制氧)	15.0×4	法国 TRAILIGAZ 公司
1996	台湾中华航空水厂	MZH40	7.2×1	法国 TRAILIGAZ 公司
2000	台湾威宝水厂	OZC1016	1.5×2	

注：设备型式除注明(立式)外均为卧式；设备型号除注明氧气源外，均为空气源。

12.1.5 臭氧接触反应系统

12.1.5.1 接触反应装置形式

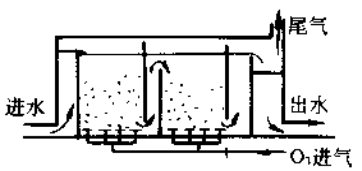
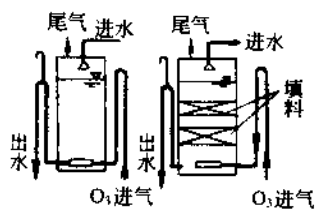
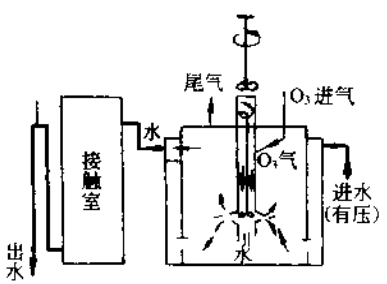
常用的接触反应装置与比较见表 12-12。

12.1.5.2 接触反应装置的选择

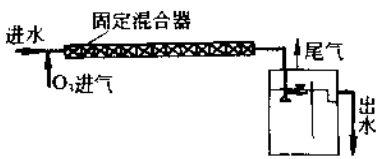
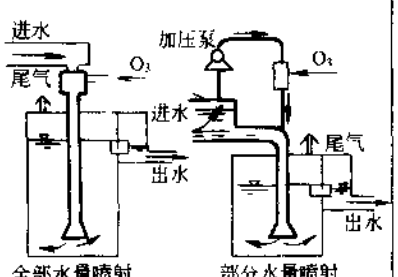
选择接触反应装置的原则：

(1) 确定需要去除物质(或污染物)在水中与臭氧接触反应的速度过程，是属于传质速度控制还是化学反应速度控制。

常用臭氧—水接触反应装置的适应性和比较　　表 12-12

序号	类型		图示	运行方式	传质能力	优缺点	适用反应方式
1	微气泡扩散器	接触池		气水顺流、逆流或多室多级串联交迭逆顺流。连续运行或间断批量运行 是目前水厂中运行较多的类型，单室、单塔运行效果较差，接触池一般采用2～3室(塔)串联运行	传质效率与气泡扩散器的型式有关	优点： 1. 能耗较低 2. 处理效果较好 3. 能适应流量变动 缺点： 1. 喷头堵塞时布气不均匀、混合差、易返混 2. 接触时间长 3. 价格高 4. 安装要求较高	反应速度控制的要求大液体容积的系统使用
		鼓泡塔					
2	蜗轮注入器			气水强制混合，多用于部分投加，淹没深度<2m	传质能力强	优点： 1. 水头损失小，臭氧向水中转移压力大 2. 混合效果好 3. 接触时间较短 4. 体积较小 缺点： 1. 流量不能显著变化 2. 耗能较多 3. 有噪声	

续表

序号	类型	图示	运行方式	传质能力	优缺点	适用反应方式
3	固定混合器		气水强制混合，可顺流或逆流连续运行，水量大，可部分投加	传质能力极强	优点： 1. 设备体积小，占地少 2. 接触时间短 3. 处理效果稳定 4. 易操作，管理方便 5. 无噪声，无泄漏 6. 用材省，价格低 缺点： 1. 流量不能显著变化 2. 耗能较多	传质速度控制的水处理过程
4	喷射器		气液强制或抽吸通过孔道，可部分投加或全部投加	传质能力较强及界面面积较高	优点： 1. 混合好 2. 接触时间短 3. 设备小 缺点： 1. 流量不能显著变化 2. 耗能较多	传质速度控制的各种水处理过程

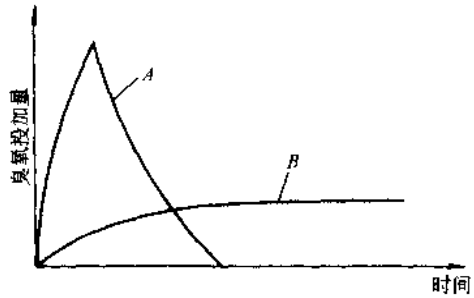


图 12-17　臭氧投加量-时间曲线
A　传质速度控制的反应；
B—化学反应速度控制的反应

臭氧用于水处理过程必须经历臭氧从气相到液相的传质过程和溶解臭氧同水中污染物起反应的反应过程。根据臭氧在水中同污染物反应的速度，臭氧水处理过程可分为：传质速度控制（快速或瞬时反应）和化学反应速度控制（慢速反应）的过程。其典型投加剂量—时间曲线见图 12-17。

常见水中污染物同臭氧反应的类型和给水处理中常用处理要求的反应类型，见表 12-13。

（2）臭氧化法用于受传质速度控制的污染物去除时，应选用传质效率高的接触反应装置。如蜗轮注入器、固定螺旋混合器、喷射器等。

常见污染物和水处理要求与臭氧反应类型　　表 12-13

臭氧反应类型	受传质速度控制	受化学反应速度控制
反应去除的污染物质	腐殖酸、铁、锰、氰、酚、硫化氢、亚硝酸盐、亲水性染料、不饱和有机化合物、细菌、病毒	COD、NH_3-N、ABS、石油制品，合成表面活化剂、农药、氯
给水处理中常用的处理要求	1. 杀菌消毒及灭活病毒 2. 铁、锰氧化去除 3. 产生微凝聚效应的物质 4. 生物活性炭臭氧预处理（传质控制） 5. 产生 THMS 物质的去除	去除上列污染物质的给水处理要求
	1. 微量污染物氧化（传质或化学反应速度控制，依污染物种类及其化学性质而定） 2. 嗅味去除（传质或化学反应速度控制，按具体产生臭味物质性质而定）	

（3）臭氧化法用于受化学反应速度控制的污染物去除时，宜选用具有较大的液相容积，可较长时间保持一定溶解臭氧浓度的接触反应装置。如微孔扩散接触池。

12.1.5.3　接触反应装置的设计参数

接触反应装置主要设计参数，可参见表 12-14。

接触反应装置主要设计参数　　表 12-14

处理要求	臭氧投加量（mgO_3/L 水）	去除效率（%）	接触时间（min）
杀菌及灭活病毒	1～3	>90～99	数秒至 10～15min，依所用接触装置类型而异
除嗅、味	1～2.5	80	>1
脱　色	2.5～3.5	80～90	>5
除铁除锰	0.5～2	90	>1
COD	1～3	40	>5
CN^-	2～4	90	>3
ABS	2～3	95	>10
酚	1～3	95	>10
除有机物等（O_3-C L 艺）	1.5～2.5	60～100	>27

12.1.5.4 影响接触反应装置性能的因素

为使接触反应装置设计合理，在接触装置类型选定后，应进行必要的试验以取得可靠的设计参数。

影响接触反应装置性能的因素有：

(1) 水中污染物的种类、浓度及其在水中的可溶性。

(2) 气相臭氧的浓度和投加量。

(3) 接触方法与时间。

(4) 气泡大小。

(5) 水的压力与温度。

(6) 干扰物质的影响。

12.1.5.5 接触反应装置的设计计算

(1) 微气泡接触反应装置：

1) 工作特点：目前臭氧化法在给水处理系统中大多采用微气泡接触反应。水量较小或受场地限制时，可采用塔式反应装置、接触氧化塔，习惯上称作鼓泡塔；水量较大时均建成微气泡接触反应池。见图 12-18、19。

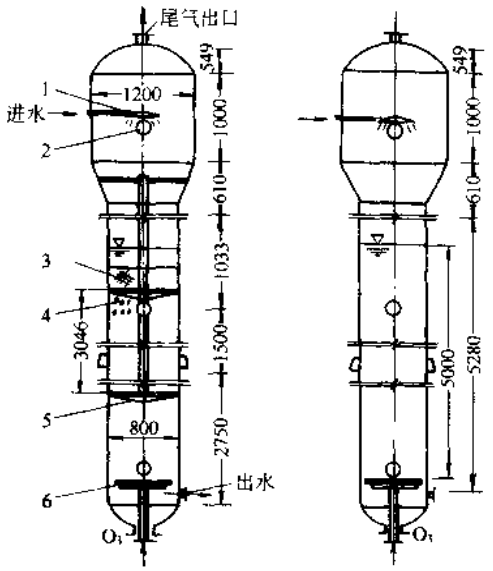


图 12-18 鼓泡塔

(a)加填料；(b)无填料

1—进水喷淋器；2 观察窗；3- 活性炭填料；4- 环填料；5- 筛板；6 -布气板

① 鼓泡塔(接触氧化塔)一般为空塔无填料；有时为提高传质及反应效果，可适当加装填料。鼓泡塔中被处理水一般自塔顶进入，经喷淋装置下流，而臭氧化气体自设置在塔底部的微孔扩散设备(微孔扩散板、盘、头或微孔滤棒)，扩散成微小气泡上升，气水逆流接触而完成处理过程

第 12.1.8.1 节某工程实例即采用了三级串联的接触氧化塔进行接触氧化反应。

② 接触反应池如图 12-19 中所示，处理水流由池下部进入池内，呈向上升流和向下降

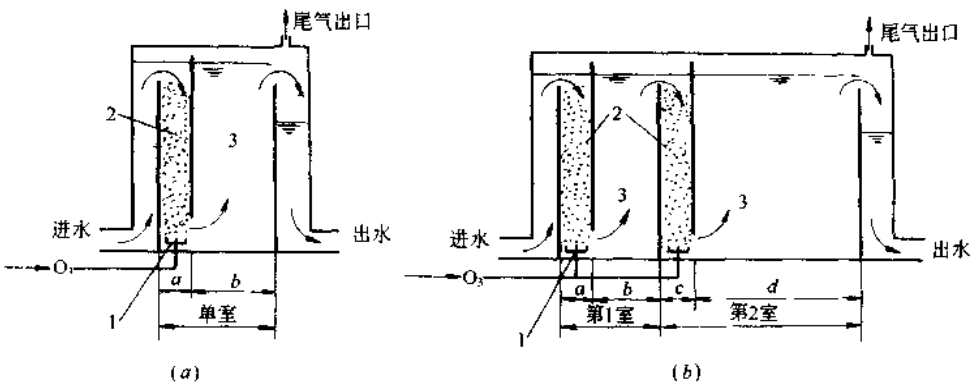


图 12-19 接触反应池

(a)单接触室；(b)双接触室

1—扩散布气；2—接触室；3—反应室

流方向，折向流动，通常为 2～3 个接触反应室。O_3 臭氧化气通过设在池底部的布气扩散板（头、管）等设备扩散成微气泡与进入的水流呈逆向流接触反应，进行氧化处理过程。

第 12.1.8.4 节工程实例采用了具有 3 个反应室的接触反应池，进行微气泡接触氧化反应。

2）设计要点及数据：

① 气水接触时间：主要由气泡上升速度及水柱高度决定。用于给水处理时，一般采用水力停留时间大于 5～10min。

② 臭氧吸收率可达 80%～90%以上。

③ 根据处理水水质要求，鼓泡塔可设计为一级、二级或多级串联运行。

④ 处理水量很大时，均设计成微气泡接触反应池。根据水质要求设计成单室、双室或多室串联运行。每室均可投加臭氧，且投加量可以不等。如双室时，前室可投加所需臭氧耗量的 60%，后室投加 40%。

⑤ 鼓泡塔塔体宜用不锈钢板制造，有时亦可采用碳钢制造，但内表面需加无毒防腐涂层。

接触池可采用钢筋混凝土结构，内涂防腐层。

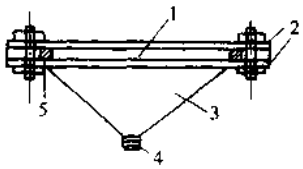


图 12-20　微孔扩散布气头
1—钛板；2—冲压不锈钢法兰；3—冲压不锈钢圆锥体；4 -不锈钢管接头；5—硅橡胶垫圈

⑥ 扩散设备国内常采用微孔钛板、陶瓷滤棒、刚玉微孔扩散板等，见图 12-20。

微孔孔径约 20～60μm 也可采用不锈钢或塑料穿孔板（管）。扩散出的气泡直径以≤1～2mm 为宜。

⑦ 塔（池）顶密封，塔（池）内气体只能经尾气管排出。

塔进气管道应先上弯高于塔内最高水位，然后再向下折回至塔底进入塔内，以防塔中水倒灌至臭氧发生器内，或将发生器安装在塔内最高水位高度以上。

塔出水管也应上弯至塔最高水位高度，并在弯管处设大气连通管，以保持塔内设计水位稳定和平衡出水水压，参见表 12-12 中图示。

⑧ 塔径算出后，应根据所需布气元件数目和尺寸，布置元件并进行校核，应使空塔水流速度在 4～6m/s 范围内。

⑨ 根据运行经验，可在塔中加装适当厚度的填料，改善水—臭氧化气接触反应效果，避免塔内产生涡流使水“返混”。填料可采用颗粒活性炭、塑料或陶瓷鲍尔环及波纹板等；填料种类与厚度应根据具体设计情况或由试验决定。

3）设计计算：

① 连续处理时：

接触氧化塔（鼓泡塔）或接触氧化池的设计公式及数据如下：

计　算　公　式	符　号　说　明　及　数　据
1. 塔体或池体尺寸计算： $V=\frac{tQ_{水}}{60}$	V—塔或池体体积（m^3） t—水力停留时间（min），（无试验资料时可参照表 11-14 中数据选用） $Q_{水}$—水流量（m^3/h）

续表

计算公式	符号说明及数据
1）塔体： $F_A=\frac{tQ_水}{60H_A}$ $D=\sqrt{\frac{4F_A}{\pi}}$ $K_A=\frac{D}{H_A}$ $H_塔=(1.25\sim1.35)H_A$	F_A—塔截面面积(m^2) H_A—塔内有效水深(m)，一般可取4～5.5m D—塔径(m) K_A—径高比，一般采用1∶3～4。如计算的$D>1.5$m时，为使塔不致过高，可将其适当分成几个直径较小的塔，或设计成接触池 $H_塔$—塔总高(m)
2）池体： $F_B=\frac{tQ_水}{60H_B}$ $L=\frac{F_B}{B}$ $t=t_1+t_2+t_3$ 二个接触反应室： $t=t_1+t_2\geqslant4+t_3$ 三个接触反应室： $t=t_1+t_2+\frac{t_2}{2}+t_3$ $l_r=t_r\times\frac{L}{t}$	F_B—池面积(m^2) H_h—扩散器以上水深(m)，5～7m(Degremont经验值) L—池长度(m) B—池宽度(m)，一般按场地布置条件与扩散器均匀布置考虑 t_r—各接触反应室停留时间(min) $t_2\geqslant4$(min)(Degremont经验值) l_r—各反应室长度(m)
2．臭氧化气布气系统计算： $C=\frac{Q_水C_0}{1000}$ $Q_气=\frac{C1000}{Y_1}$ $Q'_气=\frac{Q_气\times(273+20)\times0.103}{273\times0.18}$ $=0.614Q_气$ $n=\frac{Q_气}{\omega f}$ $\omega'=\frac{d_0-aR^{\frac{1}{3}}}{b}$	C—每小时投配的总臭氧量($kg(O_3)/h$) C_0—水中所需臭氧投加量(gO_3/m^3水) $Q_气$—水中所需投加的臭氧化气流量(标准Nm^3/h) Y_1—发生器所产臭氧化气浓度($g(O_3)/m^3$)，一般在10～20g/m^3范围内 $Q'_气$—水中所需投加的发生器工作状态下($t=20℃$，$P=0.08$MPa)的臭氧化气流量(m^3/h) n—微孔扩散元件数 f—每只扩散元件的总表面积(m^2)。陶瓷滤棒πdl(d为棒直径，l为棒长)；微孔扩散板$\frac{\pi d^2}{4}$(d为扩散板直径) ω—气体扩散速度(m/h)，依微孔材料及其微孔孔径和扩散气泡直径而定 ω'—使用微孔钛板时的气体扩散速度(m/h) d_0—气泡直径(1～2mm) R—微孔孔径(20～40μm) a、b—系数，使用钛板时$a=0.19$，$b=0.066$
3．所需臭氧发生器工作压力计算： $H>h_1+h_2+h_3$	H—臭氧发生器工作压力(以9.8kPa计) h_1—塔内或池内水柱高度(以9.8kPa计) h_2—布气元件水头损失(以9.8kPa计)；见表11-15 h_3—臭氧化气输送管道水头损失(以9.8kPa计)

国内生产的几种微孔扩散材料的水头损失实测值列于表 12-15。

国产微孔扩散材料水头损失实测值　　表 12-15

材料型号及规格	不同过气流量下的水头损失(mmHg)							
	0.2	0.45	0.93	1.65	2.74	3.8	4.7	5.4
	($L_气$/cm²·h)							
WTDIS 型钛板① 孔径<10μm，厚 4mm	43.5	45	48	51	53	55	57	60
WTD2 型微孔钛板② 孔径 10～20μm，厚 4mm	49	53	57	62	66	67	70	72
WTD3 型微孔钛板① 孔径 25～40μm 厚 4mm	26	28	30	32	34	36	38	39
锡青铜微孔板 孔径未测，厚 6mm	5	7	9	13	17	23	30	35
刚玉石微孔板 孔径未测，厚 20mm	62	76	90	104	115	129	135	142

① WTDIS、WTD3 型微孔钛板原料为颗粒状。

② WTD2 型为树枝状，水头损失较高。

② 间断批量处理时：

鼓泡塔(或接触池)容积：

$$V=\frac{Q_水\ tk}{\varphi^n}(m^3) \tag{12-11}$$

式中　V——批量处理所需鼓泡塔容积(m^3)；

$Q_水$ ···每批处理的水流量(m^3/h)；

t ···每批处理所需接触反应时间(h 或 min)，如无试验资料可参照表 12-14 选用；

k　　安全系数，取 1.15；

φ ···塔充满系数，取 0.75；

n——塔个数。

上述塔体积求出后，可按连续处理时的各公式计算塔直径、塔内阻力及布气设备等。

当接触氧化池作间断批量处理时，可参考上述计算。

(2) 蜗轮注入器：

1) 工作特点：处理水重力(或有压)流入扩散室内，由电动机带动叶轮高速旋转，在水通过叶轮孔眼吸入，再由叶轮边缘喷出时，将臭氧抽吸到水中并与之混合，见图 12-21。因此，臭氧传递要比鼓泡塔快得多，能缩短接触时间，从而缩小接触池容积。

2) 设计要点及数据：

① 一般接触时间约 6～10min。

② 耗能较大，耗能指标为 7～10W·h/gO_3。臭氧吸收率一般在 75%～85%。

③ 蜗轮注入器可连续或间断批量运行，并可多级串联或并联工作。

④ 应特别注意叶轮的淹没深度：

ⅰ. 在淹没深度小于 2m 时，蜗轮的扩散能力较强，可达 25～1000Nm³/h。

ⅱ. 当淹没深度为 2m 时，扩散能力下降 50%，为 15～500Nm³/h；当淹没深度达到 5m 时，扩散能力将下降 75%，只有 7～250Nm³/h。

因此，对水量小的浅水投加最为适用。如处理水量较大时，可采用部分流量（如总流量的 1/10）投加，然后再与主水流混合的方式。

⑤ 用于给水处理的注入器整个装置，宜选用不锈钢材料制造。

⑥ 蜗轮注入器设计时，可根据所需臭氧化气投加量（Nm³/h）选择蜗轮定型设备。再根据处理水流量及接触时间计算所需扩散接触室的容积。最后结合选定的蜗轮注入设备进行整体设计和布置。

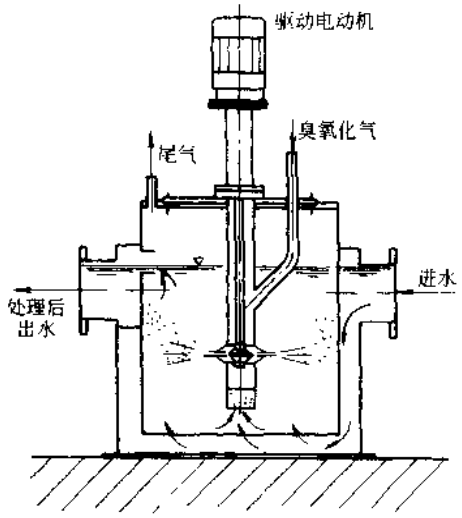


图 12-21 蜗轮注入器臭氧接触装置

3）蜗轮注入器产品与规格：

① 现已有设备厂定型产品。

② 美国 Tii 公司生产的 Kerag（凯拉格）型蜗轮注入器规格，参见表 12-16。

美国 Tii 公司生产的凯拉格（Kerag）型蜗轮注入器规格　　表 12-16

型　号	功　率（kW）	最大投加气量（Nm³/h）
RB-90-2000	0.75	25
RB-110-280	2.2	55
RB-130-300	4.0	90
RB-260-600	11.0	300
RB-350-700	37.0	1000

（3）固定螺旋混合器：

1）工作特点：固定螺旋混合器是一种直接在管道中装设固定螺旋形元件的强制性气水混合接触反应装置。

固定螺旋混合器元件及组合方式见图 12-22。

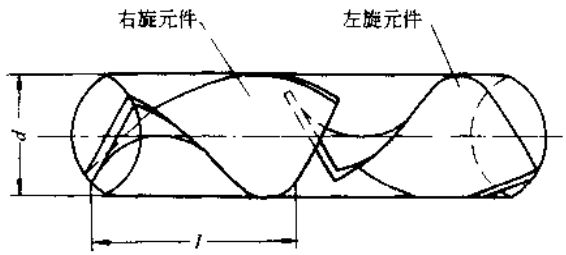


图 12-22 固定螺旋混合器及其连接示意

它的传质能力极强，单位设备容积的臭氧传质系数比鼓泡塔高数百倍，乃至千倍，一级臭氧吸收率达90%以上。

2）设计要点及数据：

① 混合能系由水流的压力降提供，须消耗能量，能耗介于鼓泡塔和蜗轮注入器之间，约4～5W·h/gO_3。

② 固定螺旋混合器可连续或间断运行，必要时可将部分或全部处理水回流多次，作循环臭氧氧化处理，直至水质合乎要求。

③ 可将数台混合器串联或并联运行，并根据设计要求增减元件数以达到所需水质；一般每台元件数不多于50个。每个元件长度为l，一般$l=2d$。

每台直径d为100～300mm的混合器约可处理水量1000～10000m^3/d。

④ 固定螺旋混合器的外管，宜采用不锈钢或合金铝等耐臭氧腐蚀材料；元件采用不锈钢或碳钢镀铬（镍）等材料。

⑤ 元件扭曲度180°，相邻元件旋转方向相反，端缘90°垂直相接。

⑥ 混合器以水平安装较好，必要时也可垂直装设。

⑦ 混合器出口端需设气水分离器，使臭氧化气尾气与处理过的水分离。

容积较小时（1～2m^3）可用圆形钢罐；容积较大时，可用矩形钢筋混凝土池。

为确保气水分离效果，便于尾气聚集排放，分离器内应加设隔板，保持稳定水位，防止尾气随出水从出水管道泄出。池顶要密封，池内空气或O_3尾气只能通过尾气排放装置（尾气再利用或分解）排出。

⑧ 气水分离器内水停留时间，按3～5min计算。

⑨ 分离器内水面高度，不宜超过总高度的3/4。

⑩ 为便于运行时观察混合器内气水混合状况，可在混合器进口与出口处，两端各设计安装有机玻璃制观察段，内装两只元件。

3）固定混合器及臭氧化工艺流程：

① 清华大学设备厂生产有Q(T)GH-75型固定螺旋混合器，性能见表12-17，并可根据需要定制其他规格。

Q(T)GH-75固定螺旋混合器基本尺寸　　表12-17

型　号	材　料	直径d（mm）	元件尺寸$d\times l$（mm）	元件数n（个）	总长度L（m）	重　量（kg）	处理水量（m^3/d）
TGH-75	合金铝	75	75×150	10	5×1.5	60	250～700
TGH-100	合金铝	100	100×200	10	4×2.0	70	400～1100

② 图12-23为固定混合器为接触反应装置的某臭氧化法水处理厂流程示意。

4）设计与计算：

① 混合器实验设计法：混合器的混合能是由水流的压力降提供。因此，混合器的传质及处理效果同压力降ΔP密切相关。以经验的数学模拟公式、通过试验求得各项系数k_n，$k_n=k_{1\sim10}$值，代入公式计算ΔP值，进行固定螺旋混合器的设计。此方法必须通过多项试验以求k_1～k_{10}系数，详见给水排水设计手册1986年12月版，第3册《城市给水》。

② 混合器的简化计算法如下：

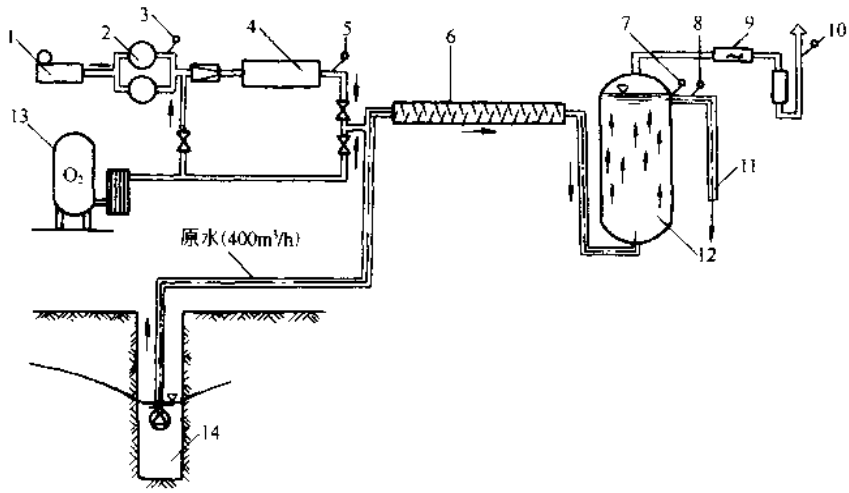


图 12-23 固定混合器为接触反应装置的某臭氧化法水处理厂流程示意

1—空气压缩机;2—空气干燥;3—露点监测;4—臭氧发生器;5—臭氧浓度计;6—固定混合器;7—水中剩余臭氧浓度计;8—溶解氧仪;9—臭氧尾气处理;10—臭氧浓度计;11—臭氧处理后出水;12—气水分离罐;13—液氧贮罐;14—水源井

计 算 公 式	符号说明及数据
1. 混合器尺寸： $d=18.81\sqrt{\frac{Q}{v}}$ $L=nl$	d—混合器直径(mm) Q—处理水流量(m^3/h) v—水的空管流速(m/s) n—元件总数(个)，一般每台元件数<50个 l—每个元件长度(m)，一般$l\approx 2d$ L—混合器总长度(m)
2. 混合器压力降ΔP_{sm}： $\Delta P_{sm}=f_{sm}\frac{v^2}{2}\rho\frac{L}{d}$ 也可用下式计算： $\Delta P_{sm}=K\Delta P_{EP}$	ΔP_{sm}—混合器压力降(m) f_{sm}—阻力系数 v—水的空管流速(m/s)，一般0.6～1.8m/s ρ—流体的质量密度(kg/m^3) K—系数，依元件长径比，管径、流速及气水比等决定，一般通过试验确定 ΔP_{EP}—混合器无元件时的压力降，可参照本手册有关章节求得
3. 混合器进口水压 $P_{sm}=\Delta P_{sm}+\Delta H+\Delta h$	P_{sm} 混合器进口水压(9.8kPa) ΔP_{sm}—混合器压力降(9.8kPa) ΔH— 分离器水面与进水水位的高差(m) Δh— 其他管道、管件等局部水力损失(m) 计算的P_{sm}应≤臭氧发生器工作压力，亦可采用射流器投加

(4) 喷射器：

1) 工作特点：根据文丘里原理制成的喷射器。是臭氧化法水处理过程中较早使用的臭氧投配装置。

喷射器是在处理水通过收缩喷嘴时所造成的负压下，将臭氧化空气吸入水中，适用于以负压运行的臭氧发生器。

近年来，为适合在压力下运行的臭氧发生器，制成了正压喷射器，臭氧化气以高于大气

压的压力下进入喷射器，可以提高臭氧吸收率，使更多的臭氧溶入水中。

2）喷射器投加方式：可分为部分喷射和全部喷射。

① 图 12-24 为全部喷射接触装置示意。适用于水量较小时将全部水流加压，或虽水量较大但可利用重力水头将臭氧化气与水在喷射器中混合，然后进入接触池中接触反应。

喷射器出口管端伸至水面下数米深，因此，未吸收的臭氧化空气气泡尚可有上升至水面的补充接触时间，以改善臭氧向水中的传递，此型臭氧吸收率一般可达 80%～95%。

② 图 12-25 为部分喷射接触装置示意。

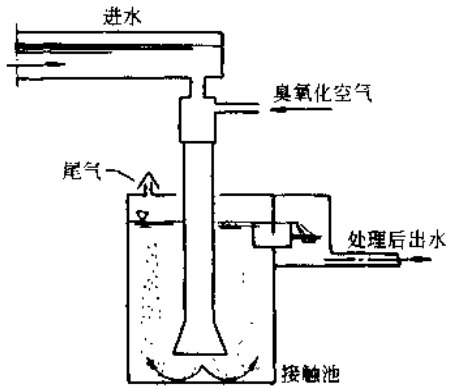


图 12-24　臭氧化处理全部喷射接触装置示意

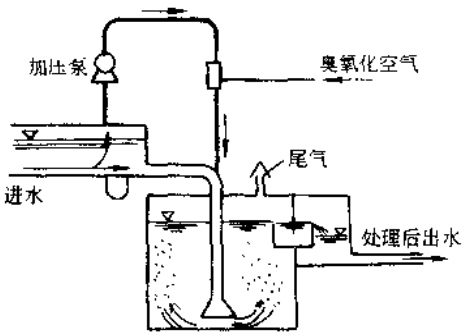


图 12-25　臭氧化处理部分喷射接触装置示意

部分喷射是全部喷射的一种改进方式，也可称作支流喷射。此时，只将处理水的一部分水（如 5%～10%）给予加压，通过喷射器与全部所需投加的臭氧化气混合，再同其余的水混合，最后进入接触反应池。

3）设计要点及数据：

① 将处理水加压所需消耗的能量：全部喷射时为 15～20W·h/gO_3；部分喷射时为 4～10W·h/gO_3。

② 喷射器进口水压与处理水流量及臭氧气投加量、喷嘴直径和喉管直径比等有关。臭氧投加量＜3g/m^3 时，约需 0.3MPa。

③ 接触池一般为同向流，池内水深采用 3～5m，接触时间 3～5min。

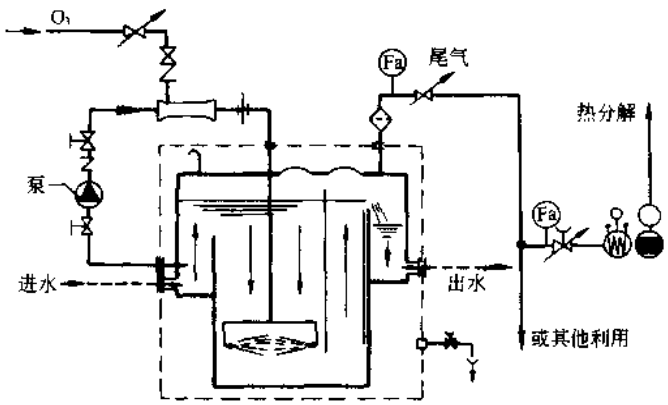


图 12-26　部分喷射接触装置布置示意

部分喷射时水量约为全部水量的1/3～1/6，总气水比1∶(4～6)。

4) 图12-26为法国TRAILIGAZ公司用于预臭氧的部分喷射接触装置布置示意。

12.1.6 臭氧尾气的利用与处理

12.1.6.1 尾气的利用与处理要求

(1) 从水与臭氧接触装置排出的臭氧化空气的尾气中，仍含有一定数量的剩余臭氧。尾气中剩余臭氧量的大小随所处理水的水质及其吸收反应情况、臭氧投加量的大小、水一气接触时间、臭氧化气的浓度及水的温度、pH值等因素而变化。

当尾气直接排入大气并使大气中的臭氧浓度大于0.1mg/L时，即会对人们的眼、鼻、喉以及呼吸器官带来刺激性，造成大气环境的二次污染。因此必须消除这种污染，并提高臭氧的利用率。在设计水与臭氧的接触反应装置时，应同时考虑尾气中剩余臭氧的利用与处置。

(2) 在生产实践中，可考虑将这种尾气回用于被处理原水的预处理，投配到水－臭氧接触反应装置的进水管中(也可利用微孔扩散头或水射器投配到原水中)，见图12-27。

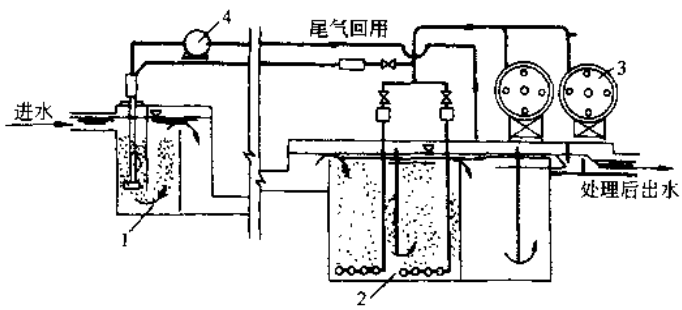


图12-27 尾气的回收利用系统

1—预臭氧化接触池；2—臭氧化法处理接触池；3—臭氧发生器；4—压缩机

(3) 尾气回用后产生的二次尾气中，所含剩余臭氧已经减少(二级臭氧利用率可达95%～98%以上)，但浓度仍可达0.1～0.5mg/L，也会造成大气的污染，应进一步采取措施将其分解破坏。

(4) 采用尾气回用的经济性应通过技术经济比较确定。

12.1.6.2 常用的尾气吸收与处理方法

各种尾气处理方法的比较，见表12-18。

各种尾气处理方法的比较 表12-18

处理方法		设备费	运行费	压头损失	耗电(kW·h/Nm³)	臭氧去除效果	其他共存气体影响	备注
活性炭法		小	小	小～中	10～15	很好	一般	1. 运行及设备费用少 2. NO_x存在时，可先用水洗法除去 3. 适合尾气处理
药剂法	还原法	中	小～中	中		一般	不大	1. 有NO_x存在时，可同时除去 2. 有处理废液的再处理问题
	分解法	小～中	小～中	中～大		一般	不大	有处理废液的再处理问题

续表

处理方法	设备费	运行费	压头损失	耗　电 (W·h/Nm³)	臭氧去除效　果	其他共存气体影响	备　注
加热分解法	中～大	中	小～中	约 150	很　好	不　大	1. 不受 NO_x 的影响 2. 可利用回收热能 3. 存在燃料和二次污染问题
霍加拉特法	小	小	小	-	很　好	不　大	1. 设备费、运行费用少 2. 效率高

(1) 活性炭法：

1) 作用特点：这种方法是靠可燃性载体炭表面对臭氧吸收、接触分解，以及一部分臭氧与炭直接反应，生成 CO_2 及 CO。

因臭氧在活性炭吸附氧化过程中产生热量以及不稳定的臭氧化产物(如过氧化氢化合物)的影响，在设计吸附柱时应防止炭柱的燃烧和爆炸；特别是在存在氮的氧化物情况下更易爆炸。为防止爆炸可适当地在炭柱上淋水。对以氧气或富氧为原料气的情况下，应避免采用活性炭法处理尾气。

2) 设计要点：

① 活性炭与臭氧反应后，一部分被消耗掉，每处理 5～6g 臭氧可消耗 1g 活性炭。

② 根据经验，每处理 $1Nm^3$ 尾气可装 2L(约 1kg)活性炭，炭柱厚度可选用 1.2m。

③ 为了防止在活性炭柱中，因温度低而结露致使炭被润湿，从而降低其分解能力，一些国家采用在炭柱外壁加热水套，使炭床温度保持在 60～80℃，或对臭氧尾气加热(利用蛇形热交换器)的办法以增加炭的分解能力，获得臭氧完全反应的目的。但加热温度高达 120℃时，应注意防止炭层的燃烧或爆炸。

3) 活性炭的分解能力：活性炭装置分解剩余臭氧的能力与尾气在装置内的停留时间、流速、装置的径高比、活性炭的粒度与柱高以及臭氧本身的浓度有关。其分解能力常采用计算式为

$$T=T_0\left[1-\frac{1}{kt}(1-e^{-kt})\right] \tag{12-12}$$

式中　T——尾气在装置内的停留时间为 t 时的活性炭分解量(g 臭氧/g 活性炭)；

T_0——活性炭的饱和臭氧分解量，可由试验求得(g 臭氧/g 活性炭)；

t——停留时间(s)；

k——系数(1/s)，6～10 目气体用木质活性炭，可取 $k=0.436$。

(2) 加热分解法：

1) 臭氧在 30℃时开始分解，230℃时、1min 内即可分解 92%～95%；在高温时(≥300℃)，1～2s 内可达到 100%的分解；温度为 330℃时，1.4s 左右的时间就可以使臭氧浓度降到 0.1mg/L 以下。

热分解后的臭氧浓度基本上不受分解前臭氧浓度的影响。

2) 可采用电加热或锅炉及燃烧炉的热源回收热等。此外，也可利用高温蒸汽与臭氧化气直接接触混合或经热交换器加热，使臭氧化气中的臭氧分解。

(3) 药剂法：目前采用的药剂法可分为分解法和还原法两种，见表 12-19。

尾气的药剂法处理 表 12-19

方 法	采用药剂	使 用 要 点
分解法	苛性钠 ($NaOH$)	1. 分解臭氧时，在 $NaOH$ 浓度为 5%和 20%～25%时出现峰值 2. 只使药剂劣化，但基本上不耗费药剂。因而此法运行费用较低
还原法	硫代硫酸钠 ($Na_2S_2O_4$)	1. 不宜单独使用，会产生硫化物臭味，可投加 $NaOH$ 吸收臭气 2. 处理 1g 臭氧需 2～2.5g 硫代硫酸钠 3. $Na_2S_2O_4$ 的浓度最好在 20%以上
	亚硫酸钠 (Na_2SO_3)	1. 不宜单独使用，因可被空气氧化，一般采用 Na_2SO_3-NaOH 药剂，即在药剂中投加少量 $NaOH$，可有效地防止空气氧化，提高臭氧的分解率 2. 分解每克臭氧需 2.7g 亚硫酸钠药剂；当进口臭氧化气浓度为 100mg/L 时，出口臭氧浓度在 0.07mg/L
	亚铁盐	其中硫酸亚铁不宜单独使用，因它可被空气氧化

(4) 霍加拉特剂催化分解法：国内外目前大多采用比较有效的霍加拉特剂催化分解法：

1) 霍加拉特剂是一种黑色颗粒状物质，粒径约 3mm 左右；其基本组成为氧化铜和二氧化锰的二元催化剂(以第Ⅳ族元素的氧化物及以其为主要成分形成的混合物催化剂都非常有效)。

2) 它能够对臭氧尾气起有效催化分解作用。据试验资料，每千克霍加拉特剂可分解 27kg 以上臭氧(甚至达 100kg)；使用时应注意在尾气进入催化剂前必须经除湿处理，以防它遇潮后吸收分解效果降低或很快失效。为此，可采用尾气加热办法或采用有效的除湿装置。

3) 运转经验表明，催化剂被水润湿后，可取出并在 110～120℃烘箱中烘干后重新使用或在运转过程中考虑每隔 50～100h 可进行活化再生。

(5) 热催化法：催化法分解的效果与尾气湿度有关。国外已采用更为有效的热催化方法分解尾气。如特立格公司 DTC 型热催化尾气破坏器为紧凑型、带滑动支座的装置；由预热器、催化反应器、控制盘、抽气机等组成。排出余气臭氧浓度小于 0.1ppm；排出气温度较环境温度高 15℃。

当气流量为(空气源)32～2200m^3/h 或(氧气源)22～1540m^3/h 时，催化剂体积为 8～547L，功率 1.5～22.9kW，装置重量 100～650kg。

12.1.7 臭氧化法处理系统的监控与防护

12.1.7.1 臭氧化处理系统的运行操作

(1) 系统的运行要求：

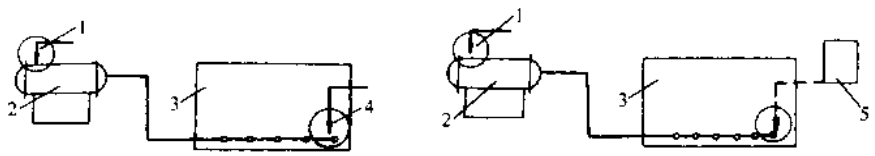
1) 臭氧化法给水处理系统，要求臭氧投加正常。

2) 由于原水水量和水质经常发生变化，要求臭氧化处理系统的设备操作具有灵活性和可靠性。

(2) 臭氧化设备的操作和控制：

1) 人工操作见图 12-28(a)。

2）人工仪表配合操作见图 12-28(*b*)。



(*a*)　　(*b*)

图 12-28　人工或与仪表配合操作

(*a*) 人工操作；(*b*)人工仪表配合操作

1—人工调整电压/频率；2—臭氧发生器；3—水-臭氧接触反应池；4—人工选择参数；5—监测仪

3）自动控制：如图 12-29 为运转过程的自动控制系统，既可保证过程的安全可靠，又可使运转效果达到技术经济的最佳状态。

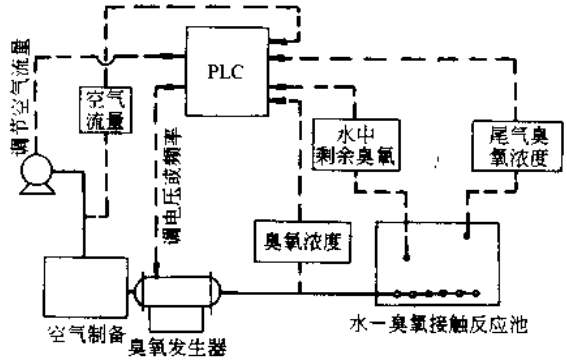


图 12-29　计算机自动控制

12.1.7.2　各处理系统的监控要求

(1) 空气压缩设备系统：

1）对压缩机、鼓风机的开停进行操作。

2）对冷凝水排放和备用设备的紧急启动进行控制和自动操作。

(2) 冷冻设备系统：

1）对进出气温度进行监测和信号控制。

2）对冷凝、泵组、盐液系统进行调节控制。

(3) 空气深度干燥设备：因为需要定时再生吸附剂，需要有：

1）周期性的控制和自动化切换。

2）对干燥处理后出气的露点，需要用监测仪器进行严格控制，在出现极限值时（如空气中水含量为 0.04g 水/Nm^3 气时）需发出信号。

3）对系统可采用操作模拟图进行控制。

(4) 臭氧发生器：

1）需进行电压、气量、气压、进出气温、进出冷却水温、水量等参数进行控制和监测；同时对生成的臭氧化气浓度进行量测。

2）对发生器的供电系统（如调压器、变压器等）和放电过程（放电现象、电压、电流及熔断保护控制监测等）进行控制和观测。

(5) 水—臭氧接触反应装置：

1) 对水质、水量、投加臭氧化气气量及浓度进行控制。

2) 对系统的机电设备，如泵、尾气量测与处理设备等进行控制。

(6) 最好能够通过自动化仪表和遥控装置，将水处理情况及时反映到中心控制室。

12.1.7.3 仪表和遥控装置

在半自动化或自动化控制监测过程中，需要尽量装设各种自动化仪表和遥控传动装置及自动记录装置等。

(1) 臭氧化法给水处理过程中所需各种仪表，大都属于一般性化工或热工、电工自动化或监测仪表。

(2) 但空气中和水中的臭氧浓度量测则需采用专用量测仪器(空气中臭氧量测浓度为1～50mg/L；水中臭氧量测浓度0.01～1.0mg/L)。

(3) 较大规模的臭氧化法给水处理系统，宜尽量采用计算机自动控制，引进设备大都为PLC自控。

12.1.7.4 臭氧化法处理系统的安全保护

(1) 系统设备、管材的防腐处理：臭氧是一种强氧化剂，具有很强的腐蚀性能，其中以湿臭氧化气腐蚀性最强，干燥臭氧化气和水中溶解臭氧腐蚀性稍弱。因此，臭氧发生设备及设备间，输送臭氧的管道以及水与臭氧的接触反应装置都应根据不同情况考虑防腐措施。

1) 臭氧发生器：

① 臭氧发生器器壁可采用碳钢，但需涂防腐层(防锈漆等)，并保持干燥。

② 发生器的电极可采用耐腐材料制造(玻璃管、不锈钢管、塑料管等)；暴露于臭氧发生器间的设备都应采取表面防腐(防锈漆等)措施。

2) 输送臭氧的管道：采用不锈钢管、玻璃管、塑料管以及碳钢管内涂防腐层或加防腐衬砌。

3) 水—臭氧接触反应装置：采用不锈钢、钢筋混凝土(加防腐层处理)或碳钢(内壁加防腐衬砌或防腐处理等)。

臭氧化气扩散装置可采用不锈钢微孔板、微孔钛板、陶瓷微孔滤棒或滤板以及刚玉微孔板等。

臭氧尾气处理设备也应考虑表面防腐措施。

(2) 防毒、安全措施：

1) 环境中有关臭氧含量限定：

① 臭氧属于剧刺激、含毒性气体，在空气中浓度达0.1ppm时，对人的眼、鼻、喉以及呼吸器官产生刺激作用；浓度大于4ppm，且接触时间超过2h时，就会出现胸闷，心肌受损，中枢神经遭受破坏。臭氧的刺激性与毒性取决于空气中O_3浓度与人在环境中的停留时间，见图12-30。

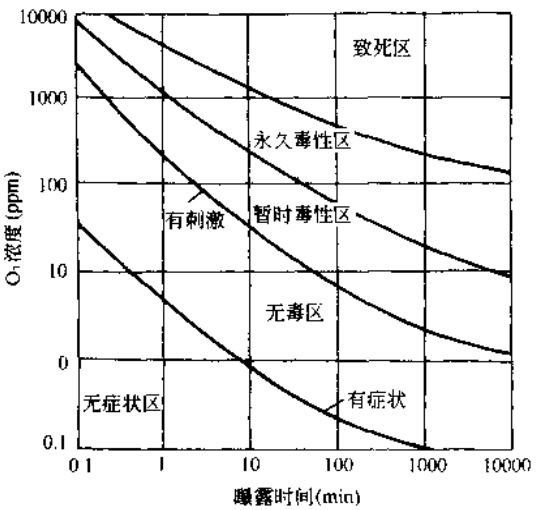


图12-30 臭氧的毒性

② 在与臭氧连续接触曝露的情况下，臭氧的最大容许浓度为 0.1ppm(体积比)，臭氧感知嗅味阈值则在 0.01～0.02ppm(体积比)。

美国、日本规定工作环境容许浓度为 0.1ppm(体积比)；苏联规定为 0.0001ppm。

③ 我国卫生部 1979 年制定的《工业卫生标准》中规定臭氧安全标准为 0.15ppm(体积比)。

我国 1982 年制定的《大气环境质量标准》(GB 3095—82)(表 10-14)中规定了大气环境中臭氧含量的三级标准见表 12-20。

大气环境中臭氧含量三级标准　　**表 12-20**

污染物名称	浓度限值(mg/m^3)			
	取值时间	一级标准	二级标准	三级标准
光化学氧化剂 O_3	1h 平均	0.12	0.16	0.20
		54ppb	75ppb	93ppb

2) 安全防护措施：

① 臭氧化法水处理装置正常运转时，臭氧与水接触反应后的尾气和设备与管道泄漏时逸出的臭氧化气会直接对大气环境造成污染。因此，在进行设计时应考虑设置臭氧尾气的处理。

② 为了防止设备与管道的漏气，在设备与管道投入运行之前需进行加压试验。

③ 为防止臭氧化气进入工作人员停留区域，可考虑设计为自动化控制，将发生装置放在密封室中。

④ 采用通风排气是保证臭氧化法水处理站生产房间中空气卫生条件的重要措施，特别是在工作人员操作区域应考虑装设事故排气设备。

由于臭氧比空气重 1.6 倍，排气器应在靠近地面处装设。

⑤ 此外，臭氧发生器间门口应设置个人防护设备(如滤毒面罩、防护手套等)。一旦发觉有臭氧泄漏应立即切断电源，2～3min 内用风机完成排风换气后检修。

3) 由于臭氧发生器在高电压下运行，因此也必须遵守高电压运行的操作规范和采取必要的防护措施；如高压屏蔽隔离设备、放电操作棒等。

4) 水处理过程中，臭氧化气中的臭氧浓度一般不高。因此，不会发生因臭氧分解产生大量热能而发生爆炸的危险性。如利用纯氧作为制造臭氧的原料气时，应遵守纯氧装置运转操作的技术安全规范。

(3) 噪声防护及防振措施：

1) 臭氧化法给水处理过程中，需安装空气压缩机(鼓风机)、电气控制设备及机电水泵设备等。应设计安装在单独隔绝的房间内，可直接通向室外。并在设计中考虑这些设备产生的噪声污染和振动波的影响，采取相应的防护措施。

2) 对于空气压缩机(鼓风机)安装在单独隔绝的房间内，墙壁装设吸音材料。对于机电水泵设备应采取相应的防止噪声污染及防振措施。

(4) 处理系统的安全布置：臭氧化法处理系统的布置和工艺流程须合理、紧凑，以利安全运行与操作管理。

① 臭氧处理设备的位置，应尽可能布置在整个地区或整个水厂的下风向，并与经常有人停留的建筑保持尽可能远的距离。

② 臭氧处理本身的工艺操作程序（臭氧的制造、利用、尾气处理等），应按一定顺序进行布置，相互间距离宜接近。

③ 根据处理流程中的水压、气压的变化，设置必要的水泵加压或气体加压（减压）设备。

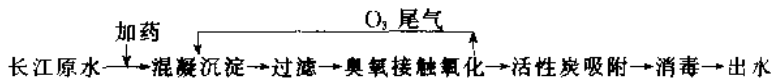
④ 应绝对防止臭氧接触反应装置中的水，经气体管道回灌到臭氧发生器内。特别是装置内水面（或水压）高于臭氧发生器时，常采用将臭氧化气进气管进入接触装置前，上弯到高于装置最高水位（或水压）高程处。

12.1.8 臭氧化处理实例

12.1.8.1 南京炼油厂生活水厂

南京炼油厂生活水厂取用长江水源，受石化区影响水源受污染，1978 年开始应用臭氧活性炭处理。曾采用过自制的卧管式 G23 型臭氧发生器和 LCF-1000 立管式臭氧发生器。1993 年与 1995 年先后对上述设备进行了更换，现采用泰兴环保厂 QHW-1000 型卧管式臭氧发生器 3 台。1997 年又引进了美国 OSMONICS 公司产 HMA 型 O_3 发生器 1 台。现已停用；后又引进了法国设备。目前该厂臭氧总产量约 6kg/h，处理水量为 1000m³/h。

(1) 净水处理工艺流程：



其臭氧氧化及臭氧投加系统见图 12-31。

(2) 臭氧发生器设备：

1) QHW-1000 型臭氧发生器 3 台，泰兴环保设备厂产品。放电单元为 ϕ58×1300mm 的石墨玻璃管，与 ϕ45 不锈钢管电极，共 249 组，长为 1100mm。

额定参数：产量为 1000g/(h·台)，浓度为 10～15mg/L，耗电指标为 15～18kW·h/kgO_3，工作电压为 14.5～17.5kV，电源电压为 380V、50Hz，工作电流为 45～80A。

实测的运行工况：产量为 980g/(h·台)，浓度为 14mg/L，耗电指标为 16kW·h/kgO_3；工作电压为 16.5kV，工作电流为 70A、50Hz。

配套的原料空气处理设备：无油空气压缩机(0.8MPa，耗电指标为 37kW)→缓冲罐→冷却器→旋风分离器→一级（棉花）过滤器→无热再生干燥器→二级（毛毡）过滤器→臭氧发生器。

2) HMA 型臭氧发生器 1 台，放电单元为 ϕ76mm×1380 不锈钢管，介质管为 ϕ73×1100 玻璃管，共 169 组。该设备现已停用见表 12-11。

原额定参数：产量为 3000g/(h·台)，浓度 1%～2%(O_3/空气重量比)，耗电指标为 13～15kW·h/kgO_3；工作电压为 16kV，工作电流为 3.6×30A，配套原料的空气处理过程同上。

实测运行工况：产量为 2400g/(h·台)，浓度为 12mg/L，耗电指标为 13～15kW·h/kgO_3，工作电压为 16kV，工作电流为 3.6×30A。

3) 臭氧发生器的调节与供电电压：臭氧产出量与浓度的调节，除取决于原料空气的流量与压力外，还与电源供电、放电电压有关。随电压升高而增加。电源的供电电流为 380V/

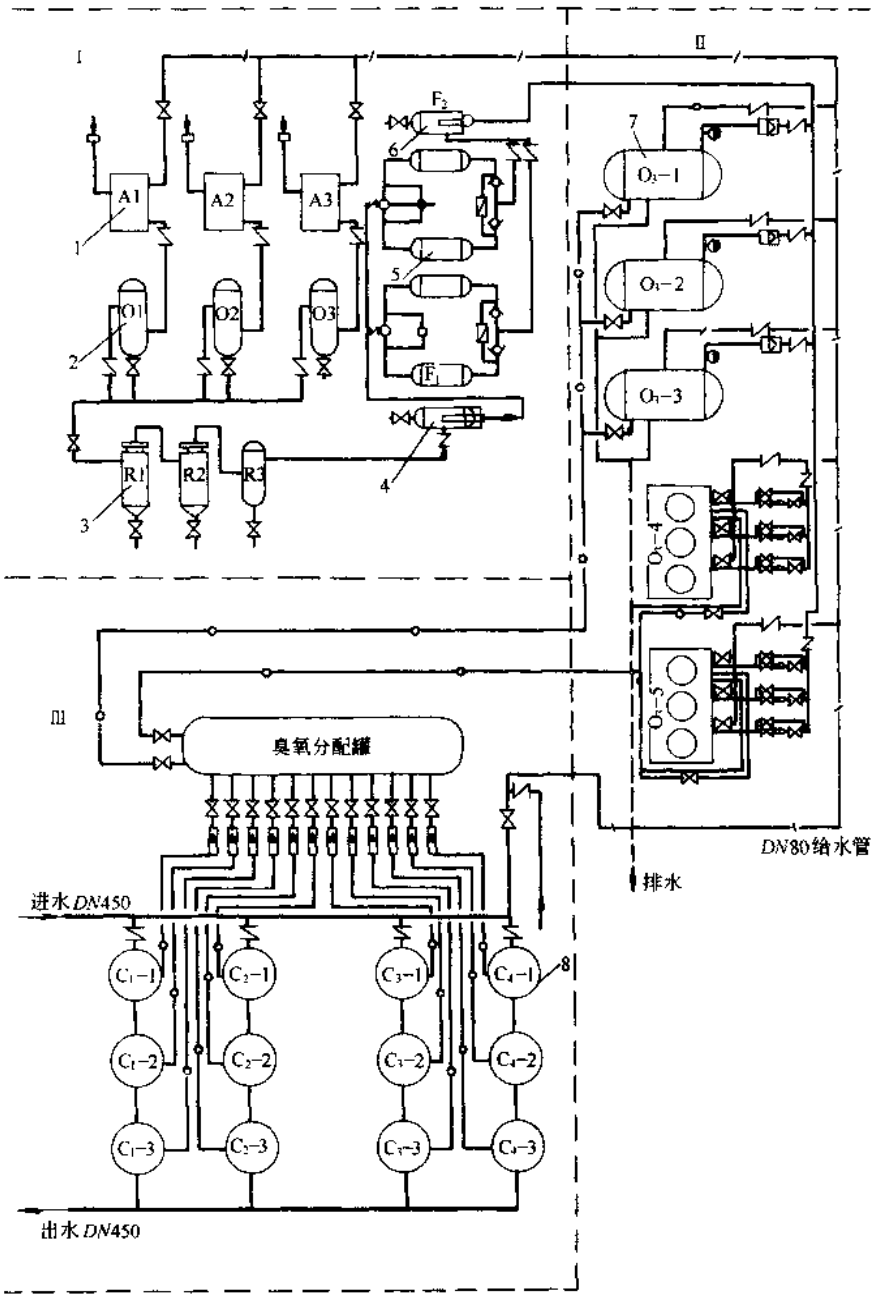


图 12-31　臭氧投加、处理流程示意

Ⅰ—空气净化系统；Ⅱ—臭氧发生系统；Ⅲ—接触氧化系统

1—空气压缩机；2—缓冲罐；3—旋风分离器；4—微(细棉)过滤器；

5—无热再生干燥器；6—二级(毛毡)过滤器；7—臭氧发生器；8—臭氧接触氧化塔

注：O_3-4、O_3-5 为引进设备，管线与布置供参考，其中 O_3-4 现已停用。

50Hz。两套设备均配有电压升压变压器与控制台。

① QHW—1000 臭氧发生器可分三级调升放电工作电压：Ⅰ档：30～45A，14.5kV；Ⅱ

档 50～65A，16.0kV；Ⅲ档 70～80A，17.5kV。

② HMA 臭氧发生器为无级调升电压，可在 0～16kV 间内调节。

(3) 臭氧投加量：臭氧投加量为 1～30mg/L。投加点在接触氧化塔底部，水气逆流接触反应。由浮子流量计计示气量，采样定期分析臭氧浓度。

(4) 接触氧化塔：接触氧化塔共 12 座，分设四组，每组三座串联。氧化塔直径为 1800mm，塔高为 7300mm，串联的三塔间可跨越。塔内装有填料，水气逆向接触，接触时间为 12.6min，空塔流速为 100m/h。氧化塔尾气送往沉淀池，利用作预氧化处理。

12.1.8.2 北京田村山水厂

田村山水厂深度处理的设计水量为 $2m^3/s$，臭氧设计投加量为 2mg·L，总投加量为 14.4kg/h。采用设备及设计如下：

(1) 臭氧发生、投加设备：整套均从日本进口，共 4 套。日本富士电机和东京芝浦两个株式会社各 2 套，每套产率为 $5kgO_3/h$。

1) 富士设备包括：臭氧发生器、空气过滤器、空气干燥器、罗茨鼓风机、升压变压器、电力调整器、控制盘、电力变压器、热交换器、冷却水循环水泵、臭氧浓度计、臭氧尾气吸附罐、尾气引风机、投配臭氧用的扩散器和连接管以及有关仪表盘等附件。

2) 东芝设备包括：臭氧发生器、罗茨鼓风机、空气冷却干燥器、升压变压器、电力调整器、操作控制盘、尾气浓度计、热交换器、冷却水循环水泵、扩散器及连接管、尾气处理罐、引风机以及有关仪表盘等。

(2) 臭氧接触池：每池处理水量为 $1800m^3/h$，共 4 座。每池对应安装 $5kgO_3/h$ 的臭氧发生器各 1 台。1 台臭氧发生器故障停运时，另 3 台发生的臭氧可通过连通管转输入，起到备用作用。

(3) 臭氧发生器的布置：臭氧发生器车间布置见图 12-32。

臭氧车间平面尺寸为 66.36m×12.48m，高约 12m，为二层构筑物。上层地面式是臭氧发生器与配电、控制间，下层半地下式是臭氧接触池与鼓风机房。发生器车间与接触池面积相同，约 44.17m×12.48m。

1) 每座臭氧接触池有效容积为 $300m^3$，有效水深为 5m，接触时间为 10min。臭氧投配采用微孔扩散法，每池设管式扩散器 60 个(均为进口)。臭氧尾气由引风机吸引经填装活性炭的尾气处理罐处理后排入大气。

2) 臭氧发生器的产率，平时均用接触后尾气中臭氧浓度来自动控制。东芝是通过电力调整器调整工作电压，富士则通过电力调整器调整工作频率，以保证设备的经济运行。

3) 因臭氧接触池为一密闭池，充水和放空时为免受过大的正压或负压而将池顶损坏，故每池设进出气水封通气孔一个。人孔井盖和通气孔井盖均采用不锈钢材料。

4) 为减少噪声污染；鼓风机车间放在半地下室，即放在变配电室下面。设进风百叶窗为鼓风机进气口，百叶窗内部考虑设计吸音管道，以防止车间内噪声外泄。鼓风机车间内壁亦考虑吸音措施。

5) 全部设备所需之冷却水为田村山水厂出厂水，温度最高时可达 30℃。发生器内部需要的冷却水，因发生器内衬的不锈钢材质易受水中氯离子腐蚀，根据要求采用纯水进行冷却。在发生器顶部冷却水出水处设置一个膨胀水箱，以储存发生器因水温变化而膨胀溢出的冷却水，此箱并可作为补充纯水的进口。外部的冷却水通过热交换器冷却纯水。

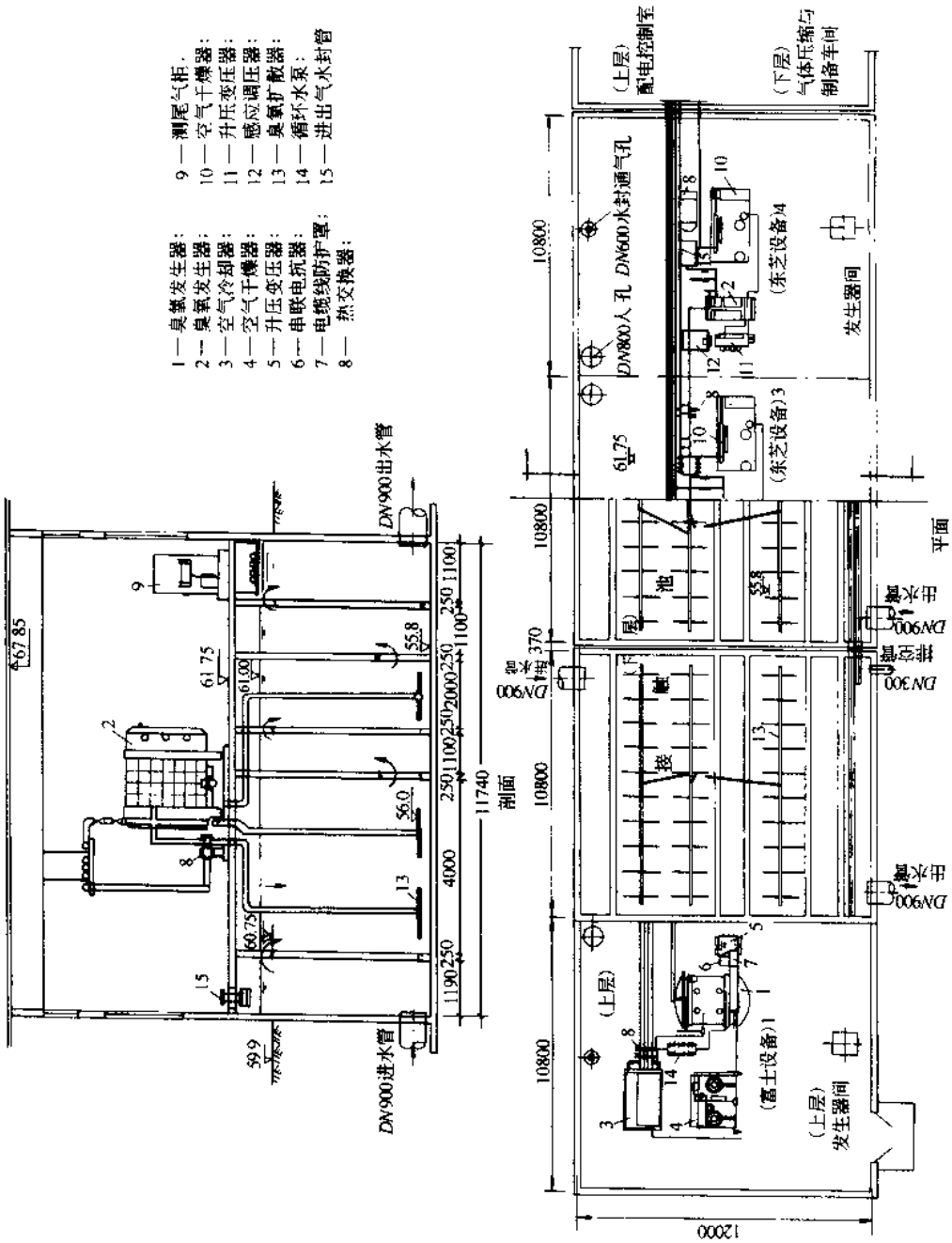


图 12-32　臭氧车间与接触池布置

6）管道材料有两种，为普通钢与不锈钢。凡与臭氧接触的管道为不锈钢，其他均为碳钢。不锈钢管法兰盘连接处垫耐臭氧腐蚀的聚四氟乙烯法兰盘垫。为防止夏天气管结露，空气冷却器到臭氧发生器间的管道外包保温材料，其外再用薄铁皮保护并涂色漆。

管道试压：水管试验压力为 1.0MPa。气管及臭氧管用 0.5MPa 表压试压，在 1h 内压力降不超过 50kPa，并以不渗不漏为合格。

12.1.8.3 昆明市第五水厂

昆明市第五水厂的水源之一为滇池。滇池水体的置换周期长，污染程度较严重，由于富营养化的问题，水体中含有大量藻类。

对于溶解在水体中的有机物，常规的沉淀过滤工艺无明显去除作用，并因藻的存在将影响氯的消毒效果，一旦氯的投加过多则容易形成影响味觉的有机化合物。因此，昆明市五水厂采用了臭氧—活性炭深度处理工艺。经过臭氧氧化 活性炭过滤后，水质得到了较大改善。

（1）净水处理工艺流程：

1）昆明市五水厂原有规模为 20 万 m^3/d，分设 10 万 m^3/d 流程两条，后又扩建了一条流程，规模为 10 万 m^3/d，现总规模为 30 万 m^3/d。

2）臭氧活性炭处理工艺设计水量为 30 万 m^3/d，目前实际处理水量为 10 万 m^3/d。设臭氧车间 1 座与臭氧接触池 1 座，并设 10 万 m^3/d 规模的活性炭吸附滤池 3 座。

（2）臭氧车间、设备与接触反应池：臭氧车间主要由空气制备系统，臭氧发生器、臭氧投加系统和尾气回收分解系统三部分组成。另外还有供机组冷却用的封闭冷却水循环系统，供配电及 PLC 控制系统。车间平面及主要设备系统布置见图 12-33。

1）空气制备系统：考虑到昆明市的具体情况，五水厂臭氧车间采用空气作为气源。因为臭氧发生器电极的放电间隙很小，为保护电极的安全，对送入臭氧发生器的空气有严格的要求，主要是无杂质及干燥程度不能过高，也不能过低。

空气制备系统由 3 台空压机、3 个储气罐、3 组过滤器及干燥器组成。空压机的排气量为 347kg/h，工作压力为 0.5～0.7MPa，储气罐容积为 $3m^3$。

2）臭氧发生器：

① 臭氧发生器为引进瑞士（OZONIA）奥宗尼亚公司的成套设备。每台发生器的生产能力为 $11kgO_3/h$，共 3 台，型号 OZONIA ZP. T6。

② 臭氧浓度最高可达到 4%（wt），控制范围为 10%～100%，流经发生器最大空气流量为 275kg/h，电极数位 696 个，为陶瓷复合材料。

③ 配用供电电源为 380V，50Hz。工作电压最高为 4.0kV，工作频率为 825Hz，吸收功率为 208.3kW/组，额定电耗为 $28.93kW \cdot h/kgO_3$—4%浓度。工作压力为中压 0.7～0.21MPa。

3）臭氧投加及接触池：臭氧通过扩散器释放到密闭的接触池内与水体进行反应，达到氧化、分解有机物的目的。接触池共有 3 组，每组有两个接触室，第一接触室的投加量为 0.5～2.0mg/L，第二接触室的投加量为 0.3～1.5mg/L，最大投量为 2.64mg/L，接触池出口处水中余臭氧的浓度应低于 0.1mg/L。接触池布置见图 12-34。池内采用多孔陶瓷释放器，每组 60 个，全池 180 个。池内水深 5m，接触时间 7min。

4）尾气分解系统：尾气分解采用热分解的方式。当分解室温度达到 350℃时，臭氧即转化为氧气。尾气分解由 2 台机组完成，每台处理的气量为 804kg/h。总电耗为 $32kW \cdot h/kgO_3$。

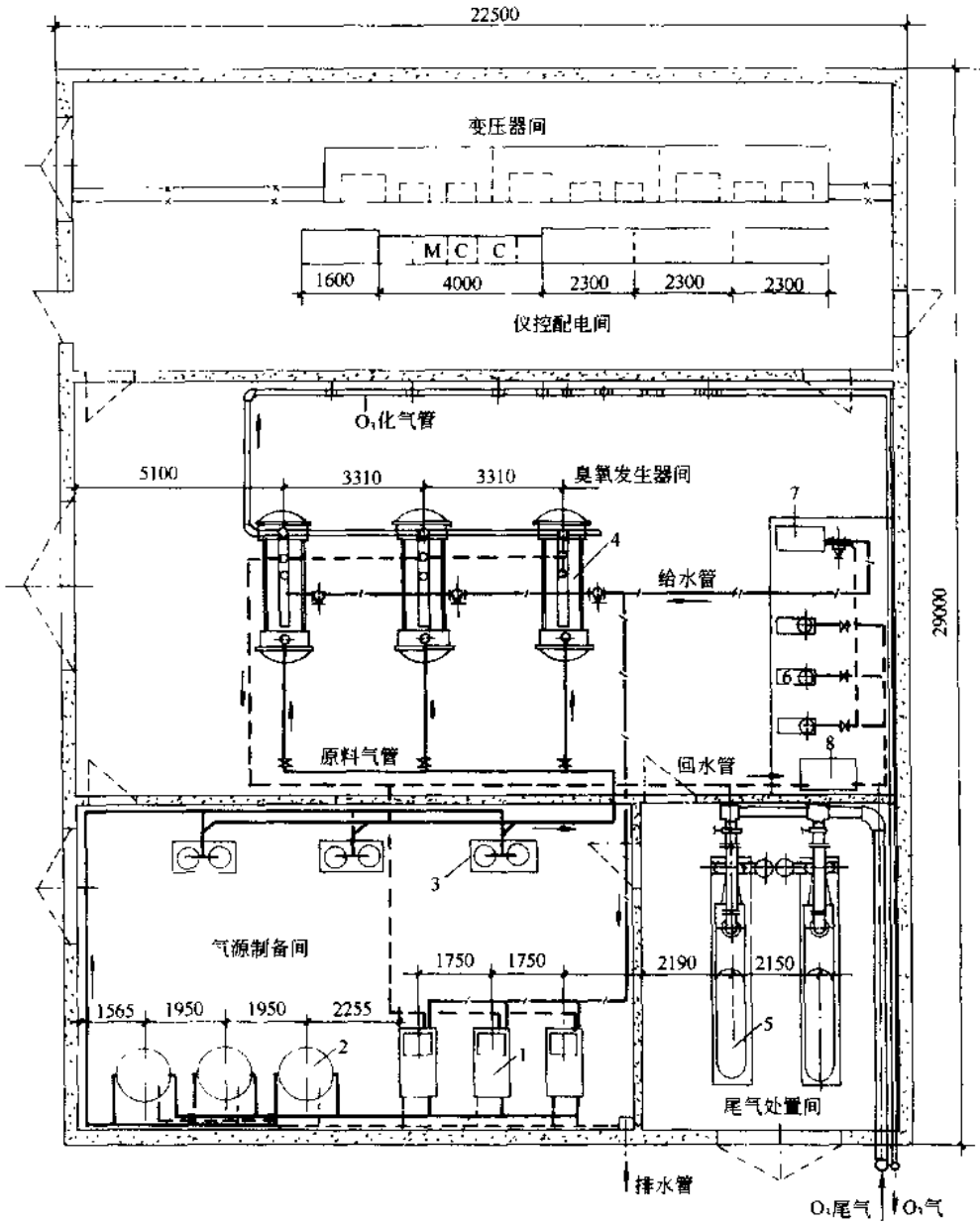


图 12-33　臭氧车间主要设备、系统布置

1—空气压缩机；2—贮气罐；3—干燥器；4—O_3 发生器；5—O_3 尾气处理装置；6—冷却水泵；7—热交换器；8—水箱

5）整个车间设备的运行由 PLC 自控系统控制，共有并联的三条臭氧生产线，每一部分可以交叉组合，整个车间的臭氧生产能力可以满足每日 30 万 m^3/d 水量的需求，最小处理水量为 5 万 m^3/d。

380V 交流电经过三相整流后再通过逆变和升压生成频率、电压可调的单相交流高压电，加到发生器的电极上。臭氧的产量是根据人工设定的臭氧浓度、投加量及实时检测到的水量进行自动控制。

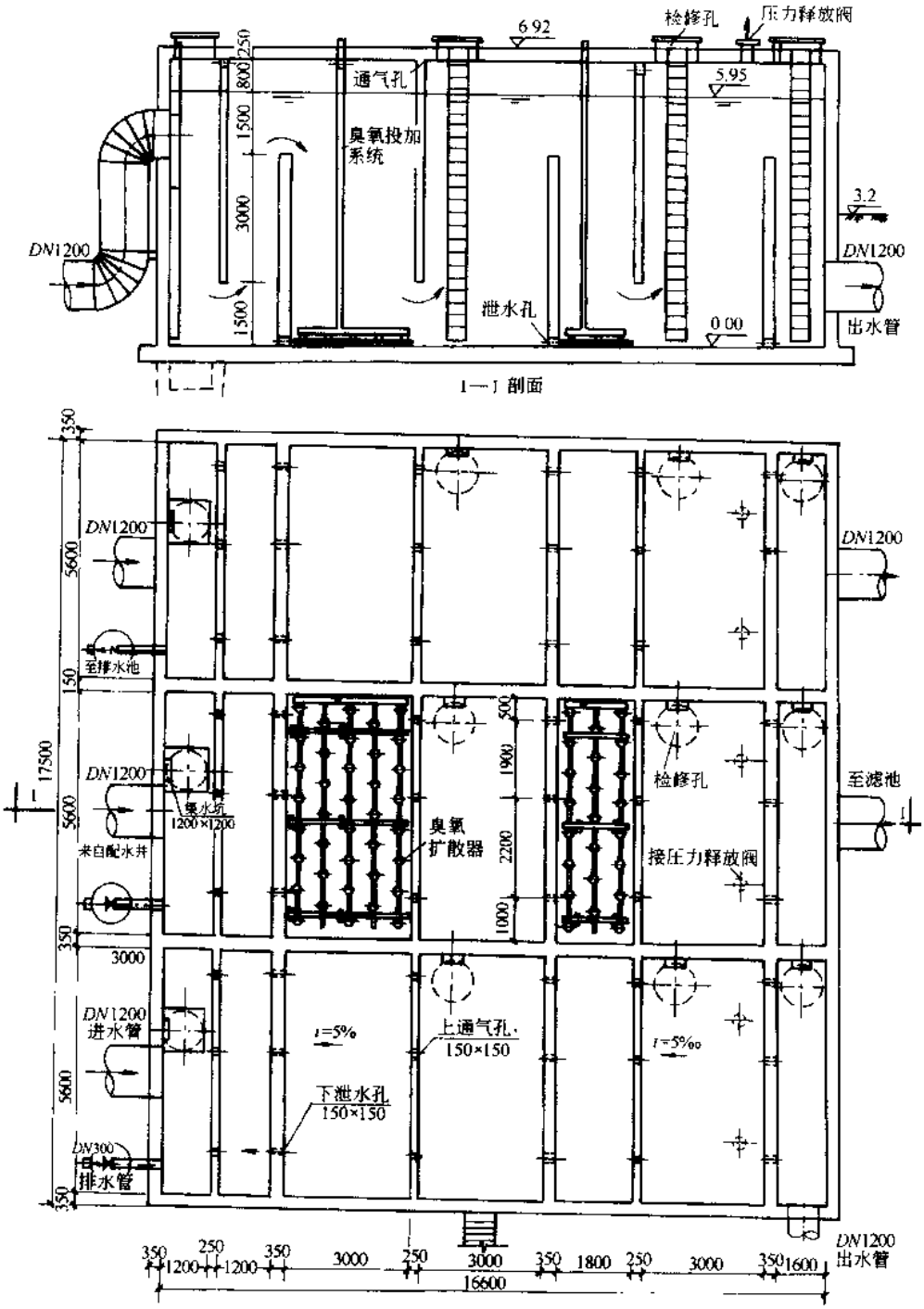


图 12-34 臭氧接触池布置

控制方式分为自动控制和手动控制。在现场控制屏上可以进行更改。

根据进水水质状况，人为设定臭氧的投加量。然后根据进水流量对臭氧生产量进行调节。同时，根据余臭氧量进行反馈调节(微调)。

臭氧浓度为人为设定。通过改变工作电压，以改变臭氧的产生浓度。

(3) 运行与注意要点：

1) 对进水水质的要求：由于臭氧为强氧化剂，水体中的余氯和杂质都会消耗大量的臭氧，使臭氧对水体中有机物的氧化分解效果大大降低，同时使臭氧的用量大幅度上升。在实际运行中，对进入臭氧接触池的水，要求浊度小于 0.5NTU，余氯含量小于 0.3mg/L，在此条件下，臭氧氧化的效果较为理想。

2) 气源：臭氧发生器正常运行的主要条件之一是气源的质量。其中一个关键指标是干燥后的压缩空气含水量可通过露点分析仪进行监测。露点值过高、过低都将使系统自动关闭。在试运行中经常出现露点稳定值过高现象，使系统无法长期稳定运行。因而除必须设置有关检测仪表外，还应使仪表检测值准确与稳定。

3) 自动控制：对于自动系统，参与控制检测的仪表、执行机构必须每年进行一次全系统的标定和调试，还必须配备相应的检测手段。

4) 运行费用：臭氧车间是一个全自动的系统，有大量的仪器仪表、执行机构参与系统的控制，其中有分析仪表，物量检测仪表等。这些设备都是从国外引进的，其备品、备件的更换，特别是消耗品及分析仪表中易损件的更换，每年都需要有一定的费用。

12.1.8.4　上海周家渡水厂

周家渡水厂建于上世纪 60 年代，原水源取自白莲泾，水质受到污染，色度、嗅味、铁锰超标。自 80 年代起即进行臭氧化处理。现该厂水源改为黄浦江上游原水，于 1998 年开始改造，建成为深度处理工艺研究与应用的试验基地。

(1) 净水处理工艺流程：改建后的净水工艺中增加了两种预处理和臭氧活性炭深度处理工艺。处理构筑物分为二条平行的工艺流程，规模各为 5000m^3/d。预处理：第一工艺流程采用预臭氧，第二工艺流程采用生物氧化陶粒滤池。

(2) 臭氧系统与设备：周家渡水厂原有臭氧系统已被改造，仅留有 1 台原泰兴环保厂产 XY-230 型卧式臭氧发生器，今后可作备用。目前主要设备是引进 1 台瑞士 OZONIA 公司，OZAT、CF-6A 型立式臭氧发生器，配套有接触池内的扩散布气器、尾气电加热破坏装置，供配电、变压器，以及 MCC 控制柜等，臭氧设备间布置见图 12-35。

① OZAT、CF-6 型臭氧发生器柜：O_3 臭氧发生器与配套的升电压、变频电器设备被组装在柜内，分别设于绝缘隔断的左、右两侧分柜内。右柜为电器设备；左柜为 O_3 发生装置，内设 12 个 O_3 发生单元，呈立式布置，已被密封属 OZONIA 公司专利。

ⅰ. 臭氧发生器的主要额定参数：发生单元采用特种陶瓷绝缘材料为介质管，金属铝为高压发电极。该发生单元须供给氧气 O_2 制造臭氧 O_3。

ⅰ) 额定产率：2500gO_3/h，额定产率调整范围为 5%～100%。

ⅱ) 额定臭氧 O_3 浓度：6wt%，可调范围为 3～13wt%。

ⅲ) 原料气为含氮氧气(98%O_2，2%N_2)：41.67kg/h，气体流量可调范围为 3～35.5Nm^3/h。

ⅳ) 电功率 17.1kW。电耗 8kW·h/kgO_3。

ⅴ) 进入原料气压力为 450kPa，臭氧 O_3 压力为 105kPa。

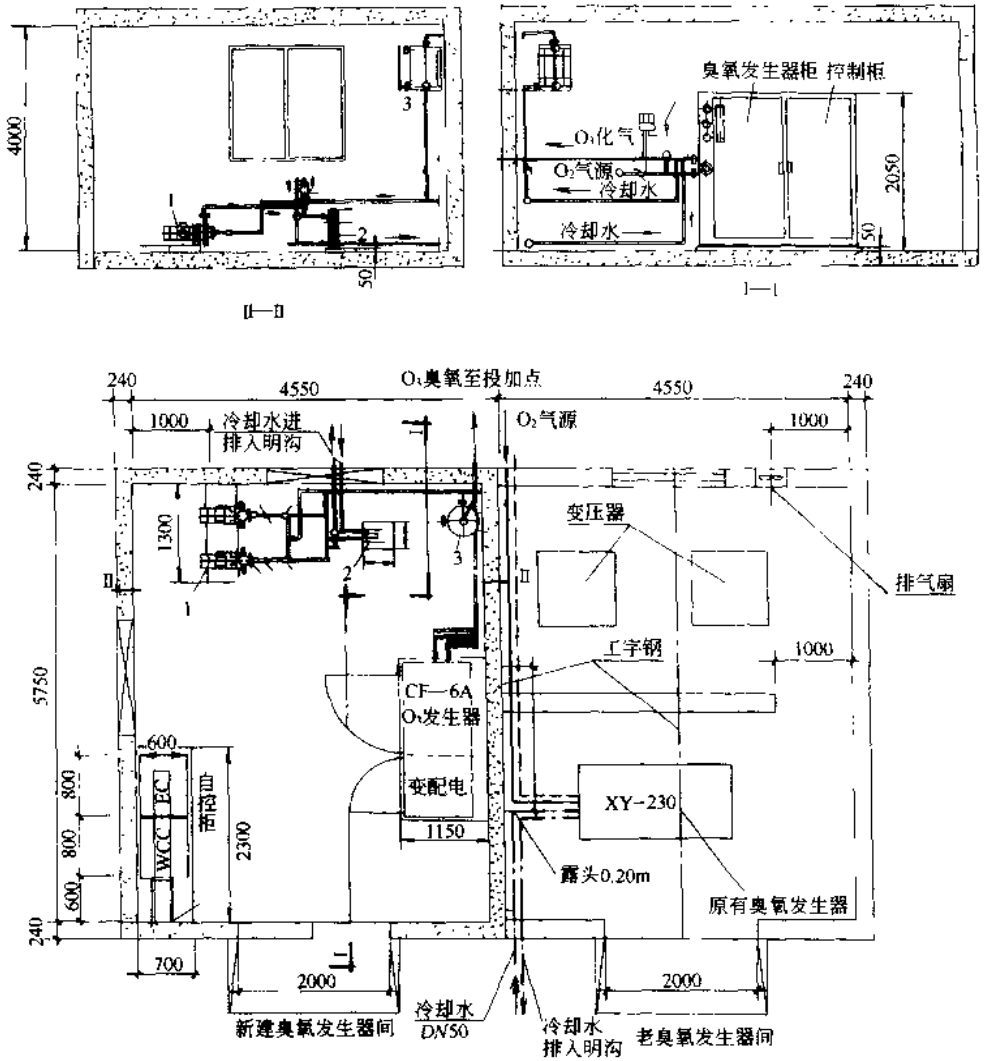


图 12-35 臭氧车间布置

1—冷却水泵；2—热交换器；3—膨胀水箱

ⅱ. 电器设备主要额定参数：

ⅰ）需要供电电源：400V 交流电；电流：29～50A；频率：48～63Hz(50Hz)；功率：13～18.5kW。

ⅱ）发生器工作电源：550V 直流电；电压 3.5kV；最高铭牌频率 3kHz。

② 原料气体(含氮氧气)装置与布置：

水厂内设氧气站，包括液态氧贮存罐、汽化装置、氮气贮瓶、混合器及计量、检测仪表设备等。该套装置是向上海液化空气公司租用，公司定期向贮存罐内补给液态体氧气。氧气站可按设定，将液态氧汽化成氧气 O_2，并与少量氮气 N_2 混合成含氮氧气供给 O_3 臭氧发生器。组成比约为 97%O_2、含 3%N_2，必须满足发生器要求的最小组成浓度为：氧气 O_2＞90vol%，N_2＝2.6%，或＞90wt%，N_2＞200ppm。氧气站输出 O_2+N_2 气压力为 0.47MPa，

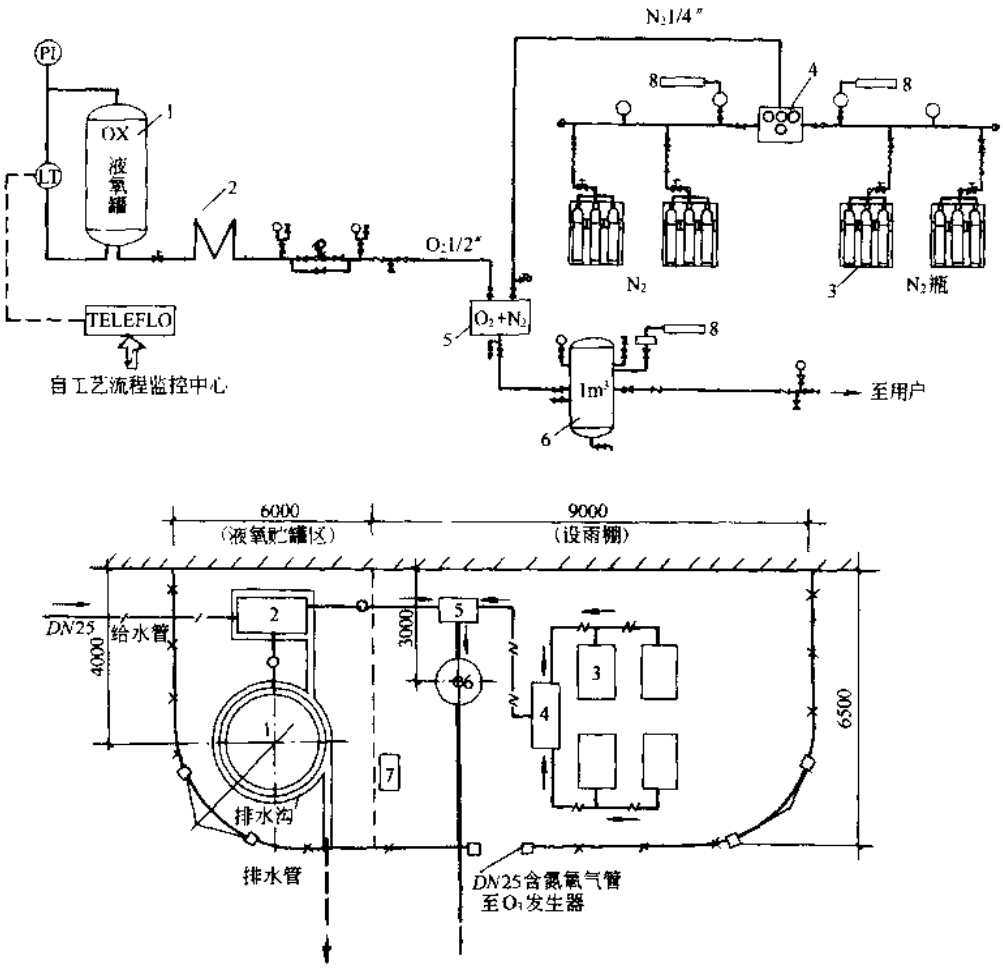


图 12-36　氧气站与原料氧气系统示意

1—液氧贮罐；2—气化蒸发器；3—氮气瓶；4—自控调节装置；5—混合器；6—缓冲罐；7—配电箱；8—接工艺监控中心

布置示意见图 12-36。

图 12-36 中液态氧贮罐：直径为 1.9m，高为 4.5m，容积为 5.26m³，压力为1.07MPa。

(3) 臭氧接触池：新建臭氧接触池 1 座，因受场地限制设计成狭长形，池宽 B×池总长 L 为 2.5m×21.9m，水深为 6.0m。共分隔成 3 个池子，每池处理水量为 5000m³/d。

1) 第 1 池为第一工艺流程的预臭氧接触池：池长为 4.1m，O_3 投加量为 3～6ppm，接触时间为 4.1min。因是原水采用喷射式扩散器，由直径为 100mm，高度为 4mm 的环形喷口进行扩散布气。

2) 第 2、3 池分别为第一、第二两条工艺流程的后臭氧接触池，见图 12-41。池长为 8.9m，O_3 投加量为 2～4ppm，接触时间为 10min。采用圆盘形扩散器，直径为 120mm，为特殊微孔材质。每个池子设 14 个布气扩散器盘，按 6、4、4 个分三段布置在接触池底。

3) 扩散器与臭氧接触池示意见图 12-37 与图 12-38。

应该注意的是，所有扩散器的安装高度必须一致，校正保持在同一水平。

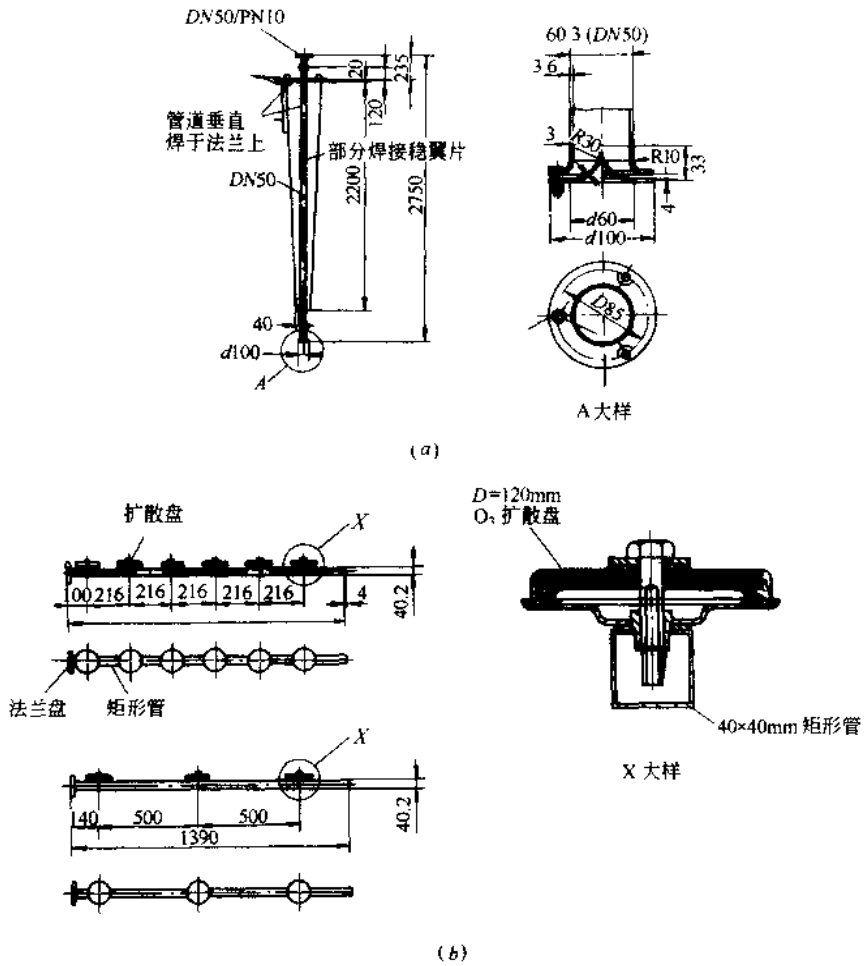


图 12-37 扩散器示意
(a)扩散喷口;(b)扩散盘

在接触池内多处可取样接入 O_3 浓度检测仪表,以监控臭氧接触反应与消耗过程,以便及时调整 O_3 的投加量或 O_3 的发生浓度亦可自动调整。

(4) 尾气处置装置:在接触池内顶端,设有尾气收集排出管。O_3 尾气的排出浓度一般设定为<0.1ppm。集收的尾气送往尾气处置装置,采用电热分介方式消除。装置型号为 VOC300,处理能力为 50m³/h,工作温度为 400℃。

(5) 控制与运行方式:

1) 臭氧发生器与投加系统配有 PLC 可就地手动或全自动运行。臭氧的生成率取决于原料气体流量和实际的电功率,此外冷却水温度亦对 O_3 生成率有影响。在设备运行前须设定以上运行参数,可参见第 12.1.4.2~4 节。

2) 按处理水量和需要的 O_3 投加量,确定需要的臭氧产出量与浓度。

(6) 仪表配置:除接触池的进水流量检测仪表外,该套装置配备了较完整的仪表,可对各种工况进行即时检测。

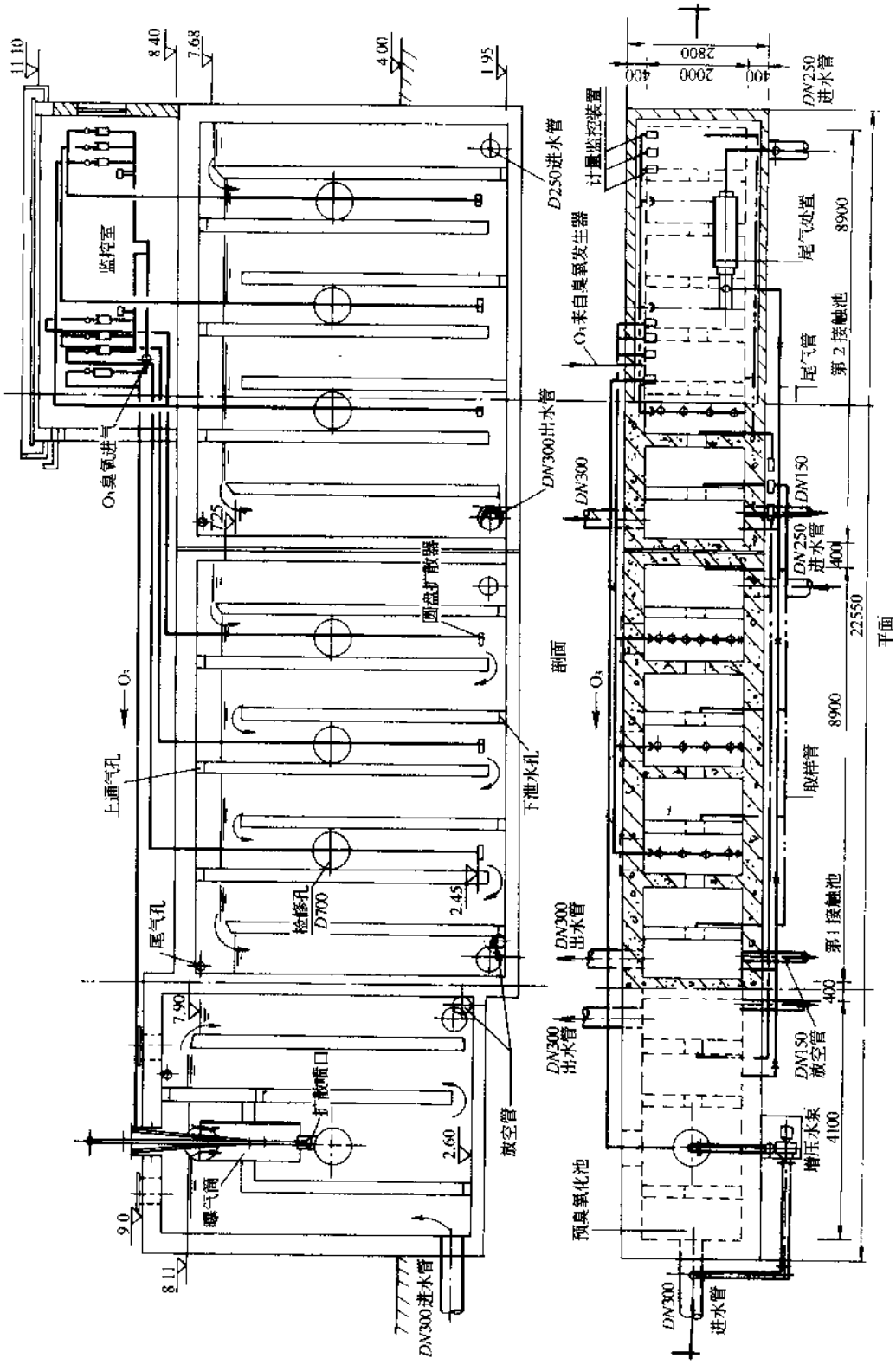


图 12-38　预臭氧、臭氧接触池布置

1）检测臭氧浓度有：发生器出气的臭氧 O_3 重量比%浓度 Co、接触池上部尾气的 O_3 重量比%浓度 C_1、池下部水中余臭氧 O_3 浓度 C_3(mg/L)、臭氧车间和尾气车间的环境监测浓度。

2）检测各种压力的仪表：进气的压力、发生器 O_3 压力、尾气压力、冷却水压力以及预臭氧加压泵的压力。

3）检测温度：进气露点，进气温度、发生器温度，尾气破坏温度、冷却水温度。

4）检测流量：进气流量、臭氧气流量、各分配管(至接触池)的臭氧气流量、预臭氧加压泵流量。

5）其他有关的电压、电流、频率、功率等电器检测仪表。

12.2 活性炭吸附处理

12.2.1 活性炭的吸附作用

12.2.1.1 吸附机理

(1) 吸附作用：活性炭是一种经过气化(碳化、活化)，造成发达孔隙的、以炭作骨架结构的黑色固体物质。活性炭的发达孔隙、导致其出现很大的表面积，活性炭的表面积，一般可达 500～1700m^2/g 炭，从而具有良好的吸附特性。

活性炭的吸附作用是指水中污染物质在活性炭表面富集或浓缩的过程。

(2) 产生吸附的原因是由于分子间和分子内键与键之间存在作用力(即吸附力)。这种力是物质聚集状态中分子间存在着的一种较弱的相互作用力，其结合能只有几十个 kJ 或更低，与化学键的几百个 kJ 相比，差 1～2 个数量级。这种吸附力即范德华(Vanderwalls)力。它由三种力组成：静电力也称葛生(W. H. Keesom)力—极性分子间的作用力；诱导力也称德拜(P. Debye)力—极性分子与非极性分子间的作用力；色散力亦称伦敦(F. London)力-非极性分子间的作用力。因活性炭的微晶结构为稠环结构，基本上属于非极性分子，因此只有范德华力中的伦敦力(U_L)才是有效的。

而伦敦力又决定于物质极化率的大小，只有偶极矩小而极化率又大的物质才利于活性吸附。因此，活性炭吸附对不同物质存在明显差异，参见表 12-21。

几种物质的范德华力分配　　表 12-21

分　子	偶极矩	极化率 ($10^{-30}m^3$)	静电力 (4.18×10^3 J/mol)	诱导力 (4.18×10^3 J/mol)	色散力 (4.18×10^3 J/mol)	范德华力 (4.18×10^3 J/mol)
CO	0.12	1.99	0.0007	0.002	2.09	2.09
HI	0.38	5.40	0.006	0.027	6.18	6.21
HBr	0.78	3.58	0.164	0.120	5.24	5.52
HCl	1.03	2.63	0.79	0.24	4.02	5.05
NH_3	1.50	2.21	3.18	0.37	3.57	7.07
H_2O	1.84	1.48	8.69	0.46	2.15	11.30

12.2.1.2　影响吸附的因素

活性炭在水处理中的吸附是极为复杂的。参与吸附的固相(活性炭)、溶液(水)、溶质(污染物—微量、多成分)将产生相互影响。影响吸附的主要因素有:溶质在水中的溶解度、缔合、离子化;水对界面上配位的影响;活性炭对溶质的引力;活性炭对水的引力(可忽略不计);各溶质在界面上的竞争吸附;各溶质间的相互作用、共吸附;系统内各分子大小;活性炭孔径分布、活性炭的表面积及其表面化学组成等等。

水中有机物能否被活性炭吸附,决定于其化学位或偏摩尔自由能:如果有机物在活性炭中的化学位比其在水中的化学位低,则有机物由水相往活性炭的迁移是自发的;如果有机物在两相之间的化学位相等,说明有机物在两相中的分配已达平衡(即吸附平衡);如果有机物在活性炭中的化学位高于在水中的化学位,则吸附不可能发生。

12.2.1.3　吸附特性

(1) 活性炭能去除原水中的部分有机微污染物,常见的去除有机物吸附性能如下:

1) 腐殖酸:腐殖酸是天然水中最常见的有机物,虽对人类健康危害不大,但可与其他有机物一起在氯化消毒过程中产生氯仿、四氯化碳等有害的有机氯化物。活性炭具有去除水中腐殖酸的较好性能,水体 pH 值对其吸附性能几乎无影响。

2) 异臭:活性炭对下列异臭的处理有效:植物性臭(藻臭和青草臭)、鱼腥臭、霉臭、土臭、芳香臭(苯酚臭和氨臭)。活性炭的除臭范围较广,几乎对各种发臭的原水都有很好的处理效果。

2—甲基异冰片和土臭是天然水体中的两种主要发臭物质,当水中土臭含量为 0.1μg/L 时,1g 活性炭对其的吸附量为 0.54mg,约是 2-甲基异冰片的 2 倍。但当发臭物质与其他有机物同时存在时,活性炭对发臭物质的吸附性能会有所下降。

当用臭氧和活性炭工艺时,对异臭味的去除更为有效。

3) 色度:活性炭对由水生植物和藻类繁殖产生的色度具有良好的去除效果,根据已有资料,去除效果至少在 50%。

4) 农药:氯化的农药经混凝沉淀和过滤只能极微量的去除,但它能被活性炭有效地去除。

5) 烃类有机物:活性炭对烃类等石油产品具有明显的吸附作用。

6) 有机氯化物:活性炭对氯化消毒过程中产生的有机氯化物的去除情况不尽相同,其中对四氯化碳的去除效果要比三氯甲烷好。

7) 洗涤剂:有资料报告,活性炭对水中洗涤剂的去除效果为:当滤速 17m/h 时,去除率为 50%;当滤速为 12m/h 时,去除率为 100%。

综上所述,活性炭容易吸附和难吸附的有机物,见表 12-22。

活性炭容易吸附和难吸附的有机物　　表 12-22

容易吸附的有机物	难吸附的有机物
芳香族溶剂类	醇类
苯、甲苯、硝基苯等	低分子量酮、酸和醛
氯化芳香烃	糖类和淀粉
多氯联苯、氯苯、氯萘	极高分子量或胶体有机物

续表

容易吸附的有机物	难吸附的有机物
酚和氯酚类	低分子量脂肪类
多核芳香烃类	
苊、苯并芘等	
除虫剂和除莠剂等农药	
DDT、艾氏剂、氯丹、六六六、七氯等	
氯化非芳香烃类	
四氯化碳、氯烷基醚、六氯丁二烯等	
高分子量烃类	
染料、汽油、胺类、腐植质等	

8) 由于活性炭具有对致突变物质及氯化致突变物前驱物具有良好的吸附能力，因而可进一步降低出水的致突变活性。

其中三卤甲烷(THM)对人体健康具有潜在危害，世界卫生组织(WHO)、美国国家环保局(USEPA)和日本厚生省将给水中的 THM 年平均值定为 100ppb。生成三卤甲烷的前驱物质，主要指天然腐殖质和污水处理中生物代谢的高分子有机物。因而倾向于将 THM 的前驱物质在加氯前除去，以避免 THM 的生成。需要注意的是：这些物质的分子量通常介于 1000～40000 之间。用活性炭处理时，活性炭的孔隙要大，否则很难进入(分子筛的作用)或者速度相当慢。

(2) 活性炭也能去除水中部分无机污染物：

1) 重金属：活性炭对某些重金属离子及其化合物有很强的吸附能力，如对锑(Sb)、铋(Bi)、六价铬(Cr^{+6})、锡(Sn)、银(Ag)、汞(Hg)、钴(Co)、锆(Zr)、铅(Pb)、镍(Ni)、钛(Ti)、钒(V)、钼(Mo)等均有良好的去除效果。但活性炭吸附重金属的效果与它们的存在形式和水的 pH 值有很大关系。

2) 余氯：活性炭可以脱除水处理中剩余的氯和氯胺。活性炭脱除氯和氯胺并不是单纯的吸附作用，而是在活性炭表面上的一种化学反应。

3) 氰化物：若在炭床中通入空气，则炭可起催化作用，将有毒的氰化物氧化为无毒的氰酸盐。

4) 放射性物质：某些地下水中含有放射性元素，如铀、钍、碘、钴等，浓度极低，危害很大，可用活性炭吸附去除。

5) 氨氮：活性炭对 NH_3-N 几乎没有去除效果，但若与臭氧联合使用，当 $NH_3 : O_3 > 1$ 时效果很差，当 $NH_3 : O_3 < 1$ 时效果显著。

12.2.2 活性炭净水工艺

12.2.2.1 给水处理中的应用

(1) 活性炭吸附在给水处理中的应用主要有以下三种情况：

1) 当原水突发性或季节性出现污染物质增高、异味、异臭和 THM 前驱物质浓度很高时，作为应急措施投加粉状活性炭。

2）为了除去有机污染物、THM的前驱物质和异味、异臭，在过滤后增加颗粒活性炭吸附。

3）与臭氧联合应用，既利用活性炭的吸附作用、又利用活性炭外表面上附着的生物膜的降解作用，以承担除去范围广泛的污染物质，同时还可延长活性炭的再生周期，即采用生物活性炭。

（2）粉末活性炭：粉末活性炭的粒度为10～50μm，常投加于絮凝沉淀或澄清前、或絮凝过程中。依靠水泵、管道或接触装置充分地混合，进行接触吸附。经接触吸附水中微污染物后，依靠沉淀、澄清与过滤去除。亦可在沉淀、澄清后进行二次投加，提高吸附处理效果、但投加量过多时易增加滤池负担并造成穿透。

尽管粉末炭水处理的有效性在经济上受到一些限制，但能及时去除大量的有机物，有时具有助凝作用。当操作管理良好时，一般投加5～50mg/L，可使溶解的有机物总量减少约60%左右。

（3）颗粒活性炭：不仅有活性炭的吸附作用，当条件合适（不具余氯并有充足溶解氧）时，在炭床内还存在生物活动。

细菌容易依附在炭粒的不规则外表面上且难于冲洗掉，常以水中有机物为营养增殖形成生物膜，对于可生物降解有机物具有去除作用。

当原水经常受污染时，宜采用颗粒活性炭滤池。如受到投资与用地限制，则可采用投加粉末炭作为过渡措施。

（4）臭氧—活性炭工艺：是臭氧化处理和活性炭相结合而构成的工艺，也称臭氧化—生物活性炭法。该工艺中臭氧的作用是利用臭氧的强氧化作用改变大分子有机物的性质和结构，以利于活性炭微孔的吸附，并保证滤床中细菌所需的溶解氧。

1）如果在流入滤床的水中提供充足的溶解氧，则可使细菌的浓度增加10～100倍。这种情况下，活性炭的使用寿命可以延长5倍以上。

2）微生物（细菌）的大小在1μm以上，不能进入作为活性炭主要吸附基础的微孔内，因此不是微生物直接分解被吸附的有机物，而是由于微生物分泌出来的胞外酶（10Å左右）进入微孔内，与孔内吸附位上的有机物反应形成酶—基质复合体，进一步反应，加速了有机物的生物降解速度。因此，臭氧—活性炭工艺是吸附物理化学过程、同以微生物所进行的生物分解相结合的过程。

（5）粉末活性炭和颗粒活性炭比较，见表12-23。

粉末与颗粒活性炭的比较　　表12-23

项　目	粉　末　炭	粒　状　炭
吸附量	较小随投加量增大	较大而稳定
适用情况	1. 适于短期，季节性 2. 适用于建造粒状炭吸附装置有困难的场合，或老水厂改造 3. 适用于远期建设粒状炭滤池时的近期过渡措施	1. 适于长期 2. 适用于有建设场地处 3. 适用于出水水质要求较高时
运行管理与安全	1. 较困难，控制不佳时粉末炭有穿透滤池现象 2. 有投加设备的机械故障	1. 容易 2. 无机械故障，但炭滤池有大量阀门及反冲洗设备的维护

续表

项 目	粉 末 炭	粒 状 炭
作业环境与劳动强度	1. 手工拆包的作业环境较差，劳动强度较大 2. 当采用负压和封闭系统输送，作业时较好	1. 好 2. 炭滤池再生取炭与加炭时劳动强度大
工 程 造 价	基建及设备投资较少	基建与设备投资大
占 地 面 积	占地少，有时可利用原有加药间场地与设备	连同反冲洗设施占地多
运 行 费 用	一次使用，用后废弃，一般不再生，所以处理费用较贵	定期再生，炭损耗少，处理费用较低
对环境影响	粉末炭对污染负荷变动的适应性差、吸附能力未被充分利用，污泥处置困难	定期反冲洗水须作处置

12.2.2.2 活性炭处理工艺流程

活性炭按不同的吸附方式，可采用粉末炭或颗粒炭。

(1) 粉末活性炭净水工艺的流程，见图 12-39。

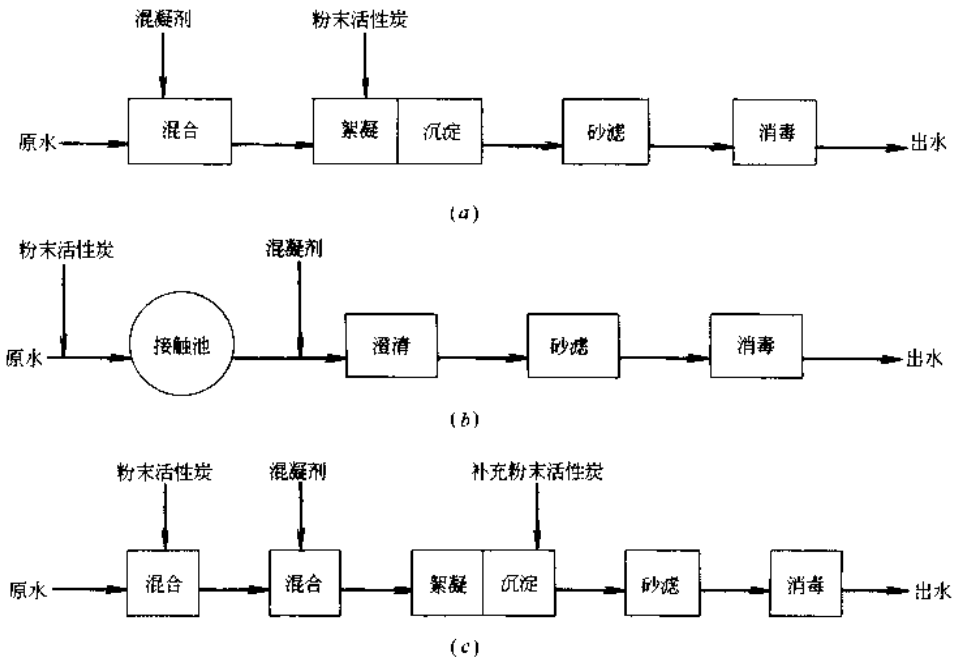


图 12-39 粉末活性炭净水工艺流程

(a)絮凝过程中投加；(b)絮凝前投加；(c)絮凝前与沉淀后投加

实验与分析认为，投加粉末炭的最佳投加点与絮凝过程有关。因各地的水质差异较大，应用活性炭对吸附去除物的要求亦不同，必须进行试验以求得最佳投加点的位置。投加粉末活性炭的设计要点，见第12.2.4.2节。

(2) 颗粒活性炭吸附处理工艺流程，见图 12-40。

(3) 生物活性炭处理工艺流程，见图 12-41。

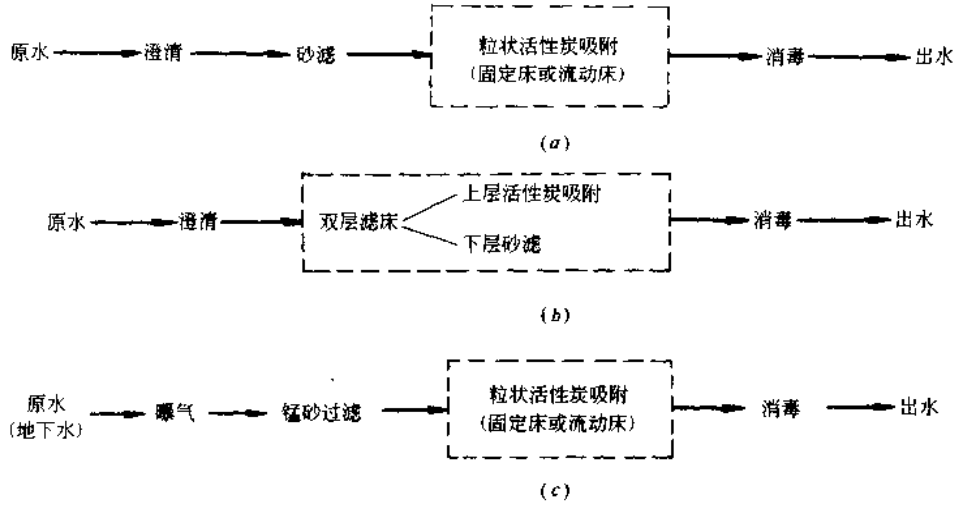


图 12-40　颗粒活性炭净水工艺流程

(a)常规处理＋活性炭吸附；(b)混凝澄清＋活性炭吸附和砂滤；(c)地下水曝气、锰砂过滤＋活性炭吸附

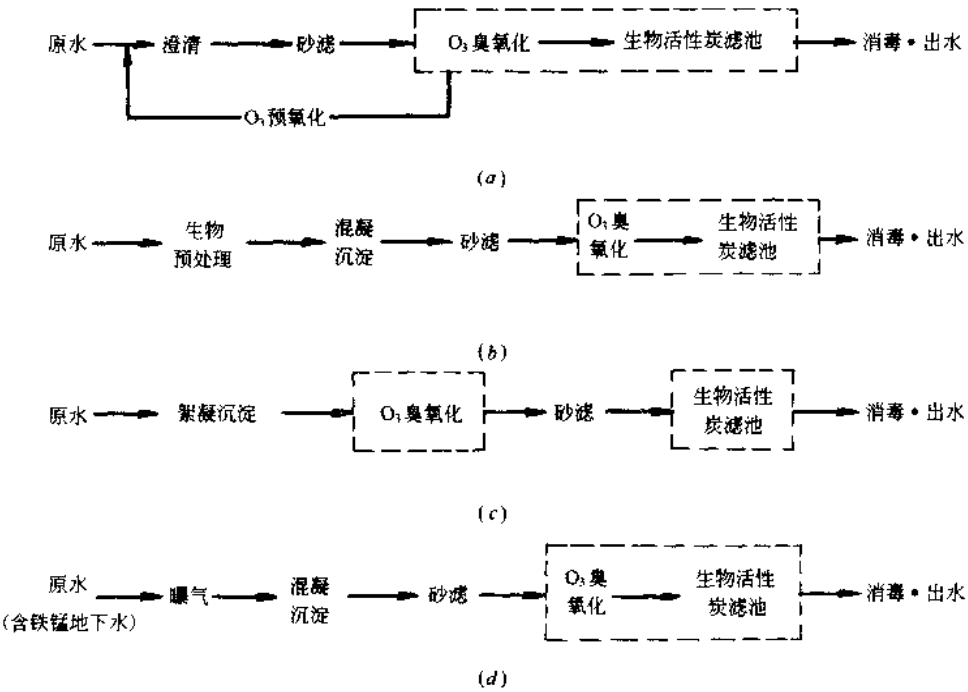


图 12-41　臭氧化生物活性炭净水工艺流程

(a)预氧化＋常规处理＋臭氧化生物活性炭；(b)生物预处理＋常规处理＋臭氧化生物活性炭；
(c)絮凝沉淀＋臭氧化＋砂滤＋生物活性炭；(d)地下水曝气＋常规处理＋臭氧化生物活性炭

12.2.2.3　活性炭吸附工艺的选用

(1) 新建、扩建和改建给水工程中，原水水质受微污染，经过常规处理后某些有机、有毒物质含量指标或色、臭、味等感官指标仍不能满足现行《生活饮用水卫生标准》或特定的要求

时，宜采用活性炭吸附处理。

从吸附能力及经济效益考虑，活性炭在去除水中溶解性微量有机物和运行维护的简易性方面，均具有较大的优越性。

(2) 当水源偶然受污染时，例如水源遭受有机污染、表面活性剂和酚的含量突然增加等，一般可临时投加粉状炭进行一次性吸附处理，以去除水中的有机物和表面活性剂、酚类等，使处理后的水源满足标准的要求。

(3) 考虑到吸附容量及经济因素，颗粒活性炭适宜于处理水质受微量有机污染且污染比较稳定的水源。

(4) 采用颗粒活性炭吸附处理，应有对水源的多年观测资料，了解水源水质的变化规律及水源污染的变化情况。当采用常规水处理工艺不能满足要求，且经与其他深度处理工艺进行技术经济比较证明可行后，可采用颗粒活性炭吸附处理工艺。

(5) 技术经济比较时，应考虑工程实施的经济条件、再生条件等因素。

(6) 采用活性炭水处理的目的不是为了截留悬浮固体。因此，要求前处理先除去悬浮固体，然后再进入炭吸附池。在正常情况下，要求炭吸附池进水浊度小于 3NTU，否则将造成炭床堵塞，缩短吸附周期。

(7) 当选用活性炭吸附处理工艺时，因原水水质和活性炭产品性能的差异较大，必须进行炭的吸附试验，试验工作宜在现场进行。

(8) 颗粒活性炭处理工艺的设计参数，可参照类似条件下炭吸附池的运行经验和上述现场炭吸附动态试验验证，以确定设计参数：

1) 确定达到水质要求的最小接触时间。

2) 确定滤速与被吸附物质去除率的关系。

3) 吸附容量与吸附速率。

4) 粒状炭柱的高度。

5) 当采用粉末炭时，确定粉末炭的投加量与投加点，试验工作宜在现场进行。

(9) 为了统一颗粒活性炭吸附池的基本设计原则及技术要求，中国工程建设标准化协会制定了《颗粒活性炭吸附池水处理设计规程》(CECS124:2001)。

12.2.3 活性炭的性能指标

12.2.3.1 活性炭的吸附能力

(1) 活性炭的吸附性能主要由其孔隙结构和表面化学性质决定。

1) 活性炭的孔隙结构：活性炭的孔隙结构，通常按孔径分为大孔、中孔和微孔。它们的容积及比表面积在炭中所占的比例，见表 12-24。

活性炭的孔隙　　表 12-24

孔隙名称	孔隙半径 (nm)	水蒸气活化活性炭		
		孔容积(mL/g)	比表面积(m^2/g)	比表面积比率(%)
微　孔	<2	0.25～0.6	700～1400	95
中孔(过渡孔)	2～100	0.02～0.2	1～200	5
大　孔	100～10000	0.2～0.5	0.5～2	其　微

注：比表面积比率 $=\frac{\text{孔隙的比表面积}}{\text{孔隙的全部比表面积}}\times 100$。

在活性炭的吸附过程中，这三种孔隙有其各自的作用。一般情况下：

① 大孔：主要起通道作用。

② 微孔：微孔对于活性炭是最重要的，因为吸附主要是 10nm 以下微孔的表面作用。所以微孔的容积及比表面积，一般情况下标志活性炭吸附性能的优劣。

③ 中孔：中孔除了使被吸附物质到达微孔，起到通道作用外，对于分子直径较大的吸附质也具有吸附作用。

由于水处理中被吸附物质的分子直径要比气相吸附过程中相同的被吸附物的分子直径大，所以用于水处理的活性炭，要求中孔有适当的比例。

2）活性炭的表面化学性质：活性炭的吸附不仅受其孔隙结构的影响，也受其表面化学性质的影响。活性炭表面氧化物，通常分为碱性和酸性两类。碱性的表面氧化物在液相中能吸附酸性物质；而酸性的表面氧化物在液相中易吸附碱性物质。

3）活性炭的孔隙结构及其各种表面氧化物的存在和比例，取决于活性炭的制造原理和制造工艺。例如：煤制水蒸气活化的活性炭一般呈碱性。锯木屑作原料，氧化锌作活化剂，在 600℃空气中活化的活性炭一般呈酸性。

（2）吸附容量及吸附速度：活性炭吸附能力用吸附容量与吸附速度等特性来表示。它与活性炭颗粒大小、形状、被吸附物质的浓度及溶液的温度等有关。

1）吸附容量：在一定温度下活性炭的吸附容量与其周围浓度之间的相应关系可用吸附等温线来表示。

① 吸附等温线公式：活性炭的液相吸附等温线表现公式有：兰米尔（Langmuir）式、BET 式（Brunauer，Emmett，Teller）、弗罗德里胥（Fraundlich）式等。在水处理中，可近似采用弗罗德里胥的等温吸附公式。

弗罗德里胥等温线方程式：

$$Q=KC^{\frac{1}{n}} \tag{12-13}$$

式中　Q——活性炭单位重量的吸附量（mg/g）；

C　活性炭吸附后溶质（污染物）的剩余浓度（mg/L）；

K、$\frac{1}{n}$　表现吸附特性的系数。

公式（11-14）也可写为

$$\lg Q=\lg K+\frac{1}{n}\lg C \tag{12-14}$$

根据测定结果绘出 $\lg Q$ 对 $\lg C$ 的对数坐标图，可获得一条直线，称吸附等温线。K 为直线的截距，$\frac{1}{n}$为直线的斜率。

② 吸附等温线的分析与作用：

ⅰ．由等温吸附线的测定，可看出活性炭对水中某污染物的吸附效果，按处理水中污染物的出现浓度，可求出活性炭的极限吸附容量。

ⅱ．由此估算出工程中活性炭的需用量（处理每立方米水的活性炭用量），及进行炭床滤池的设计。

ⅲ. 可掌握处理水的 pH 和污染物浓度变化对活性炭吸附容量的影响。

ⅳ. 等温吸附线在炭种选择中，可借以评价各炭的吸附性能。按等温线斜率并可确定该炭适宜的过滤形式。

ⅴ. 用类似的方法还可研究运转条件改变(如：时间、pH)时，对吸附效果的影响。

③ 吸附容量的确定：由于水处理中实际吸附过程甚为复杂。因此，应用于实际工程时，必须根据等温线数据再进行炭柱试验后确定。

2) 吸附速度：在水处理中，活性炭对污染物质(溶质)的吸附，是污染物质从水中迁移到活性炭颗粒表面，再扩散到活性炭内部孔隙的表面而被吸附。因此下述三个过程的速度影响活性炭的吸附速度：

① 被吸附物质(污染物质)向活性炭颗粒表面的迁移速度。

② 被吸附物质在活性炭颗粒内部孔隙的扩散速度。

③ 被吸附物质在活性炭颗粒内部孔隙表面上吸附反应速度。

其中最慢的过程决定着活性炭吸附总速度。

当使用粉末活性炭时，由于炭粒呈微粉状，被吸附物质向活性炭颗粒表面的迁移速度决定着吸附速度。因此，要求炭与水的混合均匀，接触良好，并有充分的接触时间。对于粒状活性炭，被吸附物质在活性炭孔隙内部的扩散速度是影响吸附速度的主要因素。所以，使用粒状活性炭处理时，其吸附速度必须由炭柱通水实测确定。

(3) 活性炭的吸附试验：选用合适的活性炭与设计吸附装置必须通过试验。炭柱试验目的在于比较活性炭的吸附性能以及处理效果；并求出滤速、接触时间、过滤时水头损失、冲洗时膨胀率、活性炭用量等设计参数等。

1) 测定不同活性炭对水中杂质的吸附容量，可将一定量的某一型号活性炭放到溶质浓度为 C_0、容积为 V 的水样中，搅拌，达到吸附平衡即溶质浓度不再变化时，再测定溶质浓度 C_e，即可算出 1g 炭在平衡时所吸附的溶质量，即吸附容量：

$$Q_e=\frac{x}{m}=\frac{V(C_0-C_e)}{m} \tag{12-15}$$

式中 C_0——起始溶质浓度(mg/L)；

V——水样容积(L)；

C_e——吸附平衡后溶质浓度(mg/L)；

m——活性炭量(g)；

Q_e——活性炭吸附容量(mg/g 炭)。

2) 吸附速率由吸附动力学试验得出。放入溶质浓度为 C_0、容积为 V 的水样，加入适量活性炭，测定不同时间 t 的水样中溶质浓度 C，直到以浓度不再变化，达到平衡浓度 C_e 时为止，即可求出溶质变度变化速率；

$$\ln\left(\frac{C_0-C_e}{C-C_e}\right)=k_r t \tag{12-16}$$

式中 k_r——表示单位时间内、每克炭所吸附的溶质量，称吸附速率常数，单位为 s^{-1}，其值等于 $\ln\left(\frac{C_0-C_e}{C-C_e}\right)$ 对 t 图中所得直线的斜率；

t——时间(s)；

C——不同时间 t 的溶质浓度；

C_0、C_e 同上式。

3）通过等温吸附试验，选定吸附效果较好的1～2种活性炭后，必要时应在现场进行三种以上滤速的炭柱试验，炭柱可以采用一个或多个串联。

试验用的炭柱直径可为100～150mm，高为1.5～2.0m，炭层厚度约为1.0～1.5m。

12.2.3.2　活性炭产品：

（1）活性炭产品分类：

按用途分类，活性炭可分为汽相和气相吸附炭、液相吸附炭、水处理用炭；按表面氧化物分类，可分为酸性炭、碱性炭。活性炭产品详见给水排水设计手册第12册《器材与装置》。

活性炭是含碳材料经过炭化、活化制成的具有发达孔隙结构的多孔性碳吸附剂。其主要成分为碳C，此外还含有极少量的O、H、N等元素和构成灰分的无机杂质，是一种类石墨微晶结构，导电性质介于石墨和金刚石之间，为半导体。就其外观可分为粉状、颗粒状和纤维状三种。每克活性炭的表面积通常在500～1500m^2左右，其孔隙容积一般为0.42～1.5cm^3/g，常用水处理炭的总孔容和为～0.95cm^3/g，比表面积为～1000m^2/g。

对颗粒活性炭的国家标准为：煤质炭的国家标准是《净化水用煤质颗粒活性炭》(GB/T 7701.4--1997)，相应的试验方法是《煤质颗粒活性炭试验方法》(GB/T 7702.1—1997)。木质炭的国家标准是《木质净水用活性炭》(GB/T 13803.2—1999)，相应的试验方法是GB/T 12496—99。关于《活性炭型号命名法》的国家标准号为GB 12495-90。

（2）水处理用活性炭：

水处理用活性炭的规格及特性参数：因国内生产活性炭的厂家很多，原料及制造方法不同，其规格、性能各异。

1）《颗粒活性炭吸附池水处理设计规程》(CECS124：2001)、对颗粒活性炭规格、特性的规定见表12-25。

CECS124—2001规定的颗粒活性炭规格、特性参数　　表12-25

规格			吸附、物理、化学特性	
柱径(mm)	1.5		1. 碘值(mg/g)	≥900
柱长度分布(%)	柱长度(mm)	分布(%)	2. 亚甲兰值(mg/g)	≥150
			3. 酚吸附值(mg/g)	≥120
			4. pH	8～10
			5. 强度(%)	≥90
	>2.5	≤2	6. 总孔容积(cm^3/g)	≥0.65
	2.5>1.25	≥83	7. 比表面积(m^2/g)	≥900
	1.25～1.0	≤14	8. 颗粒密度(g/cm^3)	0.77
	<1.0	≤1	9. 真密度(g/cm^3)	2.2～1.9
			10. 堆积密度(g/cm^3)	0.45～0.53
			11. 水分(%)	≤5
			12. 灰分(%)	8～12

用于水处理的活性炭应具有吸附性能好、再生能力强、机械强度高、化学稳定性好等特性。当采用煤质颗粒炭时，其规格、特性应符合表 12-25 的规定。

2）煤质和木质的颗粒活性炭标准，见表 12-26。

净水用颗粒活炭性炭国家标准 **表 12-26**

一、净水用煤质颗粒活性炭标准 GB/T 7701.4—1997

项目		指标		
		优级品	一级品	合格品
孔容积(cm^3/g)		≥0.65		
比表面积(m^2/g)		≥900		
漂浮率(%)		≤2		
pH 值		6～10		
苯酚吸附值(mg/g)		≥140		
水分(%)		≤5.0		
强度(%)		≥85		
碘吸附值(mg/g)		≥1 050	900～1 049	800～899
亚甲蓝吸附值(mg/g)		≥180	150～179	120～149
灰分(%)		≤10	11～15	—
装填密度(g/L)		380～500	450～520	480～560
粒度(%)	>2.50mm	≤2		
	1.25～2.50mm	≥83		
	1.00～1.25mm	≤14		
	<1.00mm	≤1		

注：1. 用户如对粒度、吸附值、漂浮率等有特殊要求，可在订货时商订

2. 不规则形颗粒活性炭的漂浮率应不大于 10%

二、木质净水用活性炭标准 GB/T 13803.2—1999

项目		指标	
		一级品	二级品
碘吸附值(mg/g)	≥	1000	900
亚甲基蓝吸附率[①] (mL/0.1g) (mg/g)	≥	9.0 (135)	7.0 (105)
强度(%)	≥	94.0	85.0
表观密度(g/mL)		0.45～0.55	0.32～0.47
粒度[②]			
2.00mm～0.63mm(%)	≥	90	85
0.63mm 以下(%)	≤	5	5
水分(%)	≤	10.0	10.0
pH 值	≥	5.5～6.5	5.5～6.5
灰分(%)	≤	5.0	5.0

① $A=15V$，A 为每克活性炭吸附亚甲基蓝毫克数(mg/g)；V 为 0.1g 活性炭吸附亚甲基蓝毫升数(mL)。

② 粒度大小范围也可由供需双方商定。

3）表 12-27 例出了美国 CALGON 公司水处理炭的主要性能及指标，我国有些活性炭厂已按此规格生产（如泰兴斯达活性炭有限公司）。

美国 CALGON 公司水处理炭主要性能指标　　**表 12-27**

指标 \ 编号	Filtrasorb-300	F-400	Filtrasorb-500
碘值(mg/g)	≥900	≥1050	≥1150
亚甲蓝吸附值(mg/g)	≥150	≥200	≥250
粒度(日、美标准筛)	8×30	12×40	10×30
堆积密度(g/L)	430	425	425
湿密度(g/cm^3)	1.2	1.2	1.2
苯酚吸附值(%) ($c=1\mu g/L$)	4.3	4.5	4.5
TPBS 值(mg/g) ($c=1\mu g/L$)	150	200	200
阿特拉津(mg/g) ($c=1\mu g/L$)	15	15	15
高丙体六六六 ($c=1\mu g/L$)(mg/g)	35	35	40
甲苯(mg/g) ($c=1\mu g/L$)	85	95	100

注：自 TPBS 以下称为微污染物。

4）我国主要的活性炭生产厂有太原新华化工厂、北京光华木材厂、上海活性炭厂等，所生产的水处理用活性炭产品规格，详见《给水排水设计手册·材料设备》（续册）第 4 册中第 7.2节水处理用颗粒活性炭。

5）我国正在对水处理用粉末活性炭制定新的统一技术规程。目前选用时应对多家产品进行吸附性能试验与比较。GB/T 13804—92 等标准部分控制指标与个别企业标准见表 12-28，供参考。

部分粉末活性炭指标　　**表 12-28**

项目		GB/T 13804—92、JWWAK 113—1974 控制指标	上海活性炭厂企业标准
碘吸附值	(mg/g)	≥800～1000	
亚甲基蓝脱色力	(mL) (mg/g)	≥6.0～8.0 90～120	≥110
强度	(%)	≥85.0～90.0	
充填密度	(g/cm^3)	≥0.32 ＞200 目	～0.32 325 目
粒度	(通过率%) (不通过率%)	≥80～90 ≤5	≥90

续表

项　　目		GB/T 13804—92、JWWAK 113—1974 控制指标	上海活性炭厂企业标准
干燥减量	(%)	≤10.0	
pH 值		7.0～11.0	4.5～7.5
灼烧残渣	(%)	≤5.0	≤3.0
电导率	(μS/cm)	<900	
锌 Zn	(ppm)	<50	
氯化物	(%)	<0.5	≤0.1
铅 Pb	(ppm)	<10	
镉 Cd	(ppm)	<1	
砷 As	(ppm)	<2	
比表面积	(m^2/g)		～1200
孔容积	(mL/g)		～0.88
微孔容积	(mL/g)		～0.57
水分	(%)		≤10
硫酸盐	(%)		≤0.1
硫化物			无反应
氰化物			无反应
铁 Fe	(%)		≤0.02
重金属	(%)		≤0.01
未炭化物			无显著着色
灰分			
硫酸奎宁吸附值	(mg/g)		≥120

12.2.3.3 活性炭的主要技术指标

对于颗粒活性炭常以碘值与亚甲兰值作为活性炭吸附的控制指标，一般当碘值小于600mg/g 或亚甲兰值小于 85mg/g 时，活性炭需要进行再生。

此外，工厂的产品说明书(或出厂化验报告)还出现几个表征吸附的指标，如赤藓红、吸酚值和糖蜜(国外水处理炭常用的指标)。

(1) 碘值(iodine value)是指在一定浓度的碘溶液中，在规定的条件下，每克炭吸附碘的毫克数。碘值是用以鉴定活性炭对半径小于 2nm 吸附质分子的吸附能力，且由此值的降低来确定活性炭的再生周期。

碘吸附量(mg/g 炭)即碘值，可表征活性炭的比表面积(m^2/g 炭)：

1) 碘值 Y_1 和活性炭的比表面积 X 之间可用换算式为 $Y_1=17+1.07X$。

2) 碘值表示的比表面积为活性炭孔径 $D>1$nm 的孔隙所提供的。碘在活性炭表面上占据的面积为 0.27 ± 0.1nm^2。

(2) 亚甲兰值(methylene blue number)是指在一定浓度的亚甲兰溶液中，在规定的条

件下，每克炭吸附亚甲兰的毫克数。亚甲兰值是用以鉴定活性炭对半径为 2～100nm 吸附质分子的吸附能力。亚甲兰值越高，对中等分子的吸附能力越强，表明活性炭的中孔量越大。

1）亚甲兰值又称亚甲基兰($C_{16}H_{18}CLN_3S \cdot 3H_2O$)脱色力(mg/g 炭)，它表征的是活性炭的孔径 $D>1.5$nm 的孔隙所提供的比表面积。亚甲兰值 $Y_{兰}$(mg/g 炭)和比表面积 X(m^2/g 炭)之间的换算关系为 $Y_{兰}=0.4+0.34X$。

国内有一部分果壳水处理炭的亚甲兰值用 mL 表示，其换算方法为 mL 数×15 即等于以 mg 表示的亚甲兰值。

2）亚甲兰分子在活性炭表面所占据的面积为 0.78(相当于垂直取向)～1.3nm^2(相当于水平取向)。

3）亚甲兰值指标在水处理用活性炭中很关键，因为 $D>1.5$nm 孔隙对吸附水中的有机物非常有效。水处理用活性炭的有效孔隙直径 D 和需去除污染物分子直径 d 之比，需等于和大于 1.70，否则污染物分子将无法进入。污染物能进入的活性炭孔隙称为有效孔隙，此部分孔隙提供的比表面积可解释为总面积可资利用的部分。

国外推出的水处理炭均在努力提高亚甲兰值，如美国 GALGON 公司生产的 Filtrasorb 型号水处理炭：其 F-300 的亚甲兰值为 150mg/g；F-400 则为 200mg/g；而 F-500 则为 250mg/g，见表 12-27。

(3) 赤藓红(四碘萤光素钠盐 $C_{20}H_6I_4Na_2O_5$)脱色力：表征的比表面积是 $D>1.9$nm 的活性炭孔隙所提供的表面积。赤藓红脱色力 $Y_{红}$(mg/g·炭)和比表面积 X 之间的换算关系为 $Y_{红}=17+0.30X$。

(4) 糖蜜值：表征的比表面积是 $D>2.8$nm 的活性炭孔隙所提供之表面积，它和比表面积之间换算关系为 $Y_{蜜}=12.9+X$。

(5) 吸酚值：表征该产品对脱除水中异味的能力。单位是：当 $C=1\mu g/L$ 时，吸附量为 4.5%(wt)。

(6) SV 值(Space Velocity)：是指单位时间内，每单位体积的活性炭层能处理多少倍体积水的指标，表示式为

$$SV=Q/Cv(h^{-1}) \tag{12-17}$$

式中　Q——处理水量(m^3/h)

Cv——活性炭体积(m^3)。

SV 数值大，处理水量大，吸附带(工作带)也长，穿透时间短，再生频繁。需要根据处理的目的和规模进行综合分析后选定适当的数值。

其具体数值随着主要去除物及浓度不同而不同。例如去除臭味时，$SV=4\sim10h^{-1}$，去除 THM 前驱物质时，$SV=4\sim8h^{-1}$；去除 THM 时，$SV=2.7h^{-1}$。

12.2.4　粉末活性炭投加系统

投加粉末活性炭在国外应用较多，我国尚不普遍。粉末活性炭投加的劳动强度大，工作环境差，国外大多采用封闭系统，自动化程度较高(我国已有该类设备引进)。此外，国内也已设计开发了较为简便可行的解决扬尘的投加系统。

12.2.4.1 炭浆的调制与投加

(1) 投加方法：有干投与湿投。

1) 将粉末炭直投投加到水中的干投方法，我国尚少实践。粉炭相对密度小，不易与水混合，常浮于水面，甚至扬尘，通常调制成浆液进行湿投。习惯上有时也将投加含炭 20%～50%的浓浆称作干投，而将投加 5%～10%浓度的粉炭液称作湿投。

2) 无论是干投或湿投，都可采用调节器实行自动计量投加，见图 12-42。

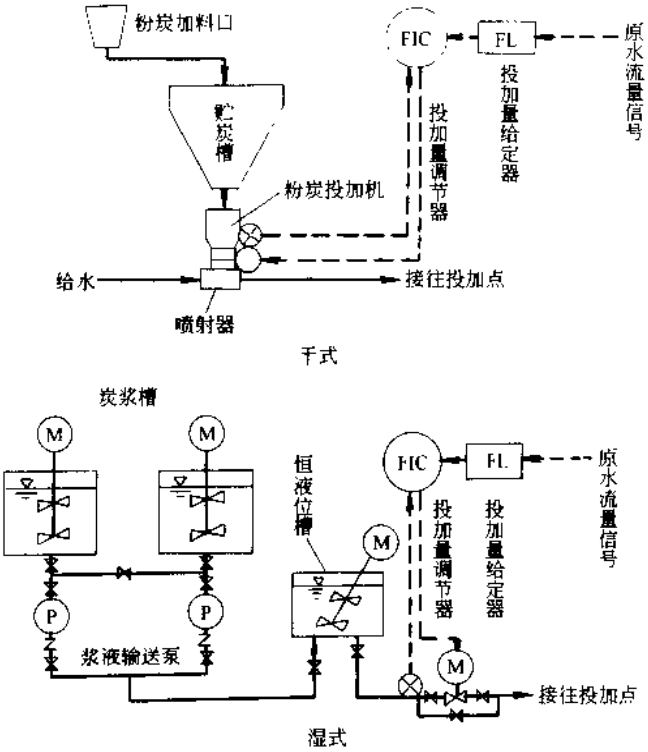


图 12-42 粉状活性炭投加系统示意

(2) 投料方式：有人工直接投料与贮仓投料。市场供应的粉末活性炭大都为每包20～25kg，拆包投料时粉尘飞扬，工作环境差。由于粉炭易损耗，应设置吸尘回收装置。根据国内实践，并参照相关行业与国外资料，活性炭投加系统的主要方式及优缺点见表12-29。有关投加系统的布置参见第 12.2.4.3 节工程示例。

(3) 调制方式：粉末活性炭易从浆液中沉降析出，必须设搅拌机械连续搅拌调制。习惯称调制浓的炭浆装置为混合槽(池)；调制稀的投加炭液装置为炭液池。

1) 通常采用定期一次投料，搅拌调制粉末炭液。炭液池需设两只以上，交替使用。

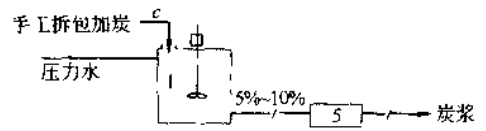
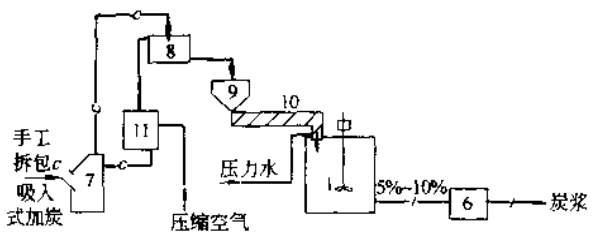
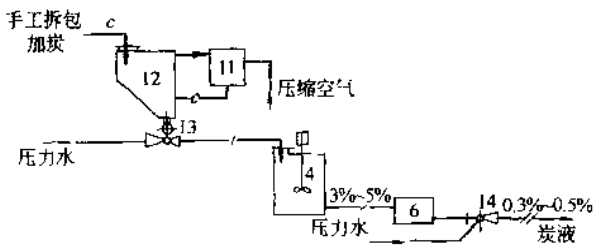
2) 当采用加料斗时，可按设定的时间多次投料、混合，调制粉末炭液。此时炭液池容积除需满足安全吸液要求外，容积较小，可只设 1 座池子边补充、边出液。

(4)加注方式：可采用重力或压力加注，以采用压力加注较多。压力加注时需采用耐磨损、不易堵塞的加注泵，如螺杆泵、膜片泵、水射泵等。

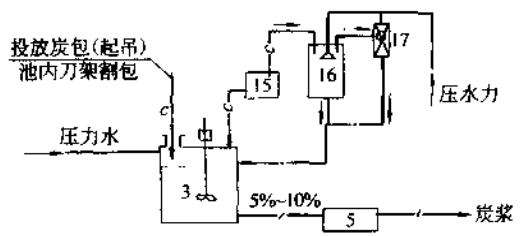
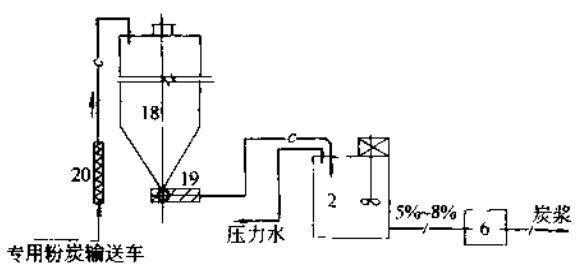
12.2.4.2 设计要点与注意事项

(1) 设计要点：

粉末活性炭投加系统 表 12-29

拆包投料方式		特点与优缺点	投加系统图示	适用情况(供参考)
1. 人工拆包投料	(a)	1. 无吸尘装置，扬尘大，工作环境较差 2. 设备少，投加系统简单，类似于一般的药剂搅拌、投加 3. 劳动强度大		短时、应急性投加。目前较多水厂采用
	(b)	1. 拆包时有吸尘装置，采用吸入式粉尘投加器，卸料器投料；袋式过滤器回收炭粉，搅拌时有扬尘 2. 设备较多，投加系统较复杂 3. 劳动强度稍小		未见水厂应用报导；为相关行业采用的粉尘投加
	(c)	1. 有吸尘装置及袋式过滤器回收炭粉 2. 采用加料斗多次投料，搅拌炭液池可仅用一个，系统布置紧凑，占地较少 3. 劳动强度较低		中、小型水厂，参见第 12.2.4.3 节工程示例(3)、图 12-46

续表

拆包投料方式	特点与优缺点	投加系统图示	适用情况(供参考)
2. 机械起吊投放粉炭包，炭液池上部有割刀自行拆包投料	1. 有吸尘装置，采用淋水过滤器等多次回收炭粉，不扬尘，工作环境良好 2. 劳动强度较轻		大、中型水厂，参见工程实例(1)、图 12-43
3. 散装粉末活性炭由较大型贮炭仓(罐)储存、使用，定期进行补充	1. 有吸尘、回收系统，为封闭式投料搅拌装置；工作环境好 2. 由 PLC 控制投加过程，自动化程度高 3. 粉末炭通过专用车输炭吸入贮炭仓，劳动强度小 4. 设备目前需进口 5. 需有特种粉炭输送车配套		大型水厂，自动化要求较高，参见工程实例(2)、图 12-45

注：1—(炭浆)混合搅拌池；2—封闭式混合搅拌池(引进)；3—吸尘式混合搅拌池；4—搅拌池；5—压力或重力投加；6—压力投加；7—吸入式投料器；8—卸料器；9—加料斗；10—螺杆加料器；11—袋式过滤器；12—吸尘式加炭仓；13—震动加料混合器；14—喷射混合器；15—吸尘风机；16—淋水过滤器；17—喷射吸尘器；18—贮炭(加炭)仓；19—震动加炭器(引进)；20—输炭装置(引进)

1）粉末活性炭常用粒径为200～300目。越细处理效果越好，但不易调制投加与扩散。

2）粉末活性炭的投加点：为充分发挥粉末炭的吸附作用，须与水充分混合，并保证足够的接触时间和避免干扰降低吸附作用。选择合适的粉末活性炭投加点很重要，其要点如下：

① 投加点的初步选择应采用模拟静态选炭试验，模拟实际工艺过程的工艺条件、水力参数，并对结果进行技术经济比较后确定。

② 由于氯和活性炭能相互作用，粉末炭的投加点必须尽可能远离氯和二氧化氯的加注点。通常在投加粉末炭时，不进行预氯化处理。

③ 混凝剂能吸附在活性炭的表面，降低其吸附作用。因此不宜将混凝剂和粉末活性炭同时加到水中。

④ 对于常规的混凝、沉淀、过滤水处理工艺，粉末活性炭的投加点常有以下几种选择：

ⅰ. 加于原水吸水井或进水管：一般情况下，吸水井投加能较充分地发挥粉末活性炭的吸附作用.但存在与后续混凝工艺竞争去除有机物的问题。如吸附与混凝竞争严重，将降低粉末活性炭的作用，造成投加量增加，处理费用增加。通常只有在原水浊度低的情况下（如受有机物污染的井水等），在吸水井投加粉末活性炭的优势才能体现出来。

ⅱ. 混凝前端投加：理论上分析认为投加混凝剂后，在絮凝池中形成的微小絮体尺度发展到与粉末活性炭颗粒尺度相近时的位置，应作为最佳投加点。在该点投加粉末活性炭，既可在一定程度上避免竞争吸附，又可使絮体对粉末活性炭颗粒包裹作用最小，可充分发挥粉末活性炭的吸附效率。根据这个原则，在工程设计中通过计算可确定投加点位置：

ⅰ）采用无机盐类混凝剂时，当原水与混凝剂充分混合后大约经过30s左右，无机盐类混凝剂在水中的水解、缩聚过程可以完成。所以，微小絮体形成阶段应为混凝剂与原水充分混合后，经过40～50s流程长度的位置作为粉末活性炭投加点较为合适。

ⅱ）采用高分子絮凝剂时，一般条件下，原水与高分子絮凝剂充分混合后，经过20～30s流程长度的位置可作为粉末活性炭的投加点。

ⅲ）滤前投加：不存在吸附与混凝竞争问题，应该是粉末活性炭发挥作用的最佳位置。但应注意粉末活性炭进入滤池后，会堵塞滤料层使工作周期显著缩短；此外，粉末活性炭还常有穿透滤层现象。

ⅳ）多点投加：粉末活性炭也可分别在两个不同的投加点投加，以减少粉炭用量，具有经济性。

⑤ 通常粉末炭加入水中后，前30min吸附能力为最大。因此，经常使用粉末炭的水厂，可考虑单独设置接触池，接触时间30min。原有水厂，也可将粉末炭加在原水泵房的水泵吸水口处，利用原水输送管、沉砂池等设施，作为活性炭的吸附设施。

3）粉末炭的加注量：

① 粉末炭的加注量随要求去除有机物的种类、数量的不同而异。最佳加注量应通过试验决定。

② 活性炭的吸附作用随水温变化有很大差异，要求测定不同温度时的最佳加注量，给出不同温度下的最佳吸附等温线进行比较。

③ 通常粉末炭的加注量为5～50mg/L。当遇有特殊情况，作为应急处理时，短期内可达100mg/L。

4）炭液投加浓度：

① 调配浓度：为缩小炭(浆)液池容积，一般采用调配浓度为5%～8%。使用量大时可提高到10%。

浓度过高、易造成投加系统与输液管道堵塞，如提高输液流速过高亦易造成磨损。对于使用量少的水厂，可将调配浓度降到3%～5%。

② 投加浓度：为使炭液快速扩散，与水体充分混合，可采用压力水稀释强制扩散，降低投加浓度。据运行实践表明降低投加浓度，可提高活性炭吸附净水效果。当投加浓度由3%降到0.3%时，水中COD的去除率可提高3%～5%；按运行经验扩散水量倍数为6～10。

扩散方式可参照各种药剂的投加扩散，如穿孔扩散短管，扩散锥等。

5) 粉末炭仓库：

① 活性炭是一种能导电的可燃物质，贮藏仓库应采用耐火材料砌筑，设有防火消防措施。

② 粉末炭在搬运中会飞扬于空气中，因此，位于贮藏室内的电器设备须加设防护罩，并采取防爆设施。

③ 粉末炭易粘附在人的皮肤和衣物上，故要求设置淋浴室。

④ 活性炭长期存放，效率会下降，购入炭要先到先用，做好标识，设计时应注意周转布置。

(2) 投加系统计算：

粉末活性炭投加系统的计算与混凝剂投加系统计算相似。由于粉末活性炭投加系统中溶解池与溶液池合并为炭浆池，故其容积可按溶液池的计算方法确定。此外，加炭系统输送的管道，由于炭浆浓度较高，其水头损失有别于一般混凝剂的输送。

粉炭浆液与水厂排泥系统中带有胶粘性的泥浆液不同，属分散性悬浮固体浆液，尚缺准确计算公式，暂可参照高浊度水计算公式选用。其水力计算的简化公式为

$$J_m = 1.15\gamma_m J_0 \tag{12-18}$$

式中 J_m——浆液水力坡降；

J_0——清水水力坡降；

γ_m——浆液密度，浆液密度可按计算式为

$$\gamma_m = \frac{\gamma_c C + \gamma_0 (1-C)}{100} \tag{12-19}$$

其中 γ_c——活性炭密度约为2～2.2g/cm³；

γ_0——水的密度为1g/cm³；

C——浆液浓度。

(3) 应用粉末活性炭时应予注意：

1) 以干法或浓炭浆投加的加注量难以控制准确，使用期间要加强投加设备的计量、检修保养工作。并设置出厂水连续检测装置。

2) 对于必须设置预加氯的水厂，尽管粉炭投加和氯投加之间有一定的距离，但二者之间总有一定影响，预加氯的加氯量将要适当增加。

3) 如原水异臭强烈，单独用粉末炭不能达到目的时，还应进行粒状活性炭或进行臭氧化处理。

12.2.4.3 工程实例

(1) 哈尔滨市某水厂：哈尔滨市某水厂采用池内割包投料投加系统。该系统主要由带搅拌装置的炭液池，粉尘抽吸与洗涤回收装置、加注泵计量设备及管路系统等三部分组成。

1) 炭液的调配：

① 为防止拆包投加粉末活性炭时产生粉末飞扬，需采用负压投料。投料前先启动风机，使炭浆池内水面以上空间形成负压。从投料口投加粉炭时，扬起的活性炭粉尘经池内上沿被吸入粉尘洗涤装置。同时打开洗涤塔进水阀门，洗涤后的废气可再经喷射淋洗排放大气，洗涤后的炭液回流到炭浆池中，将粉末炭回收。洗涤水水压 $P \geqslant 0.1$MPa，淋水密度 30m³/(m²·h)。

② 投料前先在炭浆池内灌水 1/2～1/3。用人工搬运或起重设备起吊粉末活性炭袋包，从投料口投放入炭浆池内的刀架上，架上的割刀自行割包卸料。启动搅拌机械连续搅成均匀浓浆，然后加水稀释继续搅拌，达到要求投加浓度的炭液备用。炭浆浓度采用 8%～10%。

③ 炭浆沉淀速度很快，所以投加炭浆同时，需要不间断搅拌。炭浆池设 2 座，供交替使用。

2）投加系统与布置要点：投加系统的布置示意，见图 12-43。

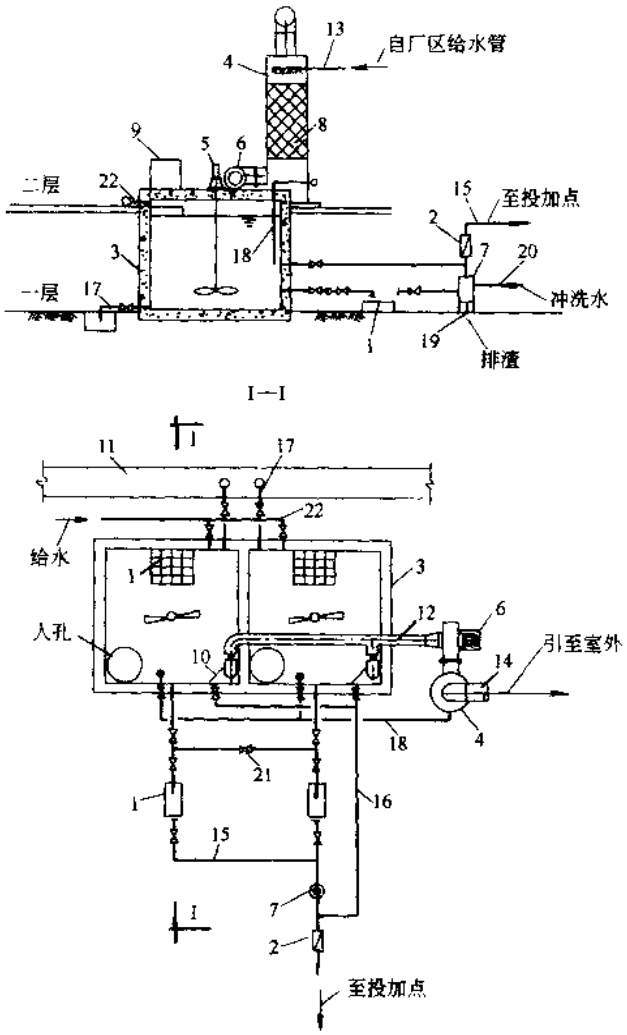


图 12-43　某水厂粉末活性炭投加系统布置

1—螺杆泵；2—电磁流量计；3—炭浆池；4—粉尘洗涤塔；5—搅拌机；6—风机；7—过滤器；8—填料；9—投料口；10—挡风板；11—地沟；12—吸风管；13—洗涤水管；14—排风管；15—出液管；16—回流管；17—放空管；18—回水管；19—过滤器放空管；20—反冲洗水管；21—阀门；22—自来水管

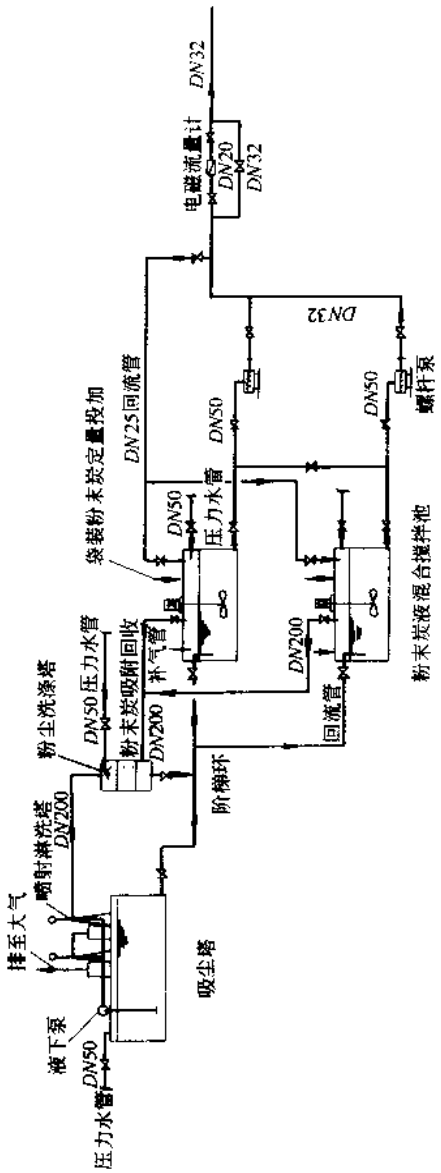


图 12-44 粉末活性炭投加系统

① 投料口尺寸、风机型号和洗涤塔规格等均取决于编织袋大小，我国生产的粉末活性炭每袋均为25kg，故投料口尺寸为0.75m×0.6m，风机型号66-46-4C，洗涤塔直径1m，型号为FC-Ⅰ型粉尘吸附处理装置，填料层厚2m。

② 防止编织袋碎片堵塞管道和仪表，在管道上设置过滤器，滤网为10目不锈钢网，过滤器上有压力水反冲洗管道和排污管道。

③ 为减少炭浆对设备的磨损，采用螺杆泵，出水口处设回流管，用控制回流管闸门的方法来控制炭浆投加流量，用电磁流量计测定流量，螺杆泵流量Q为0.3～1.13m³/h，压力P为0.28MPa。

④ 为防止腐蚀，投料口、搅拌器、管道和闸门等，采用不锈钢、木材和塑料管材料。

图12-44为该投加粉炭的系统，此投加系统设备较多，但具有炭粉回收率高、排出气体含炭尘少、周围与工作环境良好的优点。

(2) 昆明市某水厂：图12-45所示为昆明某水厂引进的贮仓式粉末炭投加系统加炭间布置。

主要设备和设计参数如下：

1) 设备型号：ZCD400 DDMVF80 SCF ABI=6m

① 粉末活性炭设计输送能力：483～2392L/h。

② 粉末活性炭设计投加范围：0～30mg/L。

③ 粉末活性炭投加设备包括：

ⅰ. 3组直径为2.9m，高为10m的粉炭贮炭仓(罐)，每组储藏量为10t。

ⅱ. 3组可计量螺旋输送装置。

ⅲ. 3组粉炭调配罐(池)，直径为2.8m，高为2.5m。

ⅳ. 3组粉炭溶液投加计量泵，每组8台，共24台。

2) 控制方式：

① 人工设定粉炭的投加量和投加浓度。通过PLC控制可计量螺旋输送器，调节粉炭的输送量，同时控制水量，以便按照设定浓度进行溶液配置。配置好的粉炭溶液，经计量泵计量投加。螺旋输送器的转速可调，每一转速下对粉炭的输送量恒定。

② 粉末活性炭通过负压，吸入粉炭贮炭罐。

③ 投加点：投加于絮凝剂后，絮凝池入口处。

(3) 上海市浦东某水厂：水厂规模为35000m³/d，粉末活性炭投加量按20mg/L设计。投加系统与主要设备布置见表12-29中1.(c)图和图12-46。

1) 投料与调节：在工作平台上人工拆包，向投料仓1的加料口倒入粉末炭，投料仓上部设有负压吸尘装置，免除了粉尘的扬起。被吸粉尘由袋式过滤器4及空压机吸入，扬尘定时回馈进入投料仓。投料仓下部设有粉位计，可测仓内炭粉高度，并设报警装置，及时通知补充。料仓底部为可调螺杆出料器3，便于调节粉炭的投加量；螺杆上设有挡板，使炭粉的投加高度相对稳定；同时料仓外还设有振动器连续振颤，使炭粉能连续重力地下落投加。由电磁阀6与流量计15定流量供给压力水，在混合T管5中初次定量混合，使达到浓度3%，随后进入搅拌池8。投料仓体积为每班的粉末炭用量，每班工人只需操作一次。

2) 搅拌调配炭液池：池内设搅拌机械、液位计。其特点是间隙、多次地调配补充，连续投加炭液。所以池容积较常规的小，且可不必另设池子交替使用，池体容积由调配次数定。

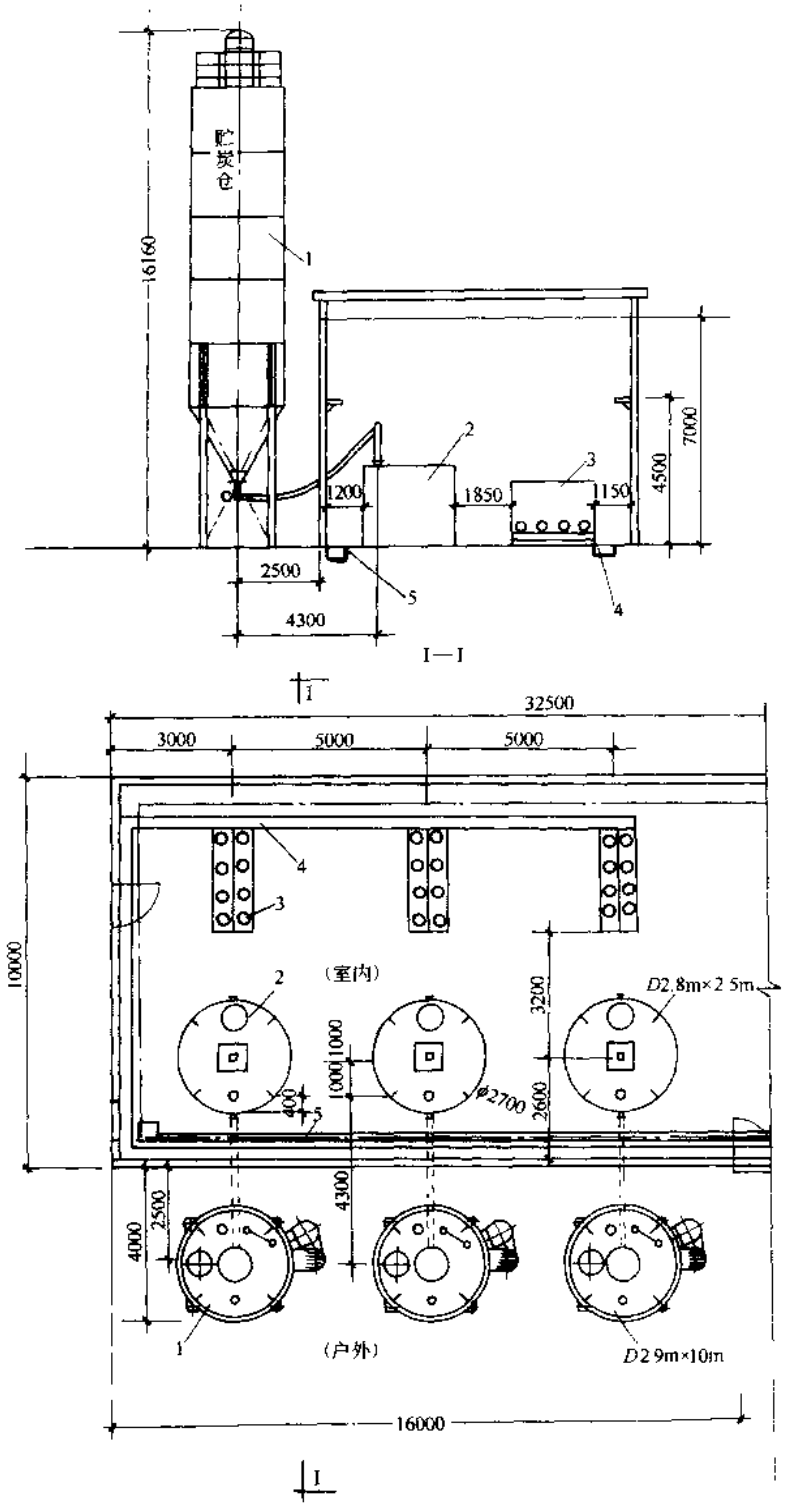


图 12-45 PAC 贮仓式加炭间布置

1—贮炭仓；2—PAC 炭液池；3—加注泵与切换阀门框架；4—炭液管槽；5—排水管槽

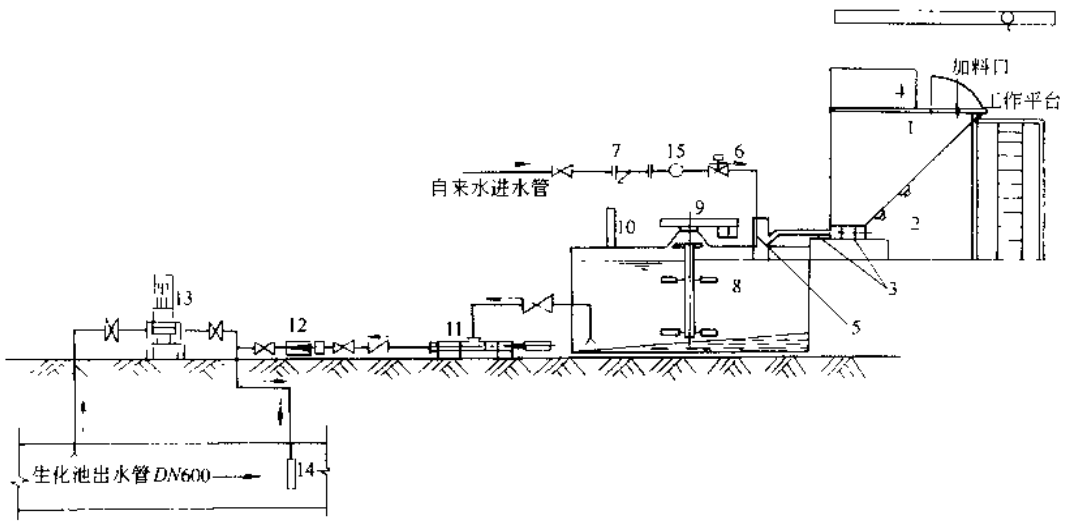


图 12-46　粉末活性炭投加装置布置

1　投料仓；2—粉位计；3—可调螺杆出料器；4—布袋脉冲过滤器及空压机；5—混合 T 管；6 -电磁阀；7—Y 型过滤器；8—炭液调配搅拌池；9　搅拌机；10—液位计；11—螺杆加注泵；12—电磁流量计；13—加压水泵；14- 强制扩散器；15—流量计

3）加注：采用 1 台螺杆加注泵 11，以免堵塞，流量 Q 为 0.5～1.5m³/h，扬程 H 为 0.4MPa。

4）增压混合与扩散：因受水厂场地所限，加炭液管道较长，为达到最好的投加与扩散效果、设置了加压混合泵 13（流量 Q 为 6.3m³/h，扬程 H 为 0.32MPa）。炭液经加压水再次扩散稀释后，达到 0.3%投加浓度。

投加点为水厂生物氧化预处理后的 DN 600 出水总管上。加注点处还设有直径为 40mm，长为 400mm 的强制扩散器。

5）监测与控制：针对小型水厂的应用特点，本投加系统采用人工适量储备、在线自动间歇定量配制、连续定量投加的自动控制方式；该自动控制方式通过 PLC 程序实现，主要通过调配水池的液位以及储料仓料位的反馈，实现各设备之间的联锁控制，同时可以扩展为根据原水流量进行比例调节或有机物在线仪表进行复合环路的控制。

12.2.5　颗粒活性炭滤池

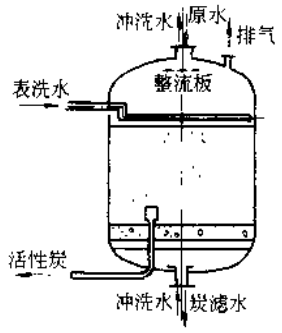
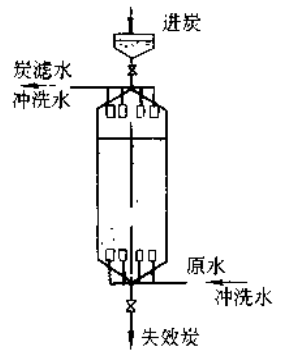
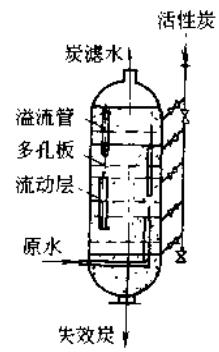
12.2.5.1　滤床型式与比较

水处理的颗粒活性炭滤床可分为固定式、移动式和流动式，各自的特点见表 12-30。目前使用最为普遍的是固定床，即常称的活性炭滤池（根据活性炭的作用又称颗粒活性炭吸附池）。

12.2.5.2　固定床设计要点

（1）炭滤池型式与设计：炭滤池型式的选择，应根据处理规模及水厂的运行条件，经技术经济比较后确定。分有重力式和压力式；圆形或矩形等。一般当处理规模小时，可仿照普通压力滤池或无阀滤池；当处理规模大时，可仿照普通快滤池、虹吸滤池、双阀滤池等，与普通滤池不同之处主要是滤料采用颗料活性炭，固定床炭滤池的设计类似普通滤池（详见第 8 章滤池），设计参数见第 12.2.5.3 节。

颗粒活性炭滤床型式与比较 **表 12-30**

方式	要点	优缺点	图示
固定床	1. 在需要长期作深度处理的情况下使用 2. 通常在砂滤后以粒状活性炭填充的吸附塔或滤床过滤吸附 3. 通水方式：升流式或降流式，压力式或重力式 4. 当在普通滤池砂滤料上增加活性炭层时，需加高滤池池壁及减小反冲洗强度(此时应采用表面冲洗或空气冲洗以免粘泥成块堵塞滤层)	1. 运转稳定，管理方便，出水水质良好 2. 活性炭再生后可循环使用 3. 活性炭在固定床中吸附容量的利用较低 4. 需定期投炭、整池排炭 5. 基建、设备投资较高	
移动床	1. 长期运行的深度处理装置 2. 水在加压状态下，由底部升流式通过炭层过滤吸附，冲洗废水及滤过水均由上部流出 3. 新活性炭由上部间歇或连续投加，失效炭借重力由底部间歇或连续排出 4. 直径较大的吸附塔进出水系统采用井筒式筛网，上部由集水管连接收集出水，防炭粒流失。下部由布水管连接，均匀进水 5. 可以填充床或膨胀床二种方式运行	1. 运转稳定、管理方便、出水水质良好 2. 底部排出的失效炭可达到完全饱和，最大限度利用了炭的吸附容量 3. 间歇或连续投炭、排炭，减少再生设备容量 4. 基建及设备投资较高 5. 建筑面积较小 6. 井筒式筛网破裂时将产生跑炭	
流动床	1. 长期运行的深度净化装置 2. 水由底部升流式通过炭床、炭由上部向下移动 3. 水流与流化状态的活性炭在逆流接触吸附 4. 可采用一级或多级床层	1. 炭床不需冲洗 2. 最大限度利用了炭的吸附容量 3. 间歇或连续投炭、排炭，减少再生设备容量 4. 占地面积较小 5. 要求炭粒均匀，否则易引起粒度分级	

(2) 颗粒活性炭颗粒粒径及规格的选用：《颗粒活性炭吸附池水处理设计规程》(CECS124:2001)对水处理用活性炭规格特性已作出规定。当采用定型颗粒活性炭时，柱径为 1.5mm，柱长度为 1.0～2.5mm，柱长度分布见表 12-25；如果用不规则形颗粒活性炭时，粒度见表 12-26。

(3) 炭滤池的通水方式：

1）炭滤池的通水方式可为升流式，也可为降流式。在选取通水方式时应考虑原水水质、构筑物的衔接方式、排水要求、当地运行管理经验等因素，结合工程地形条件，通过技术经济比较后确定。

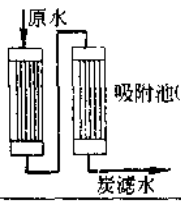
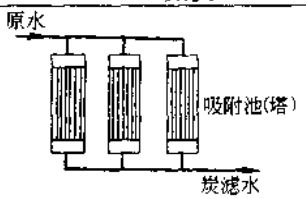
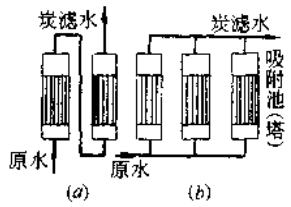
① 采用普通快滤池、双阀滤池形式的炭滤池通常均为降流式通水。

② 如原水中有机物含量多，有可能产生粘液堵塞炭层，升流式较为有利。采用升流式时，处理后水在池面，为防人为污染，需设防污染措施。

③ 如采用虹吸滤池及虹吸炭滤池，在工艺流程中可能重力排水无法实现时，改为升流式有可能提高冲洗排水水位，满足系统中重力排水条件。

2）各滤池间可以采用并联运行，也可采用串联运行。各种通水方式示意见表 12-31。

固定床吸附装置通水方式分类　　表 12-31

方式		概要	图示
降流	串联	1. 单池或多池直列布置 2. 单池适用于被吸附物浓度较低的场合 3. 多池适用于被吸附物浓度较高的场合 4. 为充分发挥活性炭吸附容量，可在运行一段时间后改变串联程序	
	并联	用于被吸附物浓度较低而处理水量较大场合	
升流	串联或并联	1. 单池或多池，串联(a)或并联(b)布置，适用条件同降流式 2. 运转中要注意流速的控制和防止活性炭流失	

(4) 炭滤池进水浊度要求：一般炭滤池进水浊度应小于 3NTU。

(5) 炭滤池的期终过滤水头：期终过滤水头与进水浊度、过滤速度和冲洗周期有关。因炭滤池进水浊度<3NTU，一般 3～6d 冲洗一次，考虑在工艺流程系统中不致于因增加了炭滤池而使系统抬高太多或增加提升设备，一般可按 0.6m 设计。

(6) 炭滤池的使用周期：炭滤池中活性炭从开始使用至需要再生的时间称为使用周期，由处理后出水水质是否超过预定目标值确定，取决于水中有机物的成分和含量。

1）当原水中有机物的主要成分是可吸附但非生物降解物质时，由于生物活动难以发挥作用，活性炭的使用周期根据有机物含量的不同，一般约为 4～6 个月，甚至更短。

2）当水中有机物是可生物降解或经臭氧化转化为可生物降解时，与臭氧联用的炭滤池中的活性炭使用周期，则可达 2～3a，甚至更长。

12.2.5.3 设计参数

(1) 主要设计参数：接触时间、滤层厚度与滤速是炭滤池设计的主要参数，必须在设计前对处理水通过现场试验，并经技术经济比较决定。

1) 接触时间：

① 活性炭层的接触时间与处理水质有关。原水中有机物浓度高，接触时间越长活性炭的吸附效果越好。但接触时间增加，滤池面积或炭层厚度相应增加，带来工程投资高、运行费用高等问题。

② 为保证出水水质，空床接触时间应不少于7.5min，一般采用10～15min较多。

2) 滤速：影响炭滤池滤速的因素有：活性炭的吸附能力、滤层厚度、水中有机物数量和种类、出厂水的水质要求等。采用固定床时，一般采用空床流速为8～20m/h。目前移动床用得还较少，设计滤速可参考采用12～22m/h；当移动床炭颗粒为8×30目时，滤速应小于15m/h。

3) 滤层厚度：

① 活性炭滤层越厚，相同滤速时，去除效果越好；但运行成本与投资也越大。炭层厚度取决于原水性质(主要是有机物种类、数量)、滤速、活性炭质量、冲洗方法等。

② 固定床滤池炭层厚度，一般为1.0～2.5m；流动床活性炭滤池炭层厚度为1.0～1.5m。

③ 设计中还可采用单位体积活性炭层能处理水量的SV值，来核算炭滤池的炭层厚度。

4) 承托层厚度：承托层宜采用分层级配。以5层承托层为例，其粒径级配排列由下至上为8～16mm，厚为50mm；4～8mm，厚为50mm；2～4mm，厚为50mm；4～8mm，厚为50mm；8～16mm，厚为50mm。

(2) 炭滤池面积及个数：计算方法同普通砂滤池，见第9章。

(3) 炭滤池总高度：炭滤池总高度由计算式求得：

$$H_{总}=h_1+h_2+H+h_3+h_4 \tag{12-20}$$

式中 $H_{总}$——吸附滤池的总高度(m)；

h_1——配水系统高度(m)；

h_2——承托垫层厚度(m)，取决于配水方式；

H——炭滤层厚度(m)；

h_3——炭滤层上水深(m)一般取1.5～2m；

h_4——保护高度(m)，取0.2～0.3m。

(4) 配水系统：

1) 炭吸附池宜采用小阻力配水系统，配水孔眼面积与炭吸附池面积之比可采用1%～1.5%。

2) 目前小阻力配水系统的单池面积已达180m^2。

(5) 炭滤池的冲洗与冲洗排水槽高度：

1) 考虑炭的吸附能力不因为使用滤后水而降低，冲洗水应尽量使用炭滤水，为此，将增加设备、工程与投资。如冲洗水采用滤后水时，必须控制滤后水浊度<3NTU。

除用水反冲洗外，进水浊度较高时还可采用增加表面冲洗，有条件的水厂亦可采用气水反冲洗。

2) 冲洗强度、冲洗历时与膨胀率：

① 常温下经常性冲洗时，冲洗强度为11～13L/(m^2·s)，历时8～12min，膨胀率为15%～20%；

② 定期大流量冲洗时，冲洗强度为 15～18L/(m^2 · s)，历时 8～12min，膨胀率为 25%～35%；

③ 反冲洗强度与水温有关：以水温 13℃计，8～30 目(粒径 2.38～0.59mm)粒径、为 11.6 L/(m^2 · s)；12～40 目(粒径 1.68～0.42mm)粒径、为 8.2 L/(m^2 · s)。

若水温与 13℃相差较大，需考虑水的粘滞性对冲洗的影响，对上述值进行修正(冬季水的粘滞系数大，反冲洗时炭的膨胀系数也相应变大)。

④ 当采用表面冲洗时，固定床表面冲洗的主要参数：

ⅰ. 表面冲洗压力：0.15～0.2MPa。

ⅱ. 表面冲洗强度：1.7～2.0 L/(m^2 · s)。

ⅲ. 表面冲洗时间：2～3min。

⑤当采用流动床时冲洗膨胀率为 10%。

3) 反冲洗水头：

① 当炭滤池采用虹吸滤池或无阀滤池等小阻力配水形式时，常采用重力冲洗，重力冲洗要有足够的水头，一般≥0.6m。

② 当炭滤池为大阻力配水系统时，反冲洗水头需经计算确定(同普通快滤池计算)。

4) 冲洗周期：反冲洗周期应视出水水质及滤床水头而定。

① 当炭滤池单独使用时，在进水浊度极低的情况下，两次反冲洗时间间隔可在数周以上。当炭滤池与臭氧联用时，频繁的反冲洗有可能使生物膜难以形成。

② 当炭吸附池进水浊度小于 3NTU 时，一般经常性反冲洗的冲洗周期为 3～6d 冲洗一次。

5) 冲洗排水槽：

① 炭滤池排水槽顶面和活性炭层表面之间的距离 h(m)由式(12-21)来决定：

$$h=eH+0.5(\mathrm{m}) \tag{12-21}$$

式中　H　　粒状炭层厚度(m)；

e　一炭粒冲洗时的膨胀率(%)。

② 排水槽槽数与尺寸计算同普通快砂滤池。

③ 美国《水处理厂设计》(1997)对炭滤池排水槽顶面至活性炭层表面的距离建议为

$$h=(0.75\sim1.0)H+P \tag{12-22}$$

式中　P　－排水槽高度(m)。

排水槽中心的间距采用 1.5～2.0h。

6) 支承系统：

① 颗粒活性炭可以直接放置于砾石支承层上。底部集配水系统的布置与普通快滤池相同，根据采用的冲洗方式选择相应的集配水系统。当采用气水冲洗时，可采用长柄滤头或三角形内孔两次配水(气)滤砖(见第 9.2 节)。

② 美国《水处理厂设计》(1997)介绍了楔形条筛配水系统，见图 12-47，适用于用水反冲。

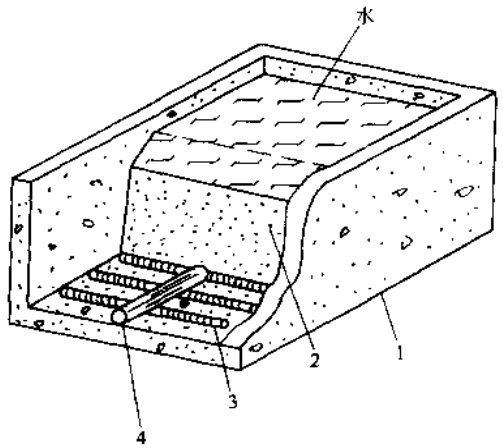


图 12-47　楔形条筛配水系统

1—混凝土滤池；2—颗粒活性炭；3—不锈钢楔形条筛滤水支管；4—不锈钢集水管

12.2.5.4 炭滤池的运行与防腐

(1) 运行前的准备：新购入或经再生处理过的粒状炭刚放入滤池中，不能立即投入运行，应先用出厂水做充分浸渍，并作数次反冲洗后再使用。其目的是去除炭粒中的杂物，将炭粒孔隙中的空气置换出来，确保吸附能力的充分发挥。经长期保存后重新使用的炭亦应如此处理。

(2) 防止炭粒滤料的流失：

1) 为防止在使用和反冲洗过程中炭粒的流失，必须对反冲洗操作方法严格控制。反冲洗开始时，闸门的开启速度不能太快，应缓慢进行，从开始开启至全开需多少时间，要通过实际运行来决定。

2) 反冲洗阀门的开启控制建议如下：

① 表面冲洗阀：全开启 3min(当有表面冲洗时)。

② 底部反冲洗阀：反冲洗前半段：开启 1/2，3min；反冲洗后半段：全开启，7min。

③ 反冲洗强度和表面冲洗强度要相互配合，避免同时将阀门开至最大，造成炭粒流失。

(3) 及时更新和再生活性炭：

1) 必须对活性炭的吸附能力作经常、定期的测定。对于每一批新炭更应做各项测定，以核查产品规格性能是否符合规定。活性炭的吸附能力主要是测定碘值和亚甲兰值指标。当碘值小于 600mg/g、亚甲兰值小于 85mg/g 时，即被认定为失效，必须更换新炭，否则将影响出水水质。见表 12-32。

2) 活性炭的再生周期取决于吸附前水质和活性炭商品质量。一般在新炭使用后 1～1.5a即定期取出再生，再生后的炭规格及吸附特性必须达到表 12-33 性能要求。

(4) 防腐问题：

1) 由于炭和铁具有较大的电位差，因此湿炭与铁接触处会形成严重的电化学腐蚀，所以必须对钢制活性炭滤池内壁及炭滤池中的钢和铸铁配件(排水槽、反冲洗管及支撑架、进出水闸门等)进行严格的防腐处理。

2) 钢和铸铁配件的腐蚀分为两类。一是表面锈蚀；二是局部锈蚀即局部深坑。局部锈蚀的危险性比表面锈蚀大，一旦发现要立即进行修理或更换。

3) 为延长炭滤池的使用寿命，减少维修量，可采用下面一些措施：钢制的支撑件用钢筋混凝土构件代替；钢和铸铁配件外部用环氧树脂衬涂；用不锈钢或其他耐腐蚀材料制作炭滤池中的配件。

12.2.5.5 工程实例

粒状活性炭滤池(吸附塔)的工程实例：目前国内大多数水厂的活性炭吸附池采用降流式固定床(包括虹吸滤池型、普通快滤池型和重力式无阀滤池型)，个别也有采用升流式压力滤池和升流式移动床吸附塔形式。

(1) 虹吸滤池型活性炭滤池：

1) 北京某水厂活性炭滤池：其布置见图 12-48；主要设计参数与要点如下：

① 设计规模 $2m^3/s$，分成 4 组。每组处理水量为 $0.5m^3/s$。每组为 6 格，每格面积为 $33m^2$，池高为 5.4m(包括虹吸进水井总高 6.0m)。

② 原水经混凝、沉淀、砂滤处理后，进入活性炭滤池的进水浊度低于 2 度。炭滤池反冲洗周期为 7～10d。

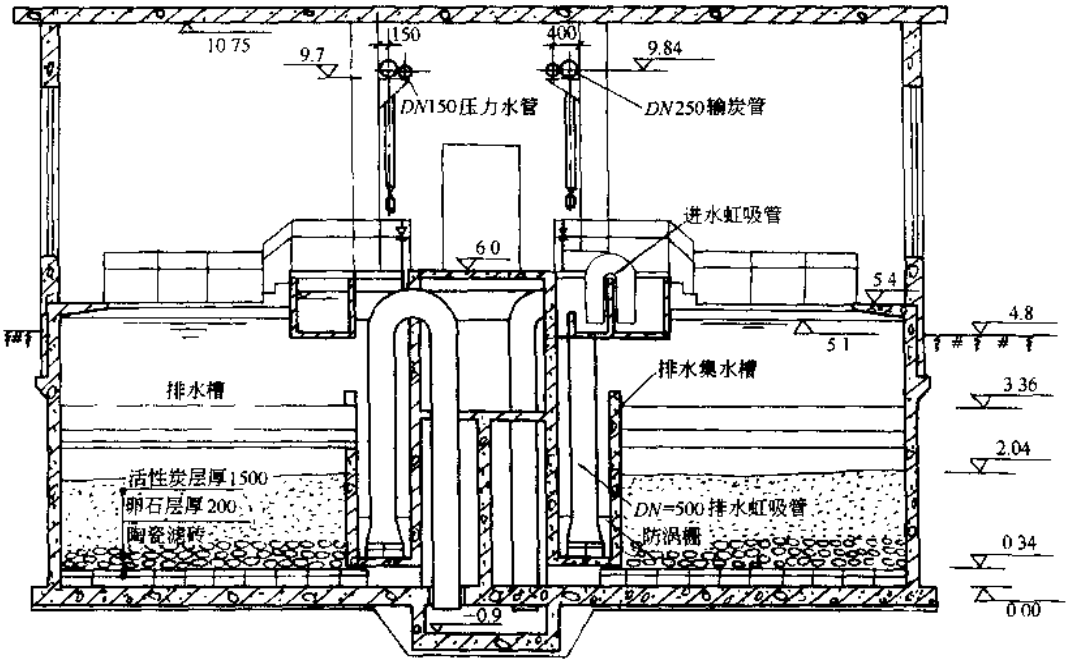


图 12-48　北京某水厂活性炭滤池剖面

单纯用活性炭吸附处理、炭滤池的再生周期为 4 个月；当与臭氧联用后，活性炭再生周期有所延长(由于水源改变，水质较好，现臭氧处理已停用)。

③ 滤床：滤料采用太原新华化工厂生产的 ZJ15 型活性炭(8 号炭)，厚度为 1500mm。

承托层：200mm 卵石层，粒度组成分为 4 层：自上而下 2～4、4～8、8～16、16～32mm，每层厚度为 50mm。

④ 滤速：10 m/h；过滤、吸附时间：9 min。

⑤ 过滤水头：0.7 m(可在 0.6～1.15m 范围内调节)。

⑥ 反冲洗：

ⅰ. 反冲强度：11 L/(m² · s)[按 17 L/(m² · s)校核]。

ⅱ. 反冲水头：0.7 m(调节范围：1.14～0.59 m)。

ⅲ. 膨胀率：20%(按 40%校核)。

⑦ 配水系统：采用双层陶瓷滤砖，其开孔比上层为 1.12%，下层为 1.68%。当冲洗强度为 11L/(m² · s)时，包括滤料及承托层的水头损失为 0.7m；当冲洗强度为 17L/(m² · s)，水头损失为 1.08m。陶瓷滤砖属于小阻力配水系统，布水均匀，特别是具有能防止活性炭电化学腐蚀等优点。

滤砖安装时，滤砖应排列整齐，间隙均匀，表面平整。

⑧ 虹吸系统：由于炭滤池的进水虹吸抽气管太短，无法形成虹吸，再则炭滤池冲洗周期较长，因此炭滤池只设强制虹吸系统，手动操作，不另考虑自动形成虹吸。

每组滤池设 1 套强制虹吸系统，每格的进水虹吸与排水虹吸抽气管都分别接在强制虹吸联络管上。在进水虹吸与排水虹吸的抽气管和破坏管上均设 1 个闸门。

⑨ 防腐：为防止因钢筋出现裂缝而对钢筋产生电化学腐蚀，在滤床四周池壁做 3 层环

氧树脂、2 层玻璃布衬里防护处理，高度从池底以上约 3.66m。反冲洗时，为防止因池壁光滑造成短路，在外层环氧树脂粘 1～2mm 粒径的砂，高度至配水滤砖以上 1.7m(支承层和炭滤层高度)。

冲洗排水槽用钢板制，内外涂"饮水容器内壁环氧涂料"两道，水中其他钢件均按此法防腐。

2) 昆明市某水厂：共设重力式虹吸滤池型活性炭滤池 3 座，每座规模为 10 万 m^3/d。其布置见图 12-49。滤池设计参数与要点如下：

① 设计滤速为 10m/h，强制滤速为 12m/h；每座滤池分设 12 格、每格面积为 $36.4m^2$。

② 活性炭层厚度为 1.8m；采用山西太原新华化工厂与宁夏白银活性炭厂产的柱状颗粒活性炭，粒径为 1.5mm，长度为 2.0mm，碘值＞900mg/g，比表面积＞$900m^2/g$，亚甲蓝值＞150mg/g。

③ 支承层厚度 200mm，分 4 层，每层厚度 50mm，自上而下由砾石组成，粒径为2～4、4～8、8～16、16～25mm。

④ 配水采用孔板网小阻力配水。

⑤ 炭滤池高度为 6.8m(包括虹吸进水槽，总高为 7.2m)。

⑥ 颗粒活性炭设计使用周期为 3a，不进行再生，直接更换。该厂臭氧-活性炭工艺于 1997 年 5 月投入运行，目前活性炭运行时间已 4a 半，现正分批更换新炭。

(2) 普通滤池型活性炭滤池：图 12-50 为上海浦东某水厂的普通滤池型活性炭滤池布置。活性炭滤池规模为 $10000m^3/d$。主要设计参数与要点如下：

1) 炭滤池分成 4 格，每格面积为 $16m^2$。

4 格滤池呈双排布置，中间管廊，总尺寸长×宽为 13.57m×14.8m。

2) 滤速为：6.5m/h；与炭床的接触时间为 15min。

3) 活性炭滤料：采用山西大同的颗粒活性炭，粒径为 0.5～0.7mm，碘值≥1000mg/g，亚甲兰值≥120mg/g，堆积密度为 0.45～0.5g/L，比表面积≥$1050m^2/g$，灰分≤10%。

炭滤层高度：采用 1.5m。滤池总高为 4.65m。

4) 配水系统：为小阻力长柄滤头配水、配气，气水反冲洗。

5) 反冲洗：

① 冲洗周期：5～7d。

② 气水反冲洗强度：水 25 $m^3/(m^2 \cdot h)$，气 55 $m^3/(m^2 \cdot h)$。

③ 冲洗采用活性炭滤池出水、潜水泵反冲。每台水泵流量 $400m^3/h$，扬程 18m，共设 3 台水泵。

6) 每格滤池设 5 个阀门：进水、水冲、气冲、排水等 4 个采用电动蝶阀；清水出水阀门采用电动闸阀。

7) 过滤方式采用恒水位过滤，由清水闸阀自动控制。

8) 期终水头损失：采用 2.2m。

(3) 移动床活性炭吸附塔：西北某工程采用颗粒活性炭移动床吸附处理，规模为 3 万 m^3/d，其构造及尺寸见图 12-51。

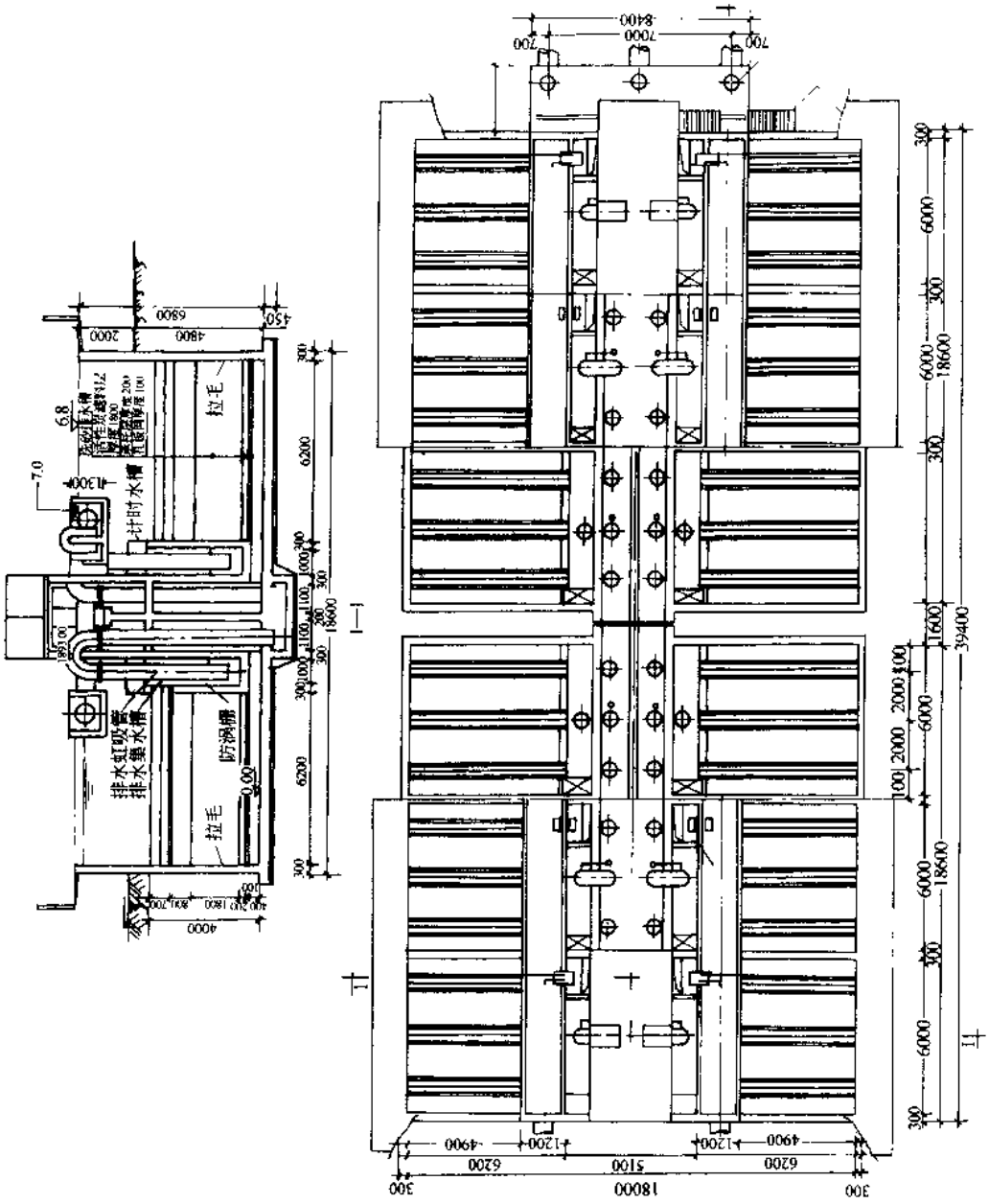


图 12-49　昆明市某水厂活性炭滤池

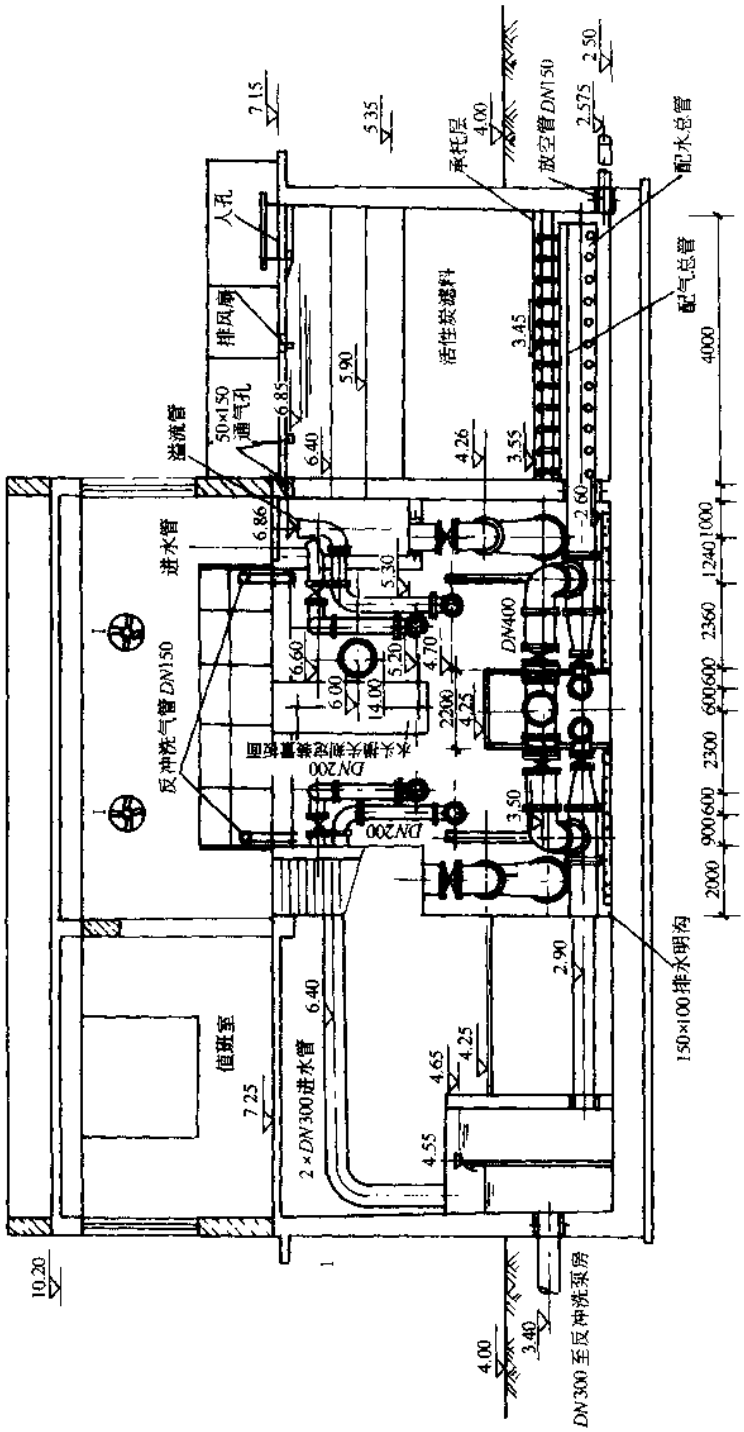


图 12-50 活性炭快滤池剖面

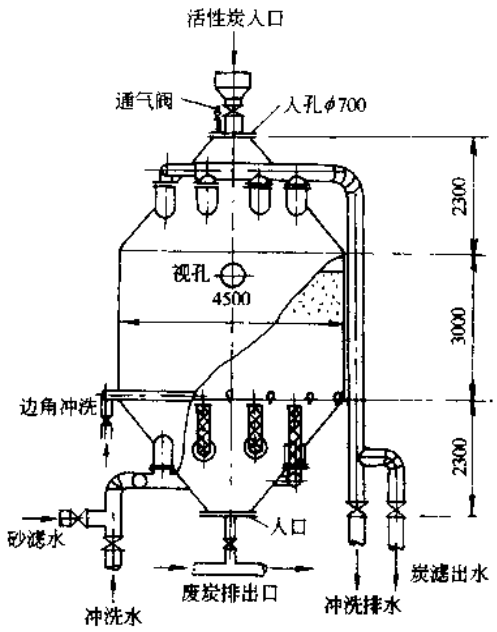


图 12-51　逆流吸附塔

1）主要设计参数与要点如下：

① 共设活性炭吸附塔 6 座，为升流式，每塔处理能力为 5000m³/d，工作滤速为 13.4m/h，接触时间为 12.6min。

当其中 1 座冲洗或事故时，每塔产水为 6000m³/d，滤速为 16.1m/h。

② 每塔装炭约 30 t。

③ 反冲洗流速为 27～30m³/(m²·h)。

④ 活性炭吸附塔的进水及反冲洗进水均由下部环形管通过 8 个直径为 150mm、长度为 500mm 的不锈钢滤头配水，出水及反冲洗排水由上部环形管通过相同规格的 8 个滤头排出，滤头外包不锈钢丝网，塔身锥角处设 φ50mm 环形边角冲洗管，并均匀设置 16 个 φ15mm 不锈钢喷嘴。

⑤ 塔下部设饱和炭排出口，排炭口下接水射器，由压力水将废炭送至废炭贮存脱水罐。

⑥ 塔顶设直径为 600mm、高为 500mm 进炭斗，补充炭由此加入，而输送炭的水可经斗内筛网由溢水管排除，进炭斗旁有 φ32 安全通气阀，以防炭塔内在排水时因真空而受到损坏，并及时排除在装炭时带入塔内的空气。

⑦ 在吸附塔中央装置仪表盘，随时反映各塔的压力、压差及流量情况。

2）运行情况：该装置运转多年，炭经十余次再生，情况良好。其优点在于进水与活性炭呈逆流状态吸附，炭的吸附潜力得以充分发挥。进入塔的炭粒由于连续吸附使其密度逐渐增大，密度大的饱和炭借助重力在反冲洗过程中下降。由此，塔内的炭粒分布按密度由重到轻、由下而上自然保持其相应位置，而不会导致新炭和废炭因反冲洗而混杂在一起。

12.2.6　颗粒活性炭的再生

活性炭失去吸附能力后，需恢复其活性再循环使用，以确保吸附净水效果和节约活性炭与运行费用、降低制水成本，对于供水量较大时更为需要。再生过程的损耗与再生方式与设备有关，见表 12-34，一般<15%。

(1) 失效态指标、再生炭规格与吸附性能：

1）当活性炭的吸附能力不能满足出水水质要求时，一般采用测碘值和亚甲兰值指标以判别炭是否失效，见表 12-32。

失效炭指标①　　表 12-32

测定项目	表层(mg/g)	中层(mg/g)	底层(mg/g)
碘吸附值(mg/g)	≤600	≤610	≤620
亚甲兰吸附值(mg/g)	≤85	—	≤90

① 指降流式炭层。

2）活性炭吸附能力失效后，利用再生办法将被吸附物质除去，恢复活性炭的吸附功能，其吸附特性等指标见表 12-33。

再生后炭规格及吸附特性　　表 12-33

规格及吸附性能	碘值 (mg/g)	亚甲兰 (mg/g)	强度 (%)	水分 (%)	粒度占有(%)			
					mm	mm	mm	mm
					>2.75	1.5～2.75	1～1.5	<1
	≥750	≥100	>80	<5	<0.5	>89	<9	<1.5

（2）颗粒炭的吸附、再生循环系统：

1）使用活性炭的水厂可自建再生系统，亦可将失效活性炭送往活性炭制造厂再生。由制造厂再生的优点是水厂运行管理简便，可节省场地与设备，尤其是水量较大水厂；但其缺点是炭在装卸及运输过程中有损耗。

2）颗粒活性炭吸附、再生循环系统，见图 12-52。水处理用粒状炭的再生一般用高温加热法，再生过程大致分三个阶段：

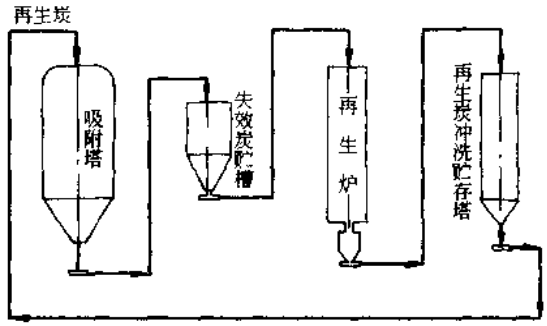


图 12-52　颗粒活性炭吸附、再生循环系统

① 第一阶段：活性炭附着水的蒸发。

② 第二阶段：活性炭吸附的有机物经焙烧后炭化。

③ 第三阶段：活性炭内烧灼炭化物气化并恢复其活性。

12.2.6.1　热再生方式及设备

粒状活性炭的热再生方式及设备通常有：多层耙式再生炉、回转再生炉、流动床式再生炉、移动床式再生炉、直接通电加热再生炉、强制放电再生炉等。近年来强制放电再生炉由于再生速度快、电耗低、炭耗少、恢复率高、构造简单、投资省等优点，逐渐受到有关行业的重视。

根据国内某些使用强制放电再生装置的单位运行经验，炭的再生费用约占新炭的 10%。此外，尚可采用湿式氧化及微波加热等方法用于活性炭再生。

加热再生炉的特点与图示，见表 12-34。

12.2.6.2　颗粒炭的水力输送

炭滤池中粒状活性炭输送的设计要点与参数如下：

（1）炭滤池失效炭的运出、新炭的补充，宜采用水力输炭，整池排炭时间不宜大于 24h。

（2）水力输炭管内流速为 0.75～1.5m/s。

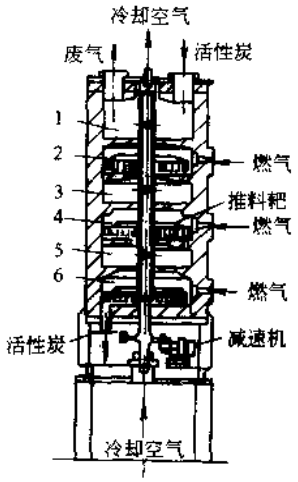
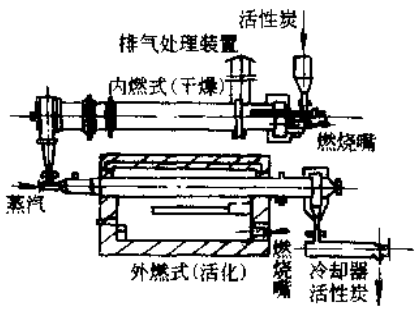
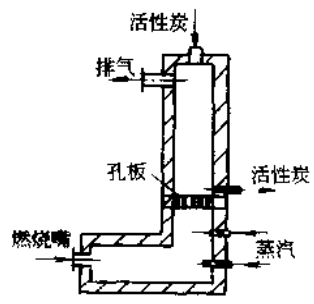
（3）输炭管道拐弯半径应大于 5 倍管道直径。

（4）输炭管内炭水比宜 20%～50%；其中吸炭为 50%，出炭为 20%。

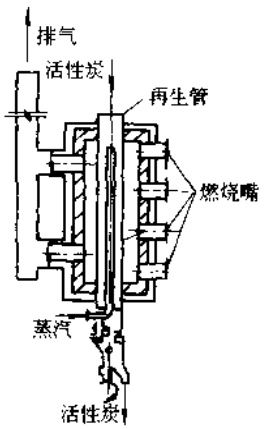
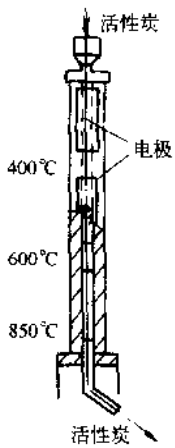
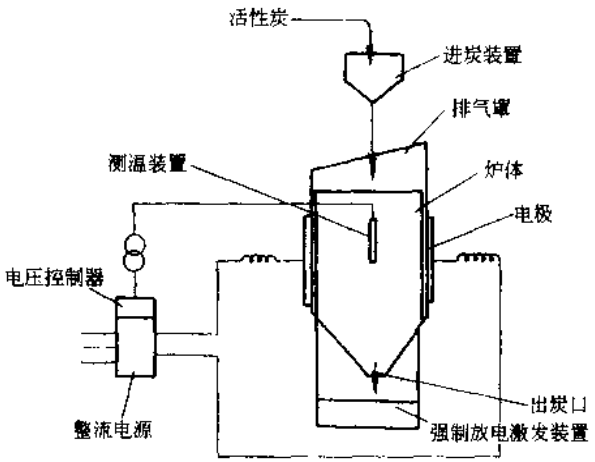
（5）输炭管管材应考虑电化学腐蚀，可采用不锈钢管或 UPVC 管。

（6）气动输炭重量比例为炭：空气＝4：1（空气重度≈1.2kg/m³）。

粒状活性炭加热再生法分类　　表 12-34

再生方式	要　　点	图　　示
多层式	1. 由炉顶供给失效炭，用耙式推移器将炭逐渐往下层推送，由上至下共 6 层： 干燥(1～3 层，停留 5min，温度约 700℃) 焙烧(4 层，停留 15min，温度约 800 ℃) 活化(5～6 层，停留 10min，温度 800～950℃) 2. 燃烧轻油或丙烷直接加热，蒸汽活化	
回转式	1. 卧式转筒，有一段或二段式，有内燃式直接加热或外燃式间接加热 2. 二段炉的干燥段在炉内直接燃气加热(或用活化段炉体热空气回收作干燥热源)；活化段用外热式炉筒，断绝空气用蒸汽活化，活化温度达 800～950℃ 3. 再生时间：3～4h	
流化床式	1. 燃烧重油或煤气 2. 高温气体通过炉隔层或由炉底与蒸汽通入，使活性炭呈流化状态，可一段或多段 3. 活性炭自上而下流动完成干燥、焙烧、活化(800～950℃) 4. 再生时间与被吸附物质有关，一般为>2～6h 5. 温度与蒸汽调节困难	

续表

再生方式	要点	图示
移动床式	1. 外层燃烧煤气、活性炭在内层由上至下连续移动 2. 燃气温度：入口为1000℃，出口为70～80℃ 3. 干燥(1～1.5h)、焙烧(1～1.5h)、活化(18～30min)、冷却(2～2.5h)	
直接通电加热式	1. 炉两端系石墨电极，电极间由失效炭通过，利用活性炭导电及炭自身电阻，炭粒间接触电阻使炭温度上升 2. 活性炭在炉内自上至下移动，完成干燥、焙烧(400℃)，活化(850℃)(也可以在炉外干燥后进再生炉) 3. 再生时间15～30min	
强制放电式	1. 干燥、焙烧、活化三个阶段同时进行，一次完成 2. 再生时间为5～10min 3. 再生温度为850℃ 4. 再生损耗<2% 5. 吸附性能恢复率>95%(以碘值计) 6. 体积小，不需密闭，不需蒸汽活化 7. 电耗：干炭(含水6%左右)，0.20kW·h/(kg·AC)；湿炭(含水<70%)，0.8kW·h/(kg·AC)	

12.2.6.3　应用实例

图 12-53 为某净水厂活性炭再生工艺流程。该水厂日处理水量为 3 万 m^3/d，共设活性炭吸附塔 6 座，采用直接电流加热再生炉。再生工艺流程的主要设备功能及其尺寸如下：

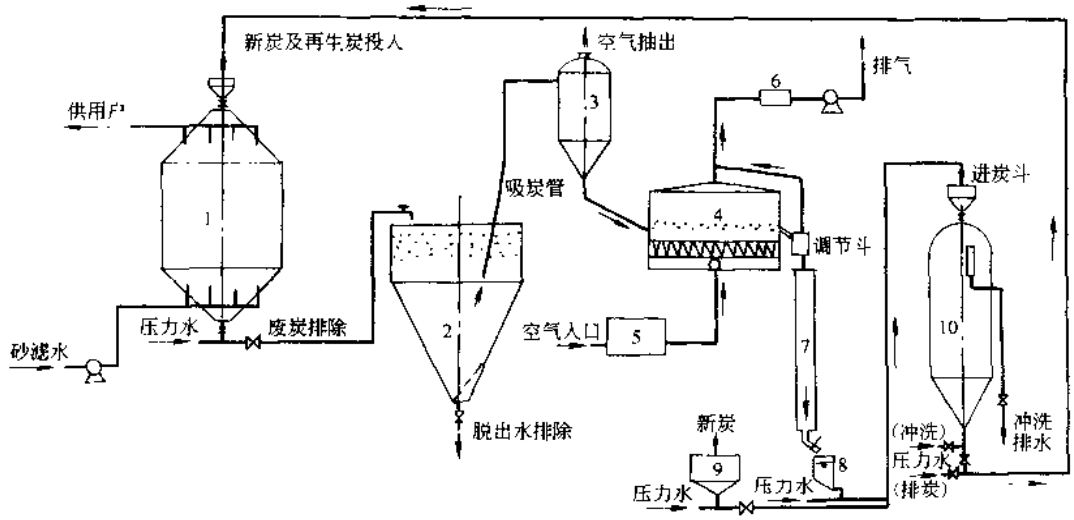


图 12-53　国内某厂活性炭吸附、再生工艺流程

1—活性炭吸附塔；2—废炭贮存脱水罐；3—真空提炭罐；4—沸腾床干燥器；5—热源炉；6—除尘器；7—直接电流加热再生炉；8—水急冷器；9—提炭斗；10—新炭、再生炭冲洗罐

(1) 废炭贮存脱水罐：

1) 废炭贮存脱水罐的功能是贮存、调节废炭，并脱除炭粒表面附着水。

2) 来自活性炭吸附塔下的 *DN*80 水力输送废炭管，将废炭输送至罐顶。废炭贮存脱水罐共设两座，每座容积为 $4.0m^3$，上部为矩形，长为 1.788m，宽为 1.238m，高为 1.50m；下部为锥形方斗，高为 1.45m，锥底尺寸为 0.12m×0.12m。锥底设斜置 30 目不锈钢丝网，锥底部空间由该不锈钢丝网分为两部分：下部接 *DN*50 排水管及 *DN*50 真空泵抽气管，当输炭水自然排完后，用真空泵抽除活性炭空隙间水分。不锈钢丝网上部接 *DN*50 放料阀，由放料阀调节脱水后活性炭的出流量，并经放料阀后的 *DN*50 管道至真空提炭罐。

(2) 真空提炭罐：设真空提炭罐两座，直径为 0.8m，圆柱部分高为 1.0m，下部圆锥高为 0.45m，有效体积为 $0.391m^3$。进炭管以负压将空气和炭从切线方向吸入罐内，空气由罐顶抽走，抽气管用 30 目不锈钢丝网作保护罩，抽出的气体通过直径为 0.3m、高为 0.8m 除尘器后，经真空泵入排气管。炭从罐底部的自动启闭阀排出至沸腾床干燥器(或再生炉)的进料口。

(3) 沸腾床干燥器：沸腾床干燥器与直接电流加热再生炉配套使用，因后者对废炭的含水率要求较高。若采用先进的强制放电再生设备或其他形式的再生炉，则可不再使用活性炭干燥设备。

(4) 冲洗罐：活性炭在使用和再生过程中，包括补充的新炭，均有粉末产生，须冲净后才能送入吸附塔。冲洗罐直径为 1.2m，圆柱部分高为 3.5m，下部圆锥高为 0.545m，有效容积 $3.5m^3$，罐顶设照明视镜，罐体每立方米体积处设置 0.15m 视孔(窗)，冲洗流速为 27～30m/h，炭由罐顶加入，罐底设直径为 80mm 冲洗进水阀及直径为 50mm 排炭阀，排炭阀下装置

*DN*65 水射器，将净炭输送至吸附塔顶部投加。

(5) 新炭投加斗：新炭投加斗上部为长方体，宽为 0.5m，长为 0.7m，高为 0.3m，下部为锥形，高为 0.3m，其容积可容纳一包新炭(50kg)。斗上部设水龙头一个，可浸润活性炭使其易于排出，斗下设 *DN*32 水射器，压力水将新炭提升至冲洗罐顶进炭斗内。该斗生产能力实测为 10kg/min。

(6) 颗粒炭输送：

1) 废炭由气动输送，采用 SZ-3 型真空泵，配用电动机 40kW，吸炭真空度为 400mm 汞柱，物料与空气的重量混合比为 4(一般不超过 10，空气密度取 1.2kg/m³)，管径为 50mm，输炭量实测为 20kg/min。

2) 炭粒水力输送部分：采用离心水泵加压，配用电动机 14kW，流量为 30～60m³/h，扬程为 30～45m，为防炭粒沉淀，水力输送管道流速为 0.75m/s，炭与水的体积比为 1∶10。

该厂活性炭再生系统见图 12-54(图中 1# 再生炉做干燥用)。

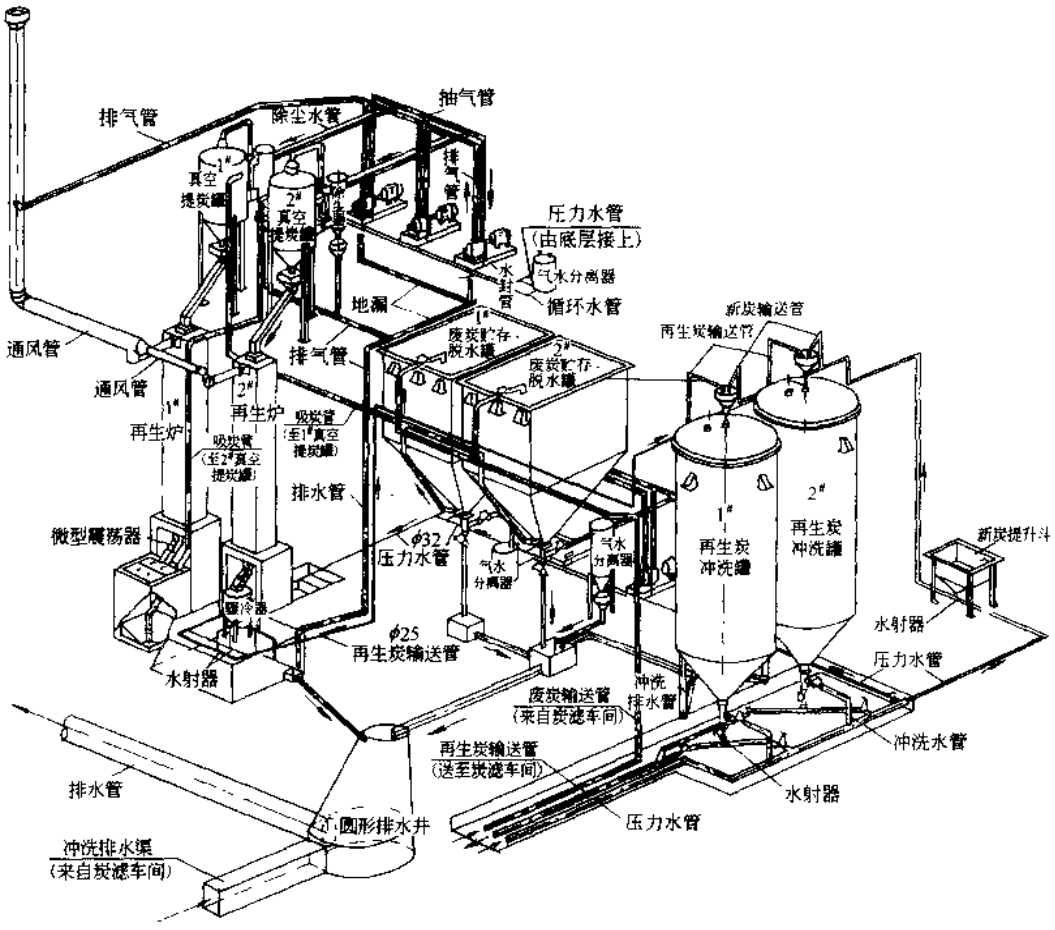


图 12-54 活性炭再生系统

13 除铁、除锰、除氟

13.1 地下水除铁和除锰

13.1.1 含铁含锰地下水的水质

我国有丰富的地下水资源，其中有不少地下水源含有过量的铁和锰，称为含铁含锰地下水。

水中含有过量的铁和锰，将给生活饮用及工业用水带来很大危害。我国《生活饮用水卫生规范》规定：铁＜0.3mg/L，锰＜0.1mg/L。当原水铁、锰含量超过上述标准时，就要进行处理。

国内部分主要含铁含锰地下水水质　　表 13-1

项目 / 地点	Fe 总 (mg/L)	Mn^{2+} (mg/L)	pH	HCO_3^- (mmol/L)	CO_2 (mg/L)	SiO_2 (mg/L)	硫化物 (mg/L)	耗氧量 (mg/L)	总 硬 (德度)
九 台	14.0	9.33	6.5	6.95	78.58	33.33	1.7	1.68	21.08
伊 通	20.0	1.0	6.0	1.47	70.00	14.0		5.0	5.0
海 龙	7.0	11.0	6.9	2.62	42.30	18.0	2.5	44.1	6.0
盘 石	6.5	2.2	6.5	3.64	44.00	20.0	0.51		17.7
敦 化	5.0	2.8	6.0	1.50	21.21	12.8	0.34	2.9	4.99
石佛寺	8.0	0.5～0.8	6.3	1.40	32.0	15.0	0.5～0.9		3.2
新 民	5.0～9.0	1.0～1.5	6.6	8.94	96.14	16.0	2.0	1.93	23.62
哈尔滨	1.6	1.3	7.3	7.17	85.0	24.0		2.5	20.10
德 都	28.0	7.4	6.1	16.65	579.6	62.5		0.56	34.52
佳木斯	15.0	1.4	6.5	2.15	42.2	18.0	痕 量	2.05	4.5
齐齐哈尔	3～4	0.1～1.0	6.6	3.39～3.77	40～60	20.0	0.1～0.5	0.5～1.8	5～7
襄 樊	2.0	2.4	7.0	8.60	52.16	8.0	0.0		
武 汉	8.0	—	7.0	8.8		30			22.13
汉 寿	8.4	1.2	6.0	1.6	18.3				3.89
丹 棱	14.0	0.4	6.7	4.40	63.36	80.0	1.53		8.54
万 县	4.0	1.0	7.0	2.70	40.0	24.0	1.09		36.49
九 江	10.0	—	7.0	10.16	125.40	30.0			25.76
南 京	17.0	—	7.0	17.40	211.2	45.0			38.75
南 宁	15.0	1.4	6.45	1.54	33.21	28.0	0.68		4.48
湛 江	5.0		6.4	1.20	37.84	29.5		1.23	
漳 州	10.0	1.5	6.5	1.38	41.80	33.0			1.76

国内部分含铁、含锰地下水水源的水质(见表 13-1)：其地下水含铁量一般多在 5～15mg/L，有的达 20～30mg/L，超过 30mg/L 者则较为少见。含锰量多在 0.5～2.0mg/L 之间，但近年来发现，含锰量超过 2.0mg/L 者也有，个别有高达 5～10mg/L。

13.1.2 除铁除锰方法

13.1.2.1 除铁方法

地下水除铁方法很多，例如曝气氧化法、氯氧化法、接触过滤氧化法以及高锰酸钾氧化法等。实际应用以曝气氧化法、氯氧化法和接触过滤氧化法为多。

(1) 曝气氧化法：

1) 曝气氧化法是利用空气中的氧将二价铁氧化成三价铁使之析出，然后经沉淀、过滤予以去除。

2) 除铁所需的溶解氧计算式为

$$[O_2]=0.14a[Fe^{2+}] \tag{13-1}$$

式中 $[O_2]$——除铁所需溶解氧量(mg/L)；

$[Fe^{2+}]$——水中二价铁含量(mg/L)；

a——过剩溶氧系数，一般取 $a=3\sim5$。

(2) 氯氧化法：

1) 氯是比氧更强的氧化剂，可在广泛的 pH 范围内将二价铁氧化成三价铁，反应瞬间即可完成。氯与二价铁的反应式为

$$2Fe^{2+}+Cl_2=2Fe^{3+}+2Cl \tag{13-2}$$

按此反应式，每 1mg/LFe^{2+} 理论上需 0.64mg/L Cl，但由于水中尚存在能与氯化合的其他还原性物质，所以实际所需投氯量要比理论值高。

2) 含铁地下水经加氯氧化后，通过絮凝、沉淀和过滤以去除水中生成的 $Fe(OH)_3$ 悬浮物。当原水含铁量少时，可省去沉淀池；当含铁量更少时，还可省去絮凝池，采用投氯后直接过滤。

(3) 接触过滤氧化法：

1) 接触过滤氧化法是以溶解氧为氧化剂，以固体催化剂为滤料，以加速二价铁氧化的除铁方法。

2) 含铁地下水经曝气充氧后进入滤池，二价铁首先被吸附于滤料表面，然后被氧化，氧化生成物作为新的催化剂参与反应，称为自催化氧化反应。

3) 为避免过滤前生长 Fe^{3+} 胶体颗粒穿越滤层，应尽量缩短充氧至进入滤层的流经时间。

13.1.2.2 除锰方法

地下水中的锰一般以二价形态存在，是除锰的主要对象。锰不能被溶解氧氧化，也难于被氯直接氧化。工程实践中主要采用的除锰方法有：高锰酸钾氧化法、氯接触过滤法和生物固锰除锰法等。

(1) 高锰酸钾氧化法：高锰酸钾是比氯更强的氧化剂，它可以在中性和微酸性条件下迅速将水中二价锰氧化为四价锰。

$$3Mn^{2+}+2KMnO_4+2H_2O=5MnO_2+2K^{+}+4H^{+} \tag{13-3}$$

按式(12-3)计算，每氧化 1mg/L 二价锰，理论上需要 1.9mg/L 高锰酸钾。

(2) 氯接触过滤法：

1) 含 Mn^{2+} 地下水投氯后，流经包覆着 $MnO(OH)_2$ 的滤层，Mn^{2+} 首先被 $MnO(OH)_2$ 吸附，在 $MnO(OH)_2$ 的催化作用下被强氧化剂迅速氧化为 Mn^{4+}，并与滤料表面原有的 $MnO(OH)_2$ 形成某种化学结合物，新生的 $MnO(OH)_2$ 仍具有催化作用，继续催化氯对 Mn^{2+} 的氧化反应。滤料表面的吸附反应与再生反应交替循环进行，从而完成除锰过程。

2) 过滤的滤料可采用天然锰砂。天然锰砂对 Mn^{2+} 有相当大的吸附能力。

3) 氯氧化 Mn^{2+} 的理论消耗量为 Mn^{2+} ：Cl=1：1.3。生产装置的实际消耗量与此相近。

(3) 生物固锰除锰法：

1) 中国市政工程东北设计研究院、哈尔滨建筑大学与吉林大学经多年研究，发现了除锰的生物氧化机制，确定了以空气为氧化剂的生物固锰除锰技术。

2) 在 pH 中性范围内，二价锰的空气氧化是以 Mn^{2+} 氧化菌为主的生物氧化过程。Mn^{2+} 首先吸附于细菌表面，然后在细菌胞外酶的催化下氧化为 Mn^{4+}，从而由水中除去。

3) 含锰地下水经曝气充氧后(pH 值宜在 6.5 以上)，进入生物除锰滤池。生物除锰滤池必须经除锰菌的接种、培养和驯化，运行中滤层的生物量保持在几十万个/g 湿砂以上。曝气也可采用跌水曝气等简单的充氧方式。

13.1.3　影响除铁除锰的主要因素

13.1.3.1　铁和锰在处理过程中的相互干扰

地下水中往往同时含有 Fe^{2+} 和 Mn^{2+}，在处理过程中存在相互的干扰。因此在处理工艺的选择时，应根据原水 Fe^{2+} 和 Mn^{2+} 的含量进行统一考虑。

13.1.3.2　水中溶解硅酸的影响

地下水中不同程度地含有溶解性硅酸。由表 13-1 可知，国内含铁含锰地下水中溶解性硅酸含量(以 SiO_2 计)，一般在 15～30mg/L 之间。有些水源含量可超过 30mg/L 甚至高达 60～80mg/L。

溶解性硅酸含量对曝气氧化除铁有明显影响。溶解性硅酸能与 $Fe(OH)_3$ 表面进行化学结合，形成趋于稳定的高分子，分子量在 1 万以上，Si/Fe 比为 0.4～0.7。所以溶解性硅酸含量越高，生成的 $Fe(OH)_3$ 粒径越小，凝聚越困难。工程实践表明，水的碱度较低和溶解性硅酸较高，特别是大于 40～50mg/L 时，就不能应用空气自然氧化法除铁。

采用氯氧化法除铁，由于 Cl_2 和 Fe^{2+} 瞬间完成氧化反应，故不受溶解性硅酸影响。采用接触过滤氧化法除铁也可不受溶解性硅酸的影响。

原水中溶解性硅酸对于生物固锰除锰几乎没有什么影响。

13.1.3.3　碱度、pH 值的影响

从铁锰被去除的化学反应方程式得知，水的 pH 值愈高，愈有利于反应向铁锰的氧化方向进行。接触氧化除铁，要求水的 pH 值在 6.0 以上；接触氧化除锰，要求水的 pH 值至少在 7.0 以上，最好达 7.3～7.5 以上。

调查及试验结果表明，碱度对除铁除锰的影响更甚于溶解硅酸。必要时应在设计前进行模型试验，以便合理选择曝气型式及其设计参数。

13.1.3.4　有机物的影响

能反映有机物的水质指标有 NH_3、NH_4^+、NO_3^-、NO_2^-、色度、耗氧量、总固体烧灼减重、

腐植酸等。

在除铁锰滤池中，作吸附剂、催化剂的熟砂滤料表面，吸附了大量难以被氧化的有机质铁锰络合物，它就降低了滤料的催化作用和氧化再生能力，从而使氧化过程和再吸附过程受到阻碍。

排除有机物影响的方法很多。其中以在滤前水中连续加氯的方式最为经济、有效。

除了上述影响因素外，尚有总硬度、硫化物、水温等对铁锰的去除均有不同程度的影响。

13.1.4 工 艺 流 程

13.1.4.1 除铁工艺流程

含铁原水的处理一般可采用图 13-1 工艺流程。

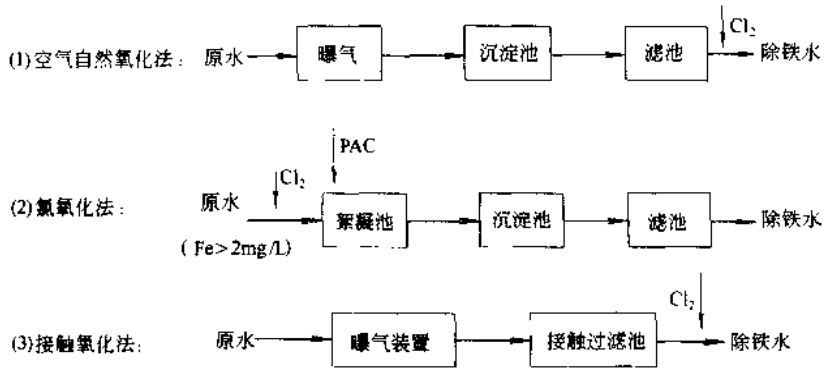


图 13-1 除铁工艺流程

空气自然氧化不需投加药剂，滤池负荷低，运行稳定，原水含铁量高时仍可采用，但不适合用于溶解性硅酸含量较高及高色度地下水。

氯氧化适应能力强，几乎适用于一切地下水。当 Fe^{2+} 量较低时，可取消沉淀池，甚至絮凝聚池。其缺点是形成的泥渣难以浓缩、脱水。

接触氧化不需投药、流程短，出水水质良好稳定，但不适合用于含还原物质多、氧化速度快以及高色度原水。

13.1.4.2 除锰工艺流程

常用的除锰工艺流程见图 13-2。

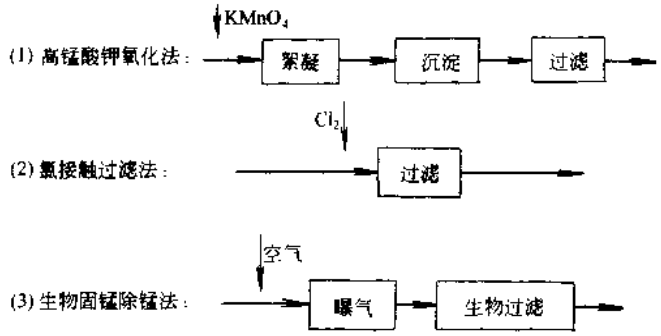


图 13-2 除锰工艺流程

13.1.4.3　除铁、除锰工艺流程

对于铁、锰共存的地下水，其处理工艺流程一般可组合成图 13-3 的各种流程。

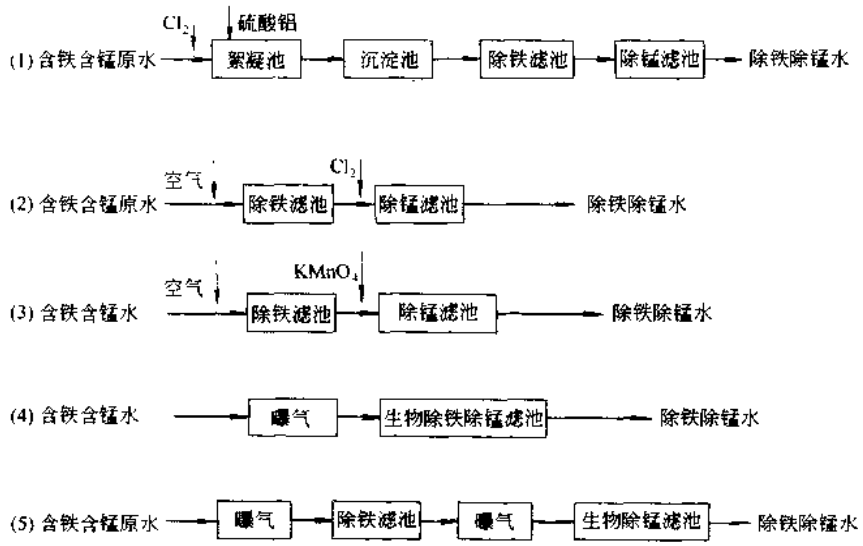


图 13-3　除铁除锰全流程的组合

流程(1)是以氯为氧化剂的化学氧化除铁除锰流程。本流程是根据 Fe^{2+} 与 Mn^{2+} 氧化还原电位的差异而采用的两级过滤流程，先用氯氧化除铁，然后再用氯接触过滤除锰。当原水含锰、含铁量较小时，也可应用一级滤池除铁、除锰。

为节省投氯量，可采用流程(2)，先以空气为氧化剂经接触过滤除铁，再投氯用氯接触过滤除锰。

流程(3)是先用空气氧化接触过滤除铁，再用 $KMnO_4$ 除锰。当 Mn^{2+} 含量大于 1.0mg/L时需在除锰滤池前设沉淀池。

流程(4)是以空气为氧化剂的接触过滤除铁和生物固锰除锰相结合的流程。该滤池滤层为生物滤层，存在着以除锰菌为核心的微生物群系。除铁也在同一滤层完成，其氧化机制仍以接触氧化为主。

当含 Fe^{2+} 量大于 10mg/L，含 Mn^{2+} 量大于 1.0mg/L 时，可采用两级曝气两级过滤流程[流程(5)]。一级用作接触氧化除铁，二级用作生物除锰。

13.1.5　地下水的曝气

13.1.5.1　气水比的选择和计算

对含铁含锰地下水曝气的要求，因处理工艺不同而异，有的主要是为了向水中溶氧，有的除向水中溶氧外，还要求散除水中的二氧化碳，以提高水的 pH 值。

曝气时的气水比(参与曝气的空气体积和水体积之比)，对曝气效果有重要影响。在曝气溶氧过程中，由于氧在水中的溶解度很小，所以参与曝气的空气中的氧不可能全部溶于水中，随着气水比的增大，氧的利用率迅速降低，所以选用过大的气水比是不必要的，一般不大于 0.1～0.2。在曝气散除二氧化碳过程中，由于参与曝气的空气量有限，所以只能散除水

中一部分二氧化碳.随着气水比的增大,二氧化碳的去除率不断升高,所以只有选用较大的气水比,才能获得好的曝气效果,气水比一般不小于3～5。

当曝气主要是为了向水中溶氧时,可按下式计算除铁除锰所需气水比:

$$V\eta_{max}=3.6\times10^{-3}\frac{a\{0.14[Fe^{2+}]+0.1[Mn^{2+}]\}}{\alpha} \tag{13-4}$$

式中 V ——气水比;

η_{max}——空气中氧的最大利用率;

a ——溶氧饱和度,与曝气方式、气水混合方式以及曝气时间等有关,可按表13-2选用;

曝气水中氧的饱和度 表13-2

曝气方式	气水混合方法	气水混合时间(s)	饱和度a(%)
压缩空气	喷嘴式混合器	10～15	40
压缩空气	喷嘴式混合器	20～30	70
水、气射流泵	管道混合	15	70
水、气射流泵	水泵混合	～0	～100

其他符号同前。

$V\eta_{max}$与V的关系曲线,见图13-4。由式(13-4)求出积值($V\eta_{max}$),即可按图13-4求得气水比V值。图13-4是在水温10℃条件下绘制的,当水温不是10℃时,应作温度修正,化为10℃时的$V\eta_{max}$值:

$$(V\eta_{max})_{10}=\lambda(V\eta_{max})_t \tag{13-5}$$

式中 λ——温度修正系数,按表13-3选用。

温度修正系数λ值 表13-3

水温t(℃)	0	5	10	15	20	25	30
λ值	0.86	0.93	1.00	1.08	1.15	1.23	1.30

地下水除铁除锰所需空气流量为

$$Q_a=VQ \tag{13-6}$$

式中 Q_a——除铁除锰所需空气量;

Q——含铁含锰地下水的流量;

V——气水比。

13.1.5.2 曝气装置的形式及适用条件

提高曝气效果的方法是增大气与水的接触面积,方法为:

(1) 将空气以气泡形式分散于水中,称为气泡式曝气装置。其主要形式有:

1) 水气射流泵曝气装置。

2) 压缩空气曝气装置。

3) 跌水曝气装置。

4) 叶轮表面曝气装置。

(2) 将水以水滴或水膜形式分散于空气中,称喷淋式曝气装置。其主要形式有:

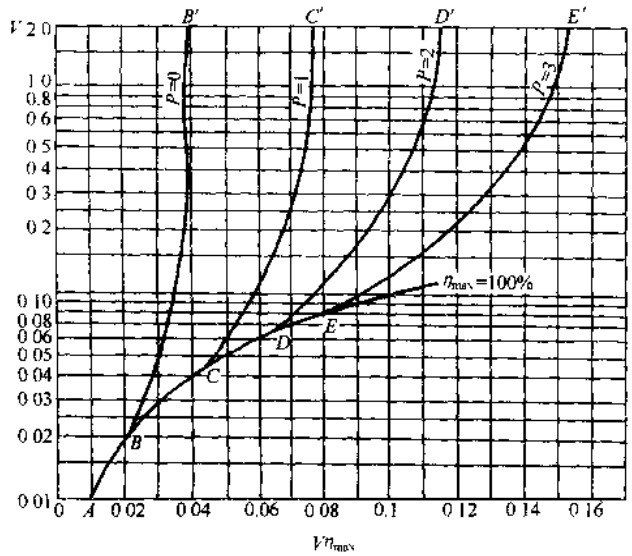


图 13-4　$V\eta_{max}$-V 关系曲线(水温 10℃)

1) 莲蓬头或穿孔管曝气装置。

2) 喷嘴曝气装置。

3) 板条式曝气塔。

4) 接触曝气塔。

5) 机械通风式曝气塔。

各种曝气装置的曝气效果和适用条件,见表 13-4。

地下水曝气装置的曝气效果及适用条件　　表 13-4

曝气装置	曝气效果		适用条件			备注
	溶氧饱和度(%)	二氧化碳去除率(%)	功能	处理系统	含铁量(mg/L)	
水-气射流泵加气						
泵前加注	~100		溶氧	压力式	<10	泵壳及压水管易堵
滤池前加注	60~70		溶氧	压力式、重力式	不限	
压缩空气曝气						设备费高;管理复杂
喷嘴式混合器	30~70		溶氧	压力式	不限	水头损失大
穿孔管混合器	30~70		溶氧	压力式	<10	孔眼易堵
跌水曝气	30~50		溶氧	重力式	不限	
叶轮表面曝气	80~90	50~70	溶氧、去除二氧化碳	重力式	不限	有机电设备;管理较复杂
莲蓬头曝气	50~65	40~55	溶氧、去除二氧化碳	重力式	<10	孔眼易堵
板条式曝气塔	60~80	30~60	溶氧、去除二氧化碳	重力式	不限	
接触式曝气塔	70~90	50~70	溶氧、去除二氧化碳	重力式	<10	填料层易堵
机械通风式曝气塔(板条填料)	90	80~90	溶氧、去除二氧化碳	重力式	不限	有机电设备、管理较复杂

13.1.5.3 曝气装置设计要点

(1) 水-气射流泵曝气装置：图 13-5 为水-气射流泵曝气的构造。

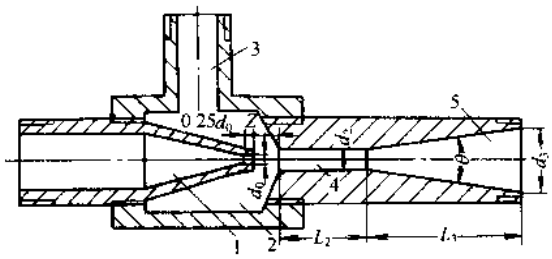


图 13-5 水-气射流泵构造
1—喷嘴；2—吸入室；3—空气吸入口；4 混合管；5—扩散管

1) 设计要点：

① 喷嘴锥顶夹角可取 15°～25°；喷嘴前端应有长为 $0.25d_0$ 的圆柱段（d_0 为喷嘴直径）。

② 混合管为圆柱形，管长 L_2 为管径 d_2 的 4～6 倍（$L_2=(4\sim6)d_2$）。

③ 喷嘴距混合管入口的最佳距离 Z 为喷嘴直径 d_0 的 1～3 倍，即 $Z=(1\sim3)d_0$；当面积比 m 较大时，取较大的 Z 值。

④ 空气吸入口，应位于喷嘴之后。

⑤ 扩散管的锥顶夹角为 $\theta=8°\sim10°$。

⑥ 喷嘴内壁、混合管内圆面、扩散管内圆面的加工光洁度应达到 5～6 级。喷嘴、混合管和扩散管的中心线要严格对准。

2) 计算公式：

混合管的断面积与喷嘴面积之比，称为面积比 m：

$$m=\frac{\frac{1}{4}\pi d_2^2}{\frac{1}{4}\pi d_0^2}=\left(\frac{d_2}{d_0}\right)^2 \tag{13-7}$$

扩散管出口压力 P_3 和喷嘴前水压力 P_1 与吸入室压力差之比，称为压力比 p，

$$p=\frac{P_3-P_2}{P_1-P_2} \tag{13-8}$$

式中 P_2——吸入室的空气压力，当吸入室与大气直接相通时：$P_2=0$，$p=\frac{P_3}{P_1}$。

吸入的空气体积流量 Q_2 与压力水流量 Q_1 之比，称为流量比 q，

$$q=\frac{Q_2}{Q_1} \tag{13-9}$$

水-气射流泵在下列条件下，可获得较高的效率，

$$p\approx\frac{1}{m} \tag{13-10}$$

$$q=\frac{k}{\sqrt{p}}-1 \tag{13-11}$$

式中 k——系数，可取 $k=0.77$。

此外，也有建议高效率的条件为

$$q=0.805p^{-0.578}-1 \tag{13-12}$$

$$m=10.42-35.77p+37.01p^2 \tag{13-13}$$

$$\frac{L_2}{d_2}=49.60-97.91p \tag{13-14}$$

水-气射流泵的压力比 p 应不大于一极限值 p_c（$p<p_c$），否则便不能抽气。极限压力比按式(13-15)计算：

$$p_c=\frac{1.77}{m}-\frac{1.12}{m^2} \tag{13-15}$$

3）水-气射流泵用于地下水除铁除锰中的曝气溶氧，主要有下列三种形式。

① 用水-气射流泵抽气注入深井泵的吸水管中，经水泵叶轮搅拌曝气。

② 用射流泵抽气注入重力式或压力式滤池前的水管中，经管道或气水混合器混合曝气。

③ 使全部地下水通过射流泵曝气。

4）已知所需空气流量 Q_2、工作水的压力 P_1 和出口压力 P_3，可按下列步骤计算射流泵的构造尺寸：

① 按公式(13-8)计算压力比 p。

② 按公式(13-11)计算流量比 q。

③ 计算工作压力水的流量 $Q_1=Q_2/q$。

④ 按式(13-16)计算喷嘴面积：

$$f_0=\frac{Q_1}{\mu\sqrt{200gP_1}}\times10^3 \tag{13-16}$$

式中 f_0——喷嘴面积(mm^2)；

Q_1——工作压力水流量(L/s)；

P_1——工作水压力(MPa)；

μ——喷嘴流量系数，$\mu=0.98$；

g——重力加速度，$g=9.8m/s^2$

喷嘴直径按式(13-17)计算：

$$d_0=\sqrt{\frac{4f_0}{\pi}}\quad(mm) \tag{13-17}$$

⑤ 按式(13-10)求面积比 $m=1/p$。

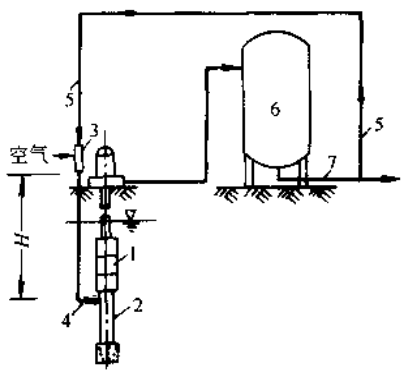


图 13-6　用水-气射流泵向深井泵吸水管中加注空气

1—深井泵；2—吸水管；3—水-气射流泵；4—气水乳浊液输送管；5—压力除铁水管；6—压力除铁滤池；7—除铁压力水送往用户

⑥ 按式(13-7)计算混合管管径 $d_2=d_0\sqrt{m}$。

⑦ 按射流泵的合理构造要求，选定喷嘴端小柱长度，喷嘴锥顶夹角、喷嘴长度、吸入口和吸入室的位置和尺寸、喷嘴到混合管的距离、混合管的长度、扩散管的夹角和长度等构造尺寸。

用射流泵向两级抽升处理系统的滤前管道中加气，常属这种计算情况。

5）已知 Q_2 和 P_3，而 P_1 未定。需要选一个专用高压水泵来向压力式滤池前的管道中加气，为了不使工作水的压力 P_1 过高，宜选择较小的面积比 m，然后按式(13-10)计算压力比 $p=1/m$，再算出工作水压力 $P_1=P_3/p$。

6）已知 Q_2 和 P_1，而 P_3 未定时，例如用射流泵向深井泵吸水管中加气的情况，见图 13-6。

此时，P_3 的选择，应满足下列条件：

$$f(P_3)=P_3+\frac{H+il}{100(1+q_a)}=P_4 \tag{13-18}$$

式中 P_4——深井泵吸水管空气注入处的压力(MPa)；

H——射流泵出口到吸水管空气注入处的高度(m)；

l——射流泵出口至空气注入处管段的长度(m)；

i——将水气乳浊液的体积流量当作水的流量，在射流泵后管段中流动时的水力坡度；

q_a——射流泵后管段中的平均气水比，按式(13-19)计算，

$$q_a=\frac{q}{2}\left(\frac{1}{1+10P_4}+\frac{1}{1+10P_1}\right) \tag{13-19}$$

P_3 值可用试算法确定。先选择 P_4 值，可求出压力比 $p=P_3/P_1$；再按公式(13-11)求流量比 q；按公式(13-19)求出 q_a；按式(13-20)求管段中气水乳浊液的平均体积流量：

$$Q_a=\frac{Q_2}{q}(1+q_a) \tag{13-20}$$

暂选择一个管段管径，以 Q_a 由水力计算表中查出 i，代入公式(12-18)求出 $f(P_3)$值。若 $f(P_3)$恰与 P_4 相等，则选择之 P_3 和管径即为所要求之值。如果 $f(P_3)$与 P_4 不相等，则另选 P_3 值，继续进行试算，直到两者相等为止。如选择 3～4 个 P_3 值，求出相应的 $f(P_3)$，可在 $f(P_3)$-P_3 坐标图中做出关系曲线，曲线与直线 $f(P_3)=P_4$ 的交点对应的 P_3 值，即为所求之值。作图法可使试算过程简化。

7) 全部地下水通过水-气射流泵进行曝气时，射流泵的进水流量 Q_1 和需抽入的空气流量 Q_2 已定，此时计算步骤如下：

① 求流量比 $q=Q_2/Q_1$，此值一般甚小通常只有百分之几。

② 为了不使水在射流泵内的压力损失过大，宜选择小的面积比，一般可取 $m=1.5$ 左右。

③ 当全部水通过射流泵进行曝气时，一般射流泵都不在高效区工作，故不能用式(13-11)进行计算。这时，可选条件相似的射流泵性能曲线以求定压力比 p。

④ 由于 q 很小，故可近似地按水的流量来进行射流泵后面管道的水头损失计算，从而可求得 P_3 值。

⑤ 求射流泵前水的压力 $P_1=P_3/p$。实验表明，当 $P_1<0.05$MPa 时，射流泵抽气作用不大，故一般应使 $P_1>0.05$MPa。

(2) 压缩空气曝气装置：

1) 在压力式系统中，向滤池前水中加入的压缩空气，一般由空气压缩机供给。曝气所需气水比，可按公式(13-4)计算。此外，也可采用式(13-21)：

$$V=K[Fe^{2+}] \tag{13-21}$$

式中 $[Fe^{2+}]$——地下水中二价铁的含量(mg/L)；

K——系数，可取 $K=0.02$～0.05(只考虑溶解氧)。

2) 空气与水的混合，应设气水混合器。图 13-7 为常用的一种喷嘴式气水混合器，其容积可按气水混合时间为 10～15s 计算；喷嘴直径取为来水管径的$\frac{1}{2}$，即 $d_0=d/2$；水经喷嘴式气水混合器的水头

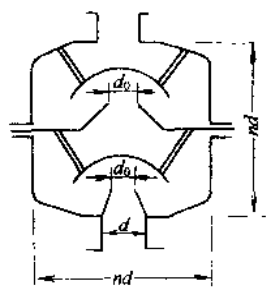


图 13-7 喷嘴式气水混合器

损失，可按式(13-22)计算：

$$h=\xi\frac{V^2}{2g} \tag{13-22}$$

式中　h——混合器的水头损失(m)；

V——来水管中水的流速(m/s)；

ξ——混合器的局部阻力系数，可取 $\xi=50$。

(3) 跌水曝气装置：

1) 水自高处自由下落，能挟带一定量的空气进入下部受水池，空气以气泡形式与水接触，使水得以曝气。见图 13-8。

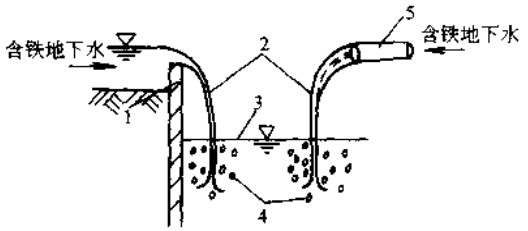


图 13-8　跌水曝气装置

1—溢流堰；2—下落水舌；3—受水池；4—气泡；5—来水管

2) 跌水曝气的溶氧效率，与跌水的单宽流量、跌水高度以及跌水级数有关。一般，可采用跌水 1～3 级，每级跌水高度 0.5～1.0m，单宽流量 20～50m^3/(h·m)，也有的单宽流量达 400m^3/(h·m)。曝气后水中溶解氧含量可增 2～5mg/L。

(4) 叶轮表面曝气装置：

1) 图 13-9 为叶轮表面曝气装置。

2) 图 13-10 为平板型和泵型两种叶轮形式。叶轮直径与池边长(圆池为直径)之比一般为 1∶6～1∶8；叶轮外缘线速度为 4～6m/s；曝气池容积可按水在其中停留 20～40min 计算。

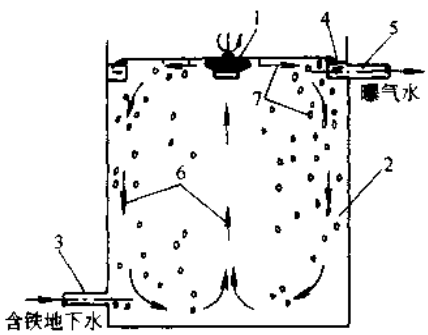


图 13-9　叶轮表面曝气装置

1—曝气叶轮；2—曝气池；3—进水管；4—溢流水槽；5—出水管；6—循环水流；7—空气泡

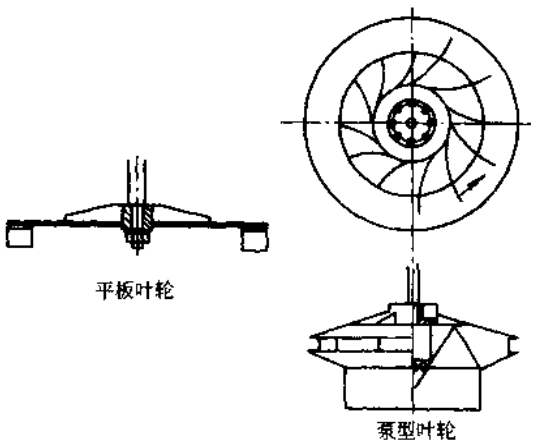


图 13-10　表面曝气叶轮

3) 对于平板型叶轮，可根据对曝气后水中二氧化碳含量的要求，按式(13-23)计算水在池中的停留时间：

$$t=\left[\frac{\left(\frac{D}{d}\right)\lg\frac{C_0-C^*}{C-C^*}}{1.3\times1.75V\times1.019^{T-20}}\right]^{2.5} \tag{13-23}$$

式中 t——水在曝气池中的停留时间(min)；

D——曝气池的直径(m)；

d——叶轮的直径(m)；

V——叶轮的周边线速度(m/s)；

T——水的温度(℃)；

C_0——曝气前水中二氧化碳的浓度(mg/L)；

C——曝气后水中二氧化碳的浓度(mg/L)；

C^*——二氧化碳在空气和水之间达到传质平衡时在水中的浓度(mg/L)。

平板叶轮的主要设计参数，见表 13-5。

平板叶轮的主要设计参数　　表 13-5

叶轮直径(mm)	叶片数目	叶片高度(mm)	叶片长度(mm)	进气孔数	进气孔直径(mm)	叶轮浸没深度(mm)
300	16	58	58	16	20	45
400	18	68	68	18	24	50
500	20	76	76	20	27	55
600	20	84	84	20	30	60
700	24	92	92	24	33	65
800	24	100	100	24	36	70
1000	26	110	110	26	40	77

4）对于地下水除铁除锰，平板叶轮上进气孔数量较多，孔径较大，不易堵塞，工作比较可靠，宜优先采用。

5）叶轮表面曝气装置，在水停留时间为 20min 的情况下，水中溶氧饱和度可达 80%～90%，二氧化碳散除率可达 50%～70%。

(5) 莲蓬头和穿孔管曝气装置：

1）莲蓬头和穿孔管是一种喷淋式曝气装置、地下水通过莲蓬头和穿孔管上的小孔向下喷淋，把水分散成许多小水滴与空气接触，从而实现水的曝气。

2）图 13-11 为莲蓬头曝气装置。莲蓬头的锥顶夹角为 45°～60°，锥底面为弧形，直径为 150～250mm，孔眼直径 4～6mm，开孔率 10%～20%，在池内水面以上的安装高度为 1.5～2.5m。水在孔眼中的流速可取为 2～3m/s，一个莲蓬头的出水流量为 4～8L/s。当将莲蓬头安装在滤池水面上时，每个莲蓬头的服务面积为 1～3m²。

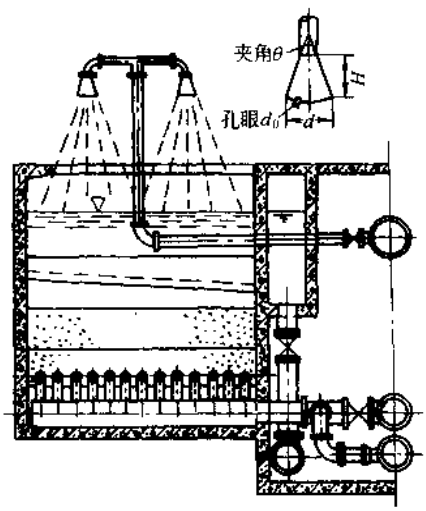


图 13-11 莲蓬头曝气装置

3）莲蓬头按曝气效果的计算方法如下：

① 由莲蓬头喷出的水滴需在空气中降落的时间，可按式(13-24)计算：

$$t=\frac{d_0(C_1-C_2)}{6K'\Delta C_a}\times 10^{-3} \tag{13-24}$$

式中　t——水滴在空气中降落的时间(s)；

d_0——莲蓬头上孔眼的直径(mm)；

C_1 和 C_2——曝气前、后水中气体的浓度(mg/L)；

ΔC_a——曝气过程中，气体在水中的平均浓度差(mg/L)；对于曝气散除二氧化碳过程，可按式(13-25)计算：

$$\Delta C_a=\frac{C_1-C_2}{2.3\lg\frac{C_1}{C_2}} \tag{13-25}$$

对于曝气溶氧过程，可按式(13-26)计算：

$$\Delta C_a=\frac{\Delta C_1-\Delta C_2}{2.3\lg\frac{\Delta C_1}{\Delta C_2}} \tag{13-26}$$

式中　ΔC_1——水中理论溶解氧与曝气前水中实际溶解氧的差值，$\Delta C_1=C^*-C_1$；

ΔC_2——水中理论溶解氧与曝气后水中实际溶解氧的差值，$\Delta C_2=C^*-C_2$；

C^*——氧在水中的溶解度，其值与水温有关，按表 13-6 选定。

空气中氧在纯水中的溶解度(气压 0.1MPa)　　**表 13-6**

水　温　(℃)	0	5	10	15	20	25	30	40
溶解度(mg/L)	14.6	12.8	11.3	10.2	9.2	8.4	7.6	6.6

K'——折算传质系数(m/s)；若莲蓬头直径 d、孔眼流速 v_0 已经选定，且已知水温，可由图 13-12 求出 K'值。图 13-12 是按 $d_0=4$mm 绘制的，当 $d_0\neq 4$mm 时，可用表 13-7 中的系数修正；

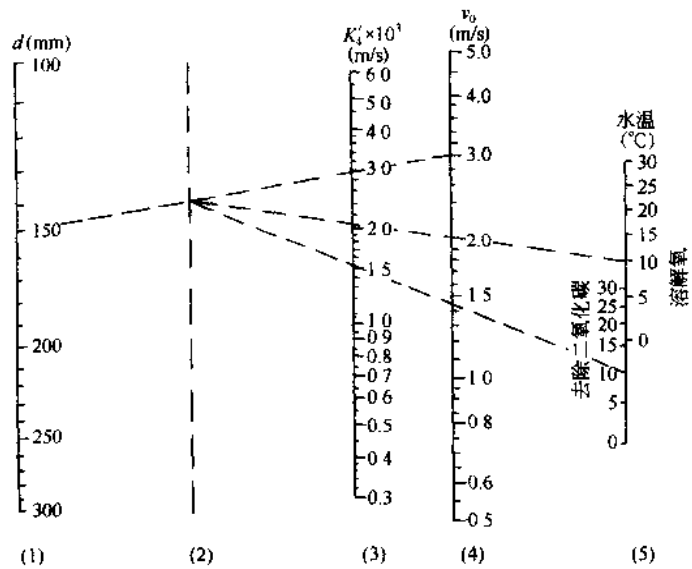


图 13-12　求 K'的算图

用法：(1)～(4)联线与(2)相交；(2)～(5)联线与(3)相交，得 K'_4 值；$K'=\lambda K'_4$，λ 为修正系数，见表 13-7。

λ 修 正 系 数 表 13-7

孔眼直径 d_0(mm)	3	4	5	6
λ	0.88	1.0	1.1	1.2

② 莲蓬头的安设高度，按式(13-27)计算：

$$H=v_0t+\frac{1}{2}gt^2 \tag{13-27}$$

式中 H ——莲蓬头安装高度(m)；

v_0——孔眼流速(m/s)；

t——时间(s)；

莲蓬头曝气装置，能使水中溶氧饱和度达到 50%～65%，二氧化碳散除率达 40%～55%。

4) 穿孔管曝气装置与莲蓬头相类似，管上孔眼直径 5～10mm，孔眼倾斜向下与垂线夹角不大于 45°。孔眼流速 2～3m/s，安装高度 1.5～2.5m。穿孔管曝气装置可单独设置，也可设于曝气塔上或跌水曝气池上，与其他曝气装置组合设置。

(6) 喷嘴曝气装置：

1) 用特制的喷嘴将水由下向上喷洒，水在空气中分散成水滴，然后回落至下部池中。喷嘴口径为 25～40mm，喷嘴前水头为 5～7m，一个喷嘴服务面积为 1.5～2.5m^2，淋水密度为 5$m^3/(h\cdot m^2)$，曝气后水中溶解氧饱和度可达 80%～90%，二氧化碳散除率达 70%～80%。

2) 喷嘴曝气装置宜设于室外，并要求下部有较大面积的集水池。

(7) 接触式曝气塔：

1) 图 13-13 为接触式曝气塔构造图。塔中填料粒径为 30～50mm，每层填料厚 300～400mm，共设 2～5 层，填料层间的高度为 0.3～1.5m。常以焦炭或矿渣作填料。将地下水送至塔顶，经穿孔管均匀分布后，经填料逐层淋下，汇集于下部集水池中。由于水中部分铁质沉积于填料表面，对水中二价铁的氧化有接触催化作用。

2) 接触式曝气塔的淋水密度一般为 5～15$m^3/(h\cdot m^2)$。当采用 2 层填料，淋水密度＜1$m^3/(h\cdot m^2)$时，曝气后水中溶解氧饱和度可达 75%～85%，二氧化碳散除率可达 50%～60%。

3) 当地下水含铁量为 5～10mg/L 时，填料因铁质堵塞需一年左右更换一次。更换填料，费工费时，所以接触曝气塔多用于含铁量不高于 10mg/L 的地下水的曝气。

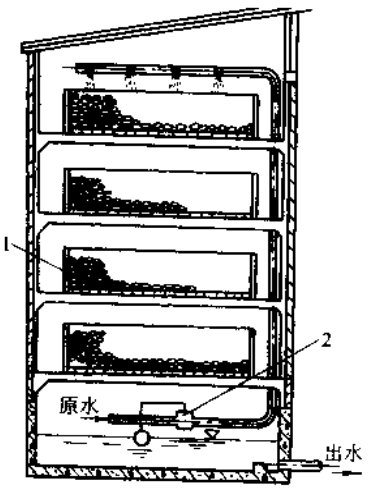


图 13-13 接触式曝气塔
1—焦炭层为 30～40mm；2—浮球阀

(8) 板条式曝气塔：

1) 图 13-14 为五层板条曝气塔。每层板条之间有空隙，使水由上而下逐层下落曝气。曝气塔的板条层数

可采取 4～10 层，层间净距 0.3～0.8m，淋水密度 5～15m³/(h·m²)。曝气后水中溶氧饱和度可达 80%，二氧化碳散除率可达 40%～60%。

2）由于板条式曝气塔不易为铁质所堵塞，所以可用于高含铁地下水的曝气。

(9) 机械通风式曝气塔：

1）图 13-15 为机械通风式曝气塔构造。塔身为封闭柱体，地下水由塔上部送入，经塔中填料层淋下，空气用通风机自塔下部通入，自塔顶排出。填料多用木板条。设计气水比可采用 10～15；淋水密度采用 40m³/(h·m²)；填料层厚度，根据原水总碱度，按表 13-8 采用。

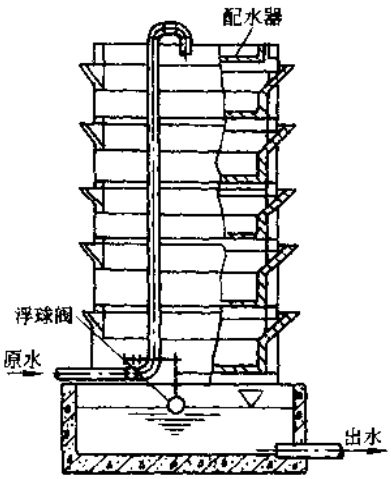


图 13-14　板条式曝气塔

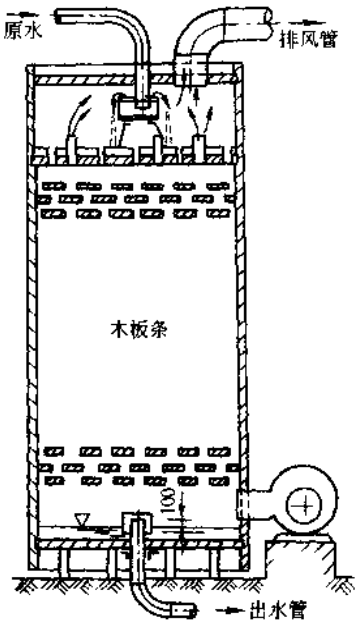


图 13-15　机械通风式曝气塔(板条填料)

木板条填料层厚度　　表 13-8

总碱度(mmol/L)	2	3	4	5	6	8
填料层厚度(m)	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	5.0

2）机械通风式曝气塔，由于气水比很大，曝气效果好，曝气后水中溶解氧饱和度可达 90%以上。二氧化碳散除率可达 80%～90%。木板条填料不易为铁质堵塞，可用于高含铁地下水的曝气。

3）在我国北方地区，喷淋式曝气装置一般都设于室内，在冬季由于门窗关闭，室内通风不良，且因水滴飞溅，常使室内地面潮湿和空气湿度增大，并有硫化氢和铁腥气味。因此，设计时应考虑有强力的通风设施。

13.1.6　除铁除锰滤池

13.1.6.1　滤池型式的选择

普通快滤池和压力滤池工作性能稳定，滤层厚度及反冲强度的选择有较大的灵活性，是

除铁除锰工艺中常用的滤池型式。前者主要用于大、中型水厂，后者主要用于中、小型水厂。

无阀滤池构造简单、管理方便，也是除铁除锰工艺中常采用的滤池类型之一。由于它出水水位较高，在曝气、两级过滤处理工艺中，可作为第一级滤池与快滤池（作为第二级滤池）搭配，以减少提升次数。对于水质周期较压力周期为短的水处理而言，应注意监测滤后水中铁锰漏出浓度，以便及时进行强制冲洗。

双级压力滤池是新型除铁除锰构筑物。它使两级过滤一体化，造价低，管理方便。其上层主要除铁，下层主要除锰，工作性能稳定可靠、处理效果良好。适用于原水铁锰为中等含量的中、小型水厂。双级压力滤池构造，见图 13-16。

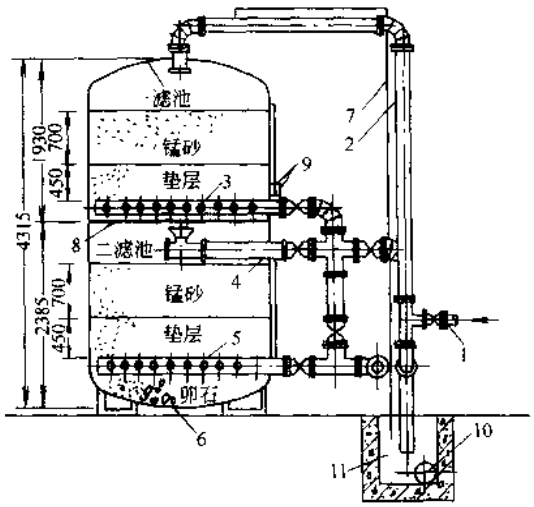


图 13-16 双级压力滤池

1—来水管；2—滤室进水管及反冲洗排水管；3—一滤室配水管；4—二滤室进水管及反冲洗排水管；5—二滤室配水管；6—罐体；7—排气管；8—隔板；9—压力表；10—总排水管；11—排水井

虹吸滤池也是除铁锰滤池类型之一，适用于大、中型水厂。但目前国内采用者较少，可能是由于滤料常采用比重较大的天然锰砂，而它的反冲洗水头又较低之故。

总之，滤池类型应根据原水水质、工艺流程、处理水量等因素来选择。使其构筑物搭配合理、减少提升次数，占地少、布置紧凑、方便管理。

13.1.6.2 除铁除锰滤料

（1）滤料要求：除铁除锰滤料除了应满足作为滤料的一般要求 — 有足够的机械强度、有足够的化学稳定性、不含毒质、对除铁水质无不良影响等以外，还应具对铁、锰有较大的吸附容量和较短的“成熟”期。

目前大量用于生产的滤料有：

1）石英砂。

2）无烟煤。

3）天然锰砂，其性能见表 13-9。

天然锰砂性能 表 13-9

名 称	MnO_2 含量(%)	相对密度	堆积密度(kg/m³)	孔隙度(%)
锦西锰砂	32	3.2	1600	50
湘潭锰砂	42	3.4	1700	50
马山锰砂	53	3.6	1800	50
乐平锰砂	56	3.7	1850	50

在曝气氧化法除铁工艺流程中，滤池滤料一般采用石英砂和无烟煤。

在接触氧化法除铁工艺流程中，上述各类滤料都可用作滤池滤料，但一般天然锰砂滤料对水中二价铁离子的吸附容量较大，故过滤初期出水水质较好。

在接触氧化法除锰工艺流程中，上述各种滤料都可用作滤池滤料，但马山锰砂、乐平锰砂和湘潭锰砂对水中二价锰离子的吸附容量较大，过滤初期出水水质较好，且滤料的"成熟"期较短，宜优先选用。

(2) 滤料粒径：

1) 在工程上，常用滤料的最大粒径 d_{max} 和最小粒径 d_{min} 作为除铁、除锰滤料的粒度特征指标向生产厂定货。但由于各地筛网孔目不统一、筛分操作的差异及运输过程中滤料磨损等缘故，购进的商品滤料在装入滤池之前，应再行筛分一次，将不合规格的颗粒，特别是细小颗粒淘汰出去。

2) 天然锰砂滤料最大粒径可在 1.2～2.0mm，最小粒径可在 0.5～0.6mm 之间选择。

3) 石英砂滤料最大粒径可在 1.0～1.5mm，最小粒径可在 0.5～0.6mm 之间选择。

4) 当采用双层滤料时，无烟煤滤料最大粒径可在 1.6～2.0mm，最小粒径可在 0.8～1.2mm之间选择。石英砂滤料粒径选择同上。

(3) 承托层组成：

1) 石英砂滤料及双层滤料滤池的承托层组成，同一般快滤池。

2) 锰砂滤池的承托层组成，见表 13-10。

锰砂滤池承托层的组成　　**表 13-10**

层　次	承托层材料	粒　径(mm)	各层厚度(mm)
1	锰矿石块	2～4	100
2	锰矿石块	4～8	100
3	卵石或砾石	8～16	100
4	卵石或砾石	16～32	由配水孔眼以上 100mm 起到池底

13.1.6.3　滤速和滤层厚度

(1) 除铁滤池的滤速一般为 5～10m/h，但有的高达 10～20m/h，甚至有的天然锰砂除铁滤池高达 20～30m/h。设计中应根据原水水质、特别是地下水的含铁量，来确定适宜的滤速。设计滤速以选用 5～10m/h 为宜，含铁量低可选用上限，含铁量高宜选用下限。

(2) 除锰滤池及除铁锰滤池滤速，一般为 5～8m/h。

(3) 滤池滤层厚度：

1) 重力式：700～1000mm。

2) 压力式：1000～1500mm。

3) 双级压力式：每级厚度为 700～1000mm。

4) 双层滤料：无烟煤层 300～500mm，石英砂层 400～600mm，总厚度 700～1000mm。

13.1.6.4　滤池工作周期及反冲洗

(1) 除铁滤池及除铁锰滤池的工作周期，一般为 8～24h。中南地区若干座石英砂滤池工作周期与原水含铁量、滤池滤速的关系见表 13-11。

除铁滤池工作周期与滤速、原水含铁量的关系 表 13-11

待滤水总 Fe(mg/L)	滤 速(m/h)	工作周期(h)
<5	6～12	12～24
5～15	5～10	8～15
20～30	3～6	1～8

在设计中，应保证滤池运转后工作周期不小于 8h，因为周期过短，既浪费水量，管理又麻烦。因此，当含铁量较高时，应采取以下措施：

1）采用粒径较均匀的滤料。如南宁采用 $d=0.6\sim1.2$mm 天然锰砂，不均匀系数 $K=1.44\sim1.63$，孔隙率达 61.0%～63.9%。当原水含铁量高达 15mg/L 以上时，滤池工作周期仍可达 12h 以上。

2）采用双层滤料滤池，一般可延长工作周期约 1 倍左右。

3）降低滤速。

（2）在曝气、两级过滤除铁除锰工艺中，第二级除锰滤池工作周期一般较长，可达 7～20d，最短也有 3～5d。但在运转中，不宜将周期延至过长，否则滤层有冲洗不均匀及逐渐板结之虞。

（3）滤池的反冲洗，一般以期终水头损失为 1.5～2.5m 为度。亦可在掌握规律之后，定期反冲洗。

1）天然锰砂除铁滤池的反冲洗强度可按表 13-12 采用。

天然锰砂除铁滤池反冲洗强度 表 13-12

序 号	锰砂粒径 (mm)	冲洗方式	冲洗强度 L/(s·m²)	膨 胀 率 (%)	冲洗时间 (min)
1	0.6～1.2	无辅助冲洗	18	30	10～15
2	0.6～1.5		20	25	10～15
3	0.6～2.0		22	22	10～15
4	0.6～2.0	有辅助冲洗	19～20	15～20	10～15

2）石英砂除铁滤池反冲洗强度一般为 13～15L/(s·m²)，膨胀率为 30%～40%，冲洗时间不小于 7min。

3）天然锰砂和石英砂作为除锰滤池滤料，成熟后密度约减小 10%左右，所以其反冲洗强度应略低于除铁滤池。天然锰砂除锰滤料反冲洗强度一般为 25～20L/(s·m²)，膨胀率为 15%～25%；石英砂除锰滤料反冲洗强度一般为 12～14L/(s·m²)，膨胀率为 25%～30%。冲洗历时也不宜过长，以免破坏锰质活性滤膜，一般为 5～10min。

13.1.6.5 除铁滤池反冲洗废水的回收和利用

1）除铁滤池反冲洗废水中铁质浓度最高可达数百甚至数千 mg/L。反冲洗废水经 8～10h 静置沉淀，能将水中铁质浓度降至 30～50mg/L，可抽送回滤池再行过滤。

2）用聚丙烯酰胺混凝反冲洗废水，效果良好。对于铁质浓度为 30～1000mg/L 的反冲洗废水，投加 0.16mg/L(按纯质计)的聚丙烯酰胺，经 30s 混合、40min 沉淀，能将水中铁质浓度降至 10mg/L 以下。

3）由反冲洗废水中沉淀下来的铁泥，经水选，滤干、焙烧、球磨、炕干，可制成三级氧化

铁红。成分不纯的铁泥，经风干、焙烧、球磨、风选后，可制成红土粉。

13.2　除　　氟

13.2.1　除　氟　方　法

长期摄入氟化物含量过高的饮水，将引起以牙齿和骨骼为主的慢性疾病，前者称为氟斑牙，后者称为氟骨病，是严重危害人类健康的地方病。

我国《生活饮用水卫生规范》规定，氟化物的含量不得超过 1.0mg/L。当原水氟化物含量超过标准时，就应设法进行处理。

氟化物含量过高的原水往往呈偏碱性，pH 值常大于 7.5。

除氟的方法大致可分为以下几种：

(1) 吸附过滤法：含氟水通过滤层，氟离子被吸附在由吸附剂组成的滤层上。当吸附剂的吸附能力降至一定极限值，出水含氟量达不到规定时，用再生剂再生，恢复吸附剂的除氟能力，以此循环以达到除氟的目的。主要的吸附剂有：活性氧化铝、骨炭、活性炭和磷酸三钙等。

(2) 膜法：利用半透膜分离水中氟化物，包括电渗析及反渗透两种方法。膜法处理的特点是在除氟的同时，也去除水中的其他离子，尤其适合于含氟苦咸水的淡化。

(3) 絮凝沉淀法：在含氟水中投加絮凝剂，使之生成絮体而吸附氟离子，经沉淀和过滤将其去除。主要的絮凝剂为铝盐，包括硫酸铝、氯化铝和碱式氯化铝等。电凝聚法除氟原理与絮凝沉淀法类似，在电解槽中通过铝离子的溶解生成絮体以吸附去除氟离子。

(4) 离子交换法：利用离子交换树脂的交换能力，将水中的氟离子去除。普通阴离子交换树脂对氟离子的选择性过低，螯合有铝离子的胺基磷酸树脂对氟离子有极好的吸附效果。

选择除氟方法应根据水质、规模、设备和材料来源经过技术经济比较后确定。目前常用的方法有活性氧化铝法、电渗析法和絮凝沉淀法。这三种方法的特点和比较，参见表 13-13。

除氟方法的特点和比较　　表 13-13

方　法	处理水量	原水含盐量	出水含盐量	pH 值	水利用率
活性氧化铝法	大	无要求	不　变	6.0～7.0	高
电渗析法	小	500～10000mg/L	>200mg/L	无要求	低
絮凝沉淀法	小	含量低	增　高	6.5～7.5	高

当处理水量较大时，宜选用活性氧化铝法；当除氟的同时要求去除水中氯离子和硫酸根离子时，宜选用电渗析法。絮凝沉淀法适合于含氟量偏低的除氟处理，这是由于除氟所需的絮凝剂投加量远大于除浊要求的投加量，容易造成氯离子或硫酸根离子超过《生活饮用水卫生规范》的规定。

13.2.2　活 性 氧 化 铝 法

活性氧化铝是一种用途很广的吸附剂。除氟应用的活性氧化铝属于低温态，由氧化铝的水化物在约 400℃下焙烧产生，其特征是具有很大的表面积。表 13-14 列举一些除氟用氧化铝产品的规格型号和主要技术指标。

活性氧化铝产品技术参数 表 13-14

型 号	晶 相	粒 径 (mm)	堆密度 (g/cm³)	比表面积 (m²/g)	孔容积 (mL/g)	耐压强度 (N/个)
WHA104	χ-φ	1～2.5	≥0.72	≥320	≥0.38	35
WHA104	χ-φ	0.5～1.8	≥0.72	≥320	≥0.4	10
WHA104	χ-φ	扁 粒	≥0.72	≥350	≥0.4	-

注：该产品为温州氧化铝厂生产。

活性氧化铝对阴离子的吸附交换顺序如下：

$OH^- > PO_4^{3-} > F^- > SO_3^- > Fe(CN)_6^{4-} > CrO_4^{2-} > SO_4^{2-} > Fe(CN)_6^{3-} > Cr_2O_7^{2-} > I^- > B_r^- > Cl^- > NO_3^- > MnO_4^- > ClO_4^- > S^{2-}$

它比离子交换树脂对氟离子(F^-)有较高的吸附选择性，而对水体中常有的离子(例如SO_4^{2-}、Cl^-)选择性低。

13.2.2.1 影响活性氧化铝吸附能力的主要因素

(1) 颗粒粒径：活性氧化铝的颗粒粒径对其吸附氟离子能力有明显影响，粒径越小，吸附容量越高，但粒径越小，颗粒的强度越低，将会影响其使用寿命。

(2) 原水的 pH 值：对活性氧化铝吸附除氟能力有明显影响。当 pH 大于 5 时，pH 越低，活性氧化铝的吸附容量越高。

(3) 原水的初始氟浓度：也是影响活性氧化铝吸附容量的因素之一。初始氟浓度越高，吸附容量较大。

(4) 原水的碱度：原水中重碳酸根浓度是影响活性氧化铝吸附容量的一个重要因素。重碳酸根浓度高，活性氧化铝的吸附容量将降低。

(5) 氯离子和硫酸根离子：对于一般水源，氯离子和硫酸根离子浓度对活性氧化铝的除氟能力没有影响。活性氧化铝对氯离子和硫酸根离子没有明显的去除能力。

(6) 砷的影响：活性氧化铝对水中的砷有吸附作用，对 As^{5+} 的吸附能力远大于 As^{3+}。砷在活性氧化铝上的积聚将造成对氟离子吸附容量的下降，且使再生时洗脱砷离子比较困难。

13.2.2.2 处理流程

活性氧化铝除氟处理工艺流程见图 13-17。

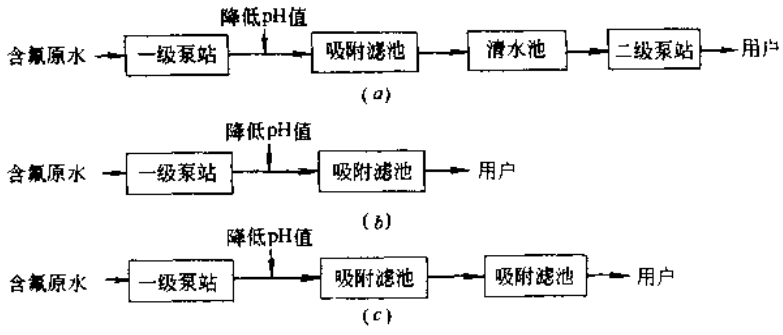


图 13-17 活性氧化铝除氟工艺流程

(a) 敞开式吸附滤池方式；(b) 压力式吸附滤池方式；(c) 串联吸附滤池方式

当原水浊度大于5NTU或含砂量较高时，应在吸附滤池前设置预处理。消毒工艺应设在除氟处理工艺之后。

13.2.2.3　工艺设计

(1) 吸附滤池：

1) 滤料：吸附滤池的滤料是作为吸附剂的活性氧化铝。其粒径不宜大于2.5mm，一般采用0.4～1.5mm。滤料应有足够的机械强度，耐压强度大于10N/个，使用中不易磨损和破碎。

2) 原水pH值的调整：活性氧化铝每个吸附周期的吸附容量随原水pH值的不同而不同，可相差数倍。天然含氟量高的水，往往pH值较高，从而降低了吸附容量。为此，可以采取人为措施，在进入滤池前降低原水pH值。降低的值应通过技术经济比较确定，一般宜调整到6.0～7.0之间。

pH值调整可采用投加硫酸、盐酸、醋酸等溶液或投加二氧化碳气体。投加量可根据原水碱度和pH值计算或通过试验来确定。

3) 滤速：

① 当原水不调整pH值时，滤速只能达到2～3m/h，连续运行时间4～6h，间断运行4～6h。

② 当原水降低pH值至小于7.0时，可采用连续运行方式，滤速为6～10m/h。

4) 流向：原水通过滤层的流向可采用自下而上或自上而下方式。当采用硫酸溶液调正pH值时，宜采用自上而下方式；当采用二氧化碳气体调整pH值时，为防止气体挥发，增加溶解量，宜采用自下而上的方式。

5) 周期工作吸附容量：滤料工作吸附容量受许多因素影响，主要因素有原水含氟量、pH值，滤池滤速、滤层厚度，终点出水含氟量及滤料自身的性能等。

① 当采用硫酸调整pH值至6.0～6.5时，吸附容量一般可为4～5g(F)/kg(Al_2O_3)。

② 当采用二氧化碳调整pH值到6.5～7.0时，吸附容量一般可为3～4g(F)/kg(Al_2O_3)。

③ 当原水不调整pH值时，吸附容量一般可为0.8～1.2g(F)/kg(Al_2O_3)。

6) 终点出水含氟量：当采用多个吸附滤池时，其中任一单个滤池的终点出水含氟量可考虑稍高于1mg/L。这是由于再生后活性氧化铝滤池的出水，在较长时间内小于1mg/L，为延长除氟周期，增加每个周期处理水量，降低制水成本，故单个滤池出水含氟量可稍高于1mg/L。设计时应根据混合调节能力确定终点含氟量值，保证混合后出水含氟量不大于1mg/L。

7) 滤层厚度：滤池滤料厚度可按下列规定选用：

① 当原水含氟量小于4mg/L时，滤层厚度宜大于1.5m。

② 当原水含氟量在4～10mg/L时，滤层厚度宜大于1.8m，也可采用二个滤池串联运行。

③ 当采用硫酸调整pH值至6.0～6.5，处理规模小于5m^3/h、滤速小于6m/h时，滤层厚度可降低到0.8～1.2m。

8) 滤池高度：滤池总高度包括滤层厚度、承托层厚度、滤料反冲洗膨胀高度和保护高度。

当采用滤头布水方式时，应在吸附层下铺一层厚度为50～150mm、粒径为2～4mm的石英砂作为承托层。

滤层表面至池顶高度采用1.5～2.0m，该高度包括了滤料反冲洗膨胀高度和保护高度。

9）滤池构造：

① 滤池可采用敞开式或压力式。敞开式适用于处理规模较大的场合，管理方便，但需设置调节构筑物和二次提升。压力式适合于处理规模较小的场合，不需设置调节构筑物和二次提升。

② 滤池结构材料应满足下列条件：

ⅰ. 符合生活饮用水水质的卫生要求。

ⅱ. 适应环境温度。

ⅲ. 适应pH值2～13。

ⅳ. 易于维修和配件的更换。

10）管径：反冲洗进出水管必须按首次反冲洗强度来选择管径。敞开式滤池反冲洗出水管可不安装阀门。

11）pH调整剂投加方式：浓酸应稀释至0.5%～1%后投加。酸液应加入到原水进水管的中心。二氧化碳气体的投加应通过微孔扩散器来完成。

12）附属设施：滤池应配置以下附属设施：

① 进、出水取样管。

② 进水流量指示仪表。

③ 观察滤层的视窗，常设置2个：1个位置在滤层表面，观察滤层高度的变化；另1个设于滤料反冲洗膨胀高度处，用以观察滤层是否膨胀到位。

（2）再生：当滤池出水含氟量达到终点含氟量值时，滤池停止工作，滤料应进行再生处理。

1）再生剂：再生剂宜采用氢氧化钠溶液，也可采用硫酸铝溶液。从水质考虑，氢氧化钠溶液较为适宜，因为无论是硫酸根离子还是铝离子都会对水质有影响。

氢氧化钠再生剂的溶液浓度采用0.75%～1%。氢氧化钠消耗量可按每去除1g氟化物需8～10g固体氢氧化钠计算，再生液用量为滤料体积的3～6倍。

硫酸铝再生剂的溶液浓度采用2%～3%。硫酸铝的消耗量可按每去除1g氟化物需60～80g固体硫酸铝（$Al_2(SO_4)_3 \cdot 18H_2O$）计算。

2）再生操作方法：当采用氢氧化钠再生时，再生过程可分为首次冲洗、再生、二次冲洗（或淋洗）及中和四个阶段。图13-18为再生的工艺程序。当采用硫酸铝再生时，上述中和阶段可省略。

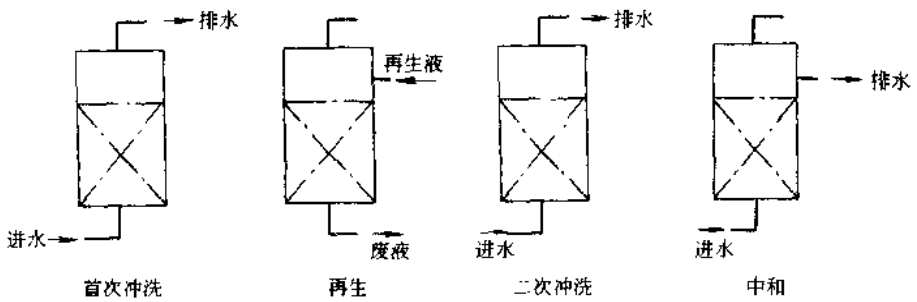


图13-18 再生操作工艺程序

① 首次冲洗滤层膨胀率可采用30%～50%，反冲时间可采用10～15min，冲洗强度视滤料粒径大小，一般可采用12～16L/(m²·s)。首次冲洗十分重要，其主要作用是去除吸附期间在滤料间截留的悬浮物和松动滤层，防止滤料板结。滤料板结是活性氧化铝法使用中存在的主要问题，它将严重降低除氟能力，缩短使用寿命。因此，要确保首次反冲洗达到要求强度，反冲洗进出水管管径按此进行选择。

② 再生溶液自上而下通过滤层，当再生剂采用氢氧化钠溶液时，再生时间为1～2h，再生液流速为3～10m/h。当再生剂采用硫酸铝溶液时，再生时间可采用2～3h，流速可为1～2.5m/h。再生后滤池的再生溶液必须排空。为节省再生剂，再生初期允许使用前次再生使用过的再生剂，后期使用新配制的再生剂。滤料的再生也可采用浸泡的方式或再生剂循环的方式。

③ 二次反冲洗强度可采用3～5L/(m²·s)，流向自下而上通过滤层，反冲时间为1～3h。也可用淋洗的方法，淋洗采用原水以1/2正常过滤流量，从上部淋下，淋洗时间0.5h。采用硫酸铝作再生剂，二次反冲洗或淋洗终点出水pH值应大于6.5，含氟量应小于1mg/L。

④ 中和可采用1%硫酸溶液调节进水pH值降至3左右，进水流速与正常除氟过程相同，中和时间为1～2h，直至出水pH值降至8～9为止。

⑤ 首次反冲洗、二次反冲洗、淋洗以及配制再生溶液均可利用原水。

3）再生池有效容积按单个最大吸附滤池一次再生所需再生溶液的用量来计算，一般情况下再生溶液的用量为滤料体积的3～6倍，再生溶液循环使用取低值，一次性使用取高值。再生池需设置再生泵，再生泵应有良好的防腐性能，流量按单个滤池要求设计。

(3) 酸稀释池有效容积可按每回调节进水pH值所需酸用量进行计算。硫酸的稀释倍数按使用浓度0.5%～1%计算。酸稀释池设酸投加泵，投加泵应有良好的防腐，流量为调整原水pH值的酸溶液投加量。

(4) 二氧化碳发生器：

1）采用以白云石等为原料的电热式二氧化碳发生器。二氧化碳投加量根据原水碱度和pH值进行计算或实际测定。发生器至少应有2台。在有二氧化碳气源的地方，也可外购气体，用钢瓶作为输送、储存的手段。

2）投加二氧化碳调节pH值，具有安全，水质口感好等优点。

13.2.2.4　除氟站设计

除氟站设计要点如下

(1) 除氟工艺可按连续运行设计。当站内有调节构筑物时，可按最高日平均时供水量设计；当无调节构筑物时，应按最高日最高时供水量设计。

(2) 为了保证供水安全，宜设置2个以上滤池。当原水含氟量小于4mg/L时，可采用多个滤池并联运行；当含氟量大于4mg/L时，宜采用每两个滤池为一组串联运行，以提高滤料的工作吸附容量。串联运行的第一周期，前滤池的出水进入后滤池，当后滤池出水达到终点含氟量时，该除氟周期结束。待再生前滤池后，将它改为后滤池，原后滤池则改为前滤池，进入下一个周期运行，如此反复循环。多个滤池的运行周期应互相错开，处理水在管道内混合，也可在清水池混合。

(3) 除氟站内必须为操作人员设置淋浴和洗眼设备。必须配备中和酸碱的化学品(例如碳酸氢钠和硼酸溶液)，以便处置漏溢。

(4) 除氟站的管道一般有原水管、处理水出水管、废水排放管、酸液管或二氧化碳气体

管、再生液(碱液或硫酸铝液)管以及取样管等。酸、碱液管道、阀门等的材质应采用塑料(如聚氯乙烯)或不锈钢。

(5) 可采用化学沉淀或蒸发的方法处理废水。浓缩的废水或沉淀物可进行填埋或者回收氟化物。废液的处理可采用氯化钙或石灰沉淀池、自然蒸发法、闪蒸法等方法。氯化钙法处理氢氧化钠再生废液具有投药量省,上清液含氟量低,泥量少等优点。废液处理池容积同再生池,内设耐磨蚀泵,用以排入或排击液体。具体操作如下:

1) 废水中投加硫酸中和至 pH 为 8 左右。

2) 投加工业氯化钙沉淀废水中氟化物,氯化钙投加量为 2～4kg/m^3。注意先用少量废水溶解氯化钙成溶液,投加时应充分搅拌,使之混合反应。

3) 静置沉淀数小时后,上清液与下一周期首次冲洗水一起排入下水道。

13.2.3 电 渗 析 法

应用电渗析器除氟运行管理简单,不需化学药剂,只需调节直流电压即可。电渗析法不仅可去除水中氟离子,还能同时去除其他离子,特别是除盐效果明显。

有关电渗析的设计,可参见给水排水设计手册第 4 册《工业给水处理》,本节主要叙述应用于除氟目的的特殊要求。

13.2.3.1 适用范围

(1) 原水要求:

1) 电渗析器膜上的活性基因,对细菌、藻类、有机物、铁、锰等离子敏感,在膜上形成不可逆反应,因此进入电渗析器的原水应符合下列条件:

① 含盐量大于 500mg/L,小于 10000mg/L。

② 浊度 5NTU 以下。

③ COD_{cr}小于 3mg/L。

④ 铁小于 0.3mg/L。

⑤ 锰小于 0.3mg/L。

⑥ 游离余氯小于 1mg/L。

⑦ 细菌总数不宜大于 1000 个/mL。

⑧ 水温 5～40℃。

2) 当原水水质超出上述范围,应进行相应预处理或改变电渗析的工艺设计。

(2) 出水水质:经处理后出水含盐量不宜小于 200mg/L,否则一些离子迁出,含盐量过低同样会影响健康。当出水中含碘量小于 10μg/L 时,应采取加碘措施,尤其在地方性甲状腺肿症多发地区,一般可加碘化钾。

13.2.3.2 工艺设计

(1) 工艺流程:电渗析除氟一般可采用下列工艺流程:

含氟原水→预处理→电渗析器→消 毒→清水池

(2) 主要设备:电渗析除氟的主要设备包括:电渗析器、倒极器、精密过滤器、原水箱或原水加压泵、淡水箱、酸洗槽、酸洗泵、浓水循环箱、供水泵、压力表、流量计、配电柜、硅整流器、变压器、操作控制台、大修洗膜池等。

(3) 电渗析器：

1) 电渗析的淡水、浓水、极水流量可按下述要求设计：

① 淡水流量可根据处理水量确定。

② 浓水流量可略低于淡水流量，但不得低于淡水流量的 2/3。

③ 极水流量一般可为 1/3～1/4 的淡水流量。

2) 电渗析器进水水压不应大于 0.3MPa。

3) 工作电压可根据原水含盐量、含氟量及相应去除率或通过极限电流试验确定。膜对电压可按表 13-15 选用。

电渗析器的膜对电压　　表 13-15

用　途	原水含盐量（溶解性总固体）(mg/L)	原水含氟量 (mg/L)	不同厚度隔板的膜对电压 V/对	
			0.5～1mm	1～2mm
除氟、除盐	500～10000	1.0～12	0.3～1.0	0.6～2.0

4) 工作电流可根据原水含盐量、含氟量及相应去除率或通过极限电流试验确定。电流密度可按表 13-16 选用。

电渗析器的电流密度　　表 13-16

原水含盐量(mg/L)	<500	500～2000	2000～10000
电流密度(mA/cm^2)	0.5～1.0	1～5	5～20

5) 浓、淡水进、出连接孔流速一般可采用 0.5～1m/s。

6) 电渗析流程长度、级、段数应按脱盐率确定。脱盐率可按式(13-28)计算，该式表明除氟和脱盐是不同步的。

$$Z=\frac{100Y-C}{100-C} \tag{13-28}$$

式中　Z　　脱盐率(%)；

Y——除氟率(%)；

C——系数，重碳酸盐水型 C 为－45，氯化物水型 C 为－65，硫酸盐水型 C 为 0。

7) 离子交换膜常采用选择透过率大于 90% 的硬质聚乙烯异相膜，厚度 0.5～0.8mm，阳离子迁移数和阴离子迁移数均应大于 0.9。

8) 电极一般采用高纯石墨电极、钛涂钌电极，不得采用铅电极。

(4) 倒极器：

1) 倒极器可采用手动或气动、电动、机械等自动控制倒极方式。

2) 自动倒极装置应同时具有切换电极极性和改变浓、淡水流动方向的作用。

3) 倒极周期应根据原水水质及工作电流密度确定。一般频繁倒极周期采用 0.5～1h；定期倒极周期不应超过 4h。

(5) 原水水箱容积应按大于小时供水量的 2 倍来计算。

(6) 浓水水箱有效容积除满足浓水系统用水外，还应留有 1～$2m^3$ 储存量。

(7) 酸洗槽：

1) 酸洗周期可根据原水硬度、含盐量确定，当除盐率下降 5% 时，应停机进行动态酸洗。

2）采用频繁倒极方式时，周期为 1～4 周，酸洗时间为 2h。

3）酸洗液为 1.0%～1.5%的工业盐酸，不得大于 2%。

4）酸洗槽的有效容积应略大于充满单台电渗析器的用量。

（8）变压器：变压器容量应根据原水含盐量、含氟量及倒换电极时最高冲击电流等因素确定，一般应为正常工作电流的 2 倍。

（9）电源：电渗析器必须采用可调的直流电源。

（10）操作控制台应满足整流、调整、倒极操作及电极指示等要求。

（11）其他：

1）处理站内应设排水设施，可以采用明渠或地漏。

2）电渗析系统内的阀门、管道、储水设施、泵等应采用非金属材料，常用聚乙烯或聚丙烯、混凝土等材料，不得采用钢铁材质。

13.2.4 絮凝沉淀法

絮凝沉淀池适用于原水含氟量小于 4mg/L，处理水量小于 $30m^3/d$ 的小型除氟工程。当原水含氟量大于 4mg/L 时，由于投药量大，水中增加的硫酸根离子和氯离子将影响处理水水质。絮凝沉淀除氟处理工艺流程见图 13-19。

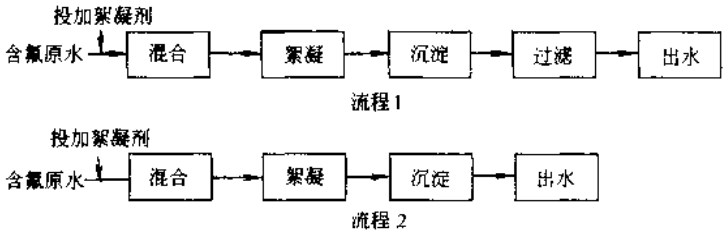


图 13-19 絮凝沉淀除氟工艺流程

（1）絮凝剂与净水药剂相同，一般可采用铝盐，效果较好，如氯化铝、硫酸铝和碱式氯化铝等。

1）絮凝剂投加量与原水含氟量、温度、pH 值有关，应通过试验确定，一般投加量（以 Al^{3+} 计）应为原水含氟量的 10～15 倍（质量比）。

2）温度对除氟效果有影响。在投药量相同的情况下，水温越高需要沉淀时间越长，一般适宜温度范围在 7°～32℃。

3）投加絮凝剂将引起 pH 值的变化，而 pH 值将影响沉淀效果。投加药剂后水中 pH 值处于 6.5～7.5 之间时，可获得较佳的沉淀效果，对于硫酸铝的最佳 pH 值范围为 5.8～6.5；氯化铝为 6.2～7.0；碱式氯化铝为 6.4～7.2。烧杯试验表明，达到相同去除率时，碱式氯化铝的投加量最小，pH 值变化也最小，沉淀时间最短约 1h，而其他两种药剂的沉淀时间约需 2h。

（2）混合可采用泵前加药混合或采用管道混合器等方式。

（3）絮凝可采用底部切线进水的旋流絮凝方式或采用机械絮凝方式。

（4）沉淀采用静止沉淀方式，沉淀时间 4～8h，排泥间隔时间小于 72h，沉渣放置时间过长会使水质下降。

（5）过滤可采用常规普通快滤池。

14 排泥水处理

14.1 处理系统组成和工艺选择

14.1.1 处理系统组成

净水厂污泥处理对象主要是滤池的冲洗废水和沉淀池的排泥水。其成分一般为原水中的悬浮物质和部分溶解物质以及在净水过程中投加的各种药剂。

排泥水处理系统通常包括调节、浓缩、平衡、脱水以及泥饼处置等工序。其流程见图14-1。

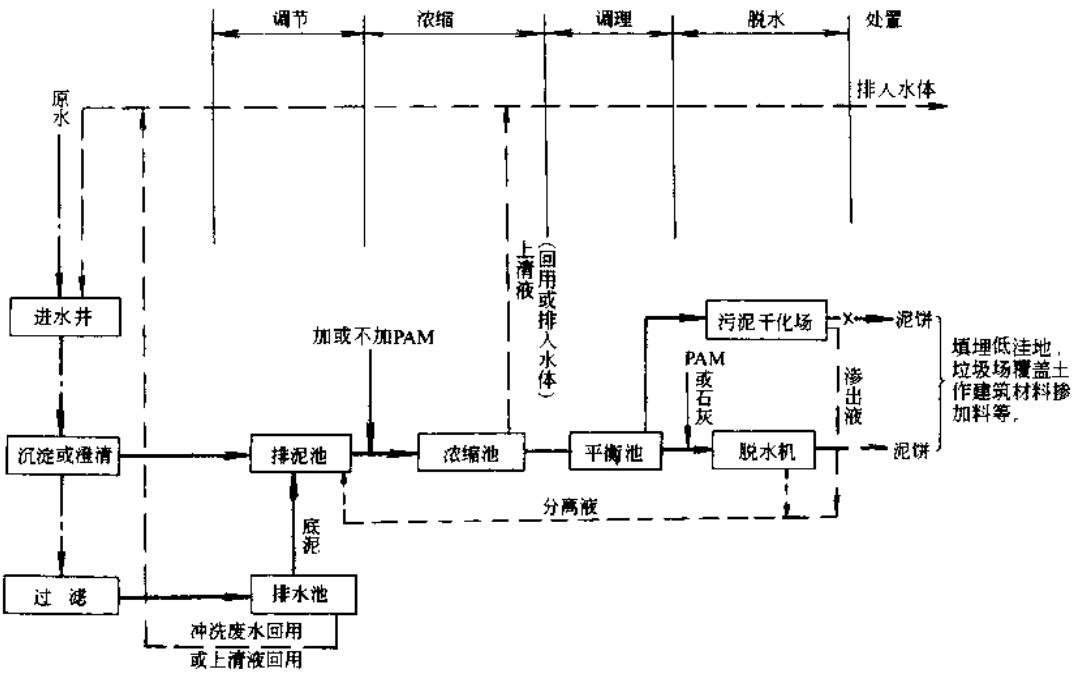


图 14-1 净水厂排泥水处理流程

(1) 调节：为了使排泥水处理构筑物均衡运行以及水质的相对稳定，一般在浓缩前需设置调节池。净水厂滤池的冲洗废水和沉淀池排泥水都是间歇排放，其量和质都不稳定，设置调节池可使后续设施负荷均匀，有利于浓缩池的正常运行。通常把接纳滤池冲洗废水的调

节池称为排水池，接纳沉淀池排泥水的称为排泥池。

(2) 浓缩：净水厂排泥的含固率一般很低，仅在0.05%～0.5%左右，因此需进行浓缩处理。浓缩的目的是提高污泥浓度，缩小污泥体积，以减少后续处理设备的能力，如缩小脱水机的处理规模等。当采用泥水自然干化时也可缩短污泥干化时间，节约用地面积。当采用机械脱水时，供给的污泥浓度有一定要求，也需要对排泥水进行浓缩处理。

含水率高的排泥水浓缩较为困难，为了提高泥水的浓缩性，可投加絮凝剂、酸或设置二级浓缩。

(3) 平衡：当原水浊度及处理水量变化时，净水厂排泥量和含固率也会作相应调整。为了均衡脱水机的运行要求，宜在浓缩池后设置一定容量的平衡池。设置平衡池还可以满足原水浊度大于设计值时起到缓冲和贮存浓缩污泥的作用。

(4) 脱水：浓缩后的浓缩污泥需经脱水处理，以进一步降低含水率，减小容积，便于搬运和最后处置。当采用机械方法进行污泥脱水处理时，还需投加石灰或高分子絮凝剂(如聚丙烯酰胺)等。

(5) 泥饼及分离液处置：脱水后的泥饼可以外运作为低洼地的填埋土、垃圾场的覆盖土或作为建筑材料的原料或掺加料等。泥饼的成分应满足相应的环境质量标准以及污染物控制标准。

排泥水在浓缩过程中将产生上清液，在脱水过程中将产生分离液。当上清液水质符合排放水域的排放标准时，可直接排放；当水质满足要求时也可考虑回用。分离液中悬浮物浓度较高，一般不能符合排放标准，故不宜直接排放，可回至浓缩池。含有高分子絮凝剂成分的分离液回流到浓缩池进行循环处理，也有利于提高排泥水的浓缩程度。

14.1.2 工艺流程选择

排泥水处理工艺的选择主要取决于水厂净水工艺和运行方式，以及水源水质和泥饼的最终处置。工艺选择主要内容是确定浓缩方式和脱水方式。选择时应综合考虑建设费用、日常运行费用、维护费用、管理难易、处理效果以及占地大小等多方面的因素。

目前国内采用机械脱水的排泥水处理系统的工艺流程大致如下：

图14-2为一采用板框压滤机脱水的排泥水处理系统。沉淀池排泥水和滤池反冲洗的排水合并进入排泥池，经排泥池预浓缩，上清液回流，沉泥进入辐流式浓缩池。浓缩污泥投加高分子絮凝剂，然后经板框压滤机脱水。

图14-3为一采用离心脱水机的排泥水处理系统。滤池冲洗水全部回用；沉淀池排泥水进入排泥池。经排泥池调节后进入斜板浓缩池浓缩，上清液排放。浓缩污泥经平衡池后用离心脱水机脱水。脱水前投加高分子絮凝剂，脱水分离液回流至排泥池。

图14-4为一采用带式压滤机脱水的排泥水处理系统。滤池反冲洗排水和沉淀池排泥水排入排泥池，然后经浓缩池浓缩后唧送至带式压滤机脱水。浓缩池上清液回用，脱水机的分离液直接排入下水道，高分子絮凝剂分别加注于浓缩池和脱水机前。

图14-5为另一采用板框压滤机脱水的排泥水处理流程。沉淀池排泥和滤池冲洗废水排入回收水泵井，然后经沉淀池预浓缩，上清液回流，沉泥送至浓缩池浓缩，再经板框压滤机脱水。

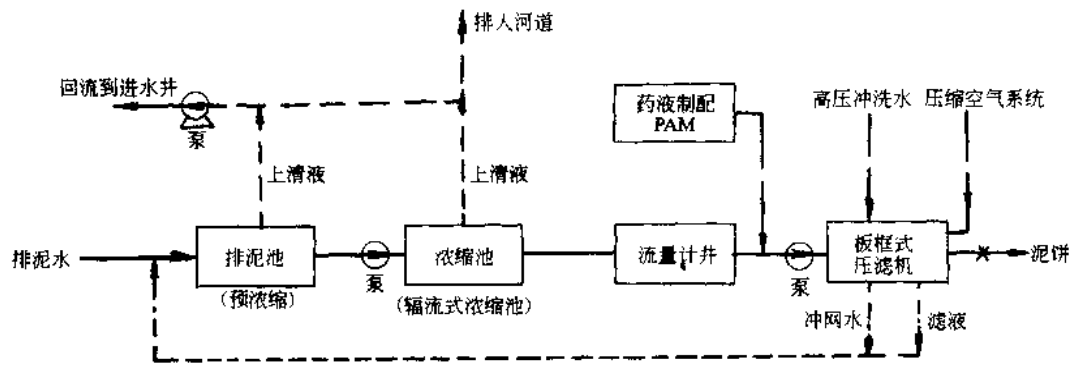


图 14-2　污泥处理工艺流程示意（板框压滤机）

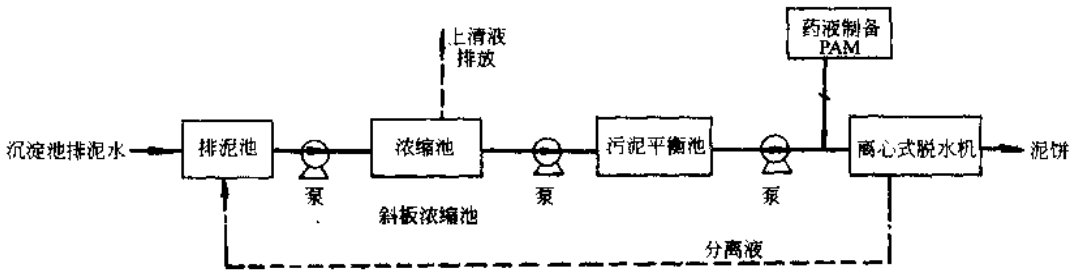


图 14-3　污泥处理工艺流程示意（离心脱水）

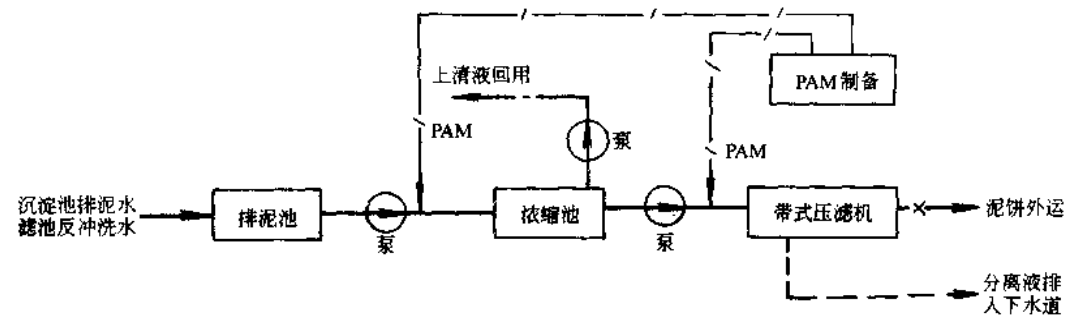


图 14-4　污泥处理工艺流程示意（带式压滤）

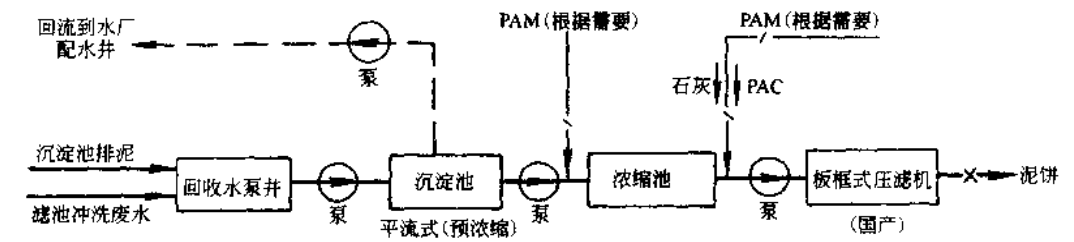


图 14-5　污泥处理工艺流程示意（板框压滤）

14.1.3 排泥水处理系统的泥水平衡计算

为了确定排泥水处理系统各单元的设计规模，需要进行系统的水量和泥量的平衡计算。尽管排泥水处理系统中污泥浓度和水量不断变化，但其总量仍应保持不变。

系统平衡计算的步骤如下：

(1) 确定设计干固体总量 DS_1：根据水厂设计水量 Q_1（包括自用水）及设计采用的原水悬浮固体 SS，色度、混凝剂投加量等计算水厂干固体总量（具体计算见第 14.2.1 节）；

(2) 确定沉淀池排泥水量 Q_2：可根据每日沉淀池排泥次数和每次排泥历时及排泥时流量进行计算，也可根据处理水量和沉淀池进出水固体总量及平均排泥水含固率计算；

(3) 确定滤池冲洗排水量 Q_3：根据滤池格数、冲洗周期及每次冲洗耗水量计算；

(4) 计算排水池进出水量及干固体量：排水池的进水总量即滤池冲洗水量 Q_3（瞬间进水量应为一格或数格滤池同时冲洗时水量）。进水干泥量 DS_3 为滤池截留的悬浮固体量，可用滤池进水悬浮固体乘以设计水量 Q_1 求得。排水池的出水流量根据系统的运行方式有所区别：

1) 当冲洗废水经适当沉淀后，澄清液回用，沉泥进入排泥池时，应根据冲洗废水沉降试验，确定相应沉淀时间的沉泥及澄清水含固率，然后根据泥量的平衡算出回流水量 Q_{31} 和进入排泥池的流量以及相应的悬浮固体量 DS_{31}、DS_{32}；

2) 当滤池冲洗水全部回用时，Q_{32}、DS_{32} 为 0，$Q_{31}=Q_3$，$DS_{31}=DS_3$。

3) 当滤池冲洗废水全部进入排泥池时（此时排水池和排泥池可合并），Q_{31}、DS_{31} 为 0，$Q_{32}=Q_3$，$DS_{32}=DS_3$。

4) 当滤池冲洗废水全部排放时，Q_{31}、DS_{31}、Q_{32}、DS_{32} 均为 0。

(5) 计算浓缩池进出水量和干固体量，浓缩池进水总量和小时流量与系统的运行方式有关：

1) 如滤池冲洗废水对外排放，则浓缩池的进水总量 Q_4 应为沉淀池排泥水量 Q_2 和脱水机房排出的分离液量 Q_8 之和，但小时流量应按浓缩池运行时间考虑（一般宜按 24h 运行），进浓缩池的干泥量为沉淀池排出的干泥量 DS_2 和分离液所挟带的干泥量 DS_8 的总和。进泥浓度则为 $(DS_2+DS_3)/(Q_2+Q_8)$。

浓缩池出流分二部分，其中一部分作为上清液排出或回用，另一部分则随浓缩污泥进入脱水机房，浓缩污泥量 Q_5 取决于排出的干泥量 DS_5 及浓缩污泥的含固率 SS_5，上清液流量 $Q_9=Q_4-Q_5$。

2) 如滤池冲洗废水经初步沉淀，底泥进入排泥池或滤池冲洗废水直接进入排泥池时，浓缩池水量和泥量还应相应增加。

(6) 脱水机房泥量平衡计算：脱水机房的工作一般是不连续的，每天运行时间多为 8～16h，故脱水机房小时进泥量 q_6，取决于脱水机每天运行的时数（一般在浓缩池与脱水机房之间设置平衡池），脱水机房的出流分二部分，一部分为最终的产物—泥饼，另一部分为脱水过程中所产生的分离液。泥饼的量取决于含固率，在干泥总量不变的情况下，泥饼含固率愈高，泥饼的量就愈少，相应分离液量就愈大。

以上计算结果可汇总见图 14-6 泥、水平衡计算示例。

14.1.4 排泥水处理系统的计算示例

(1) 设计条件

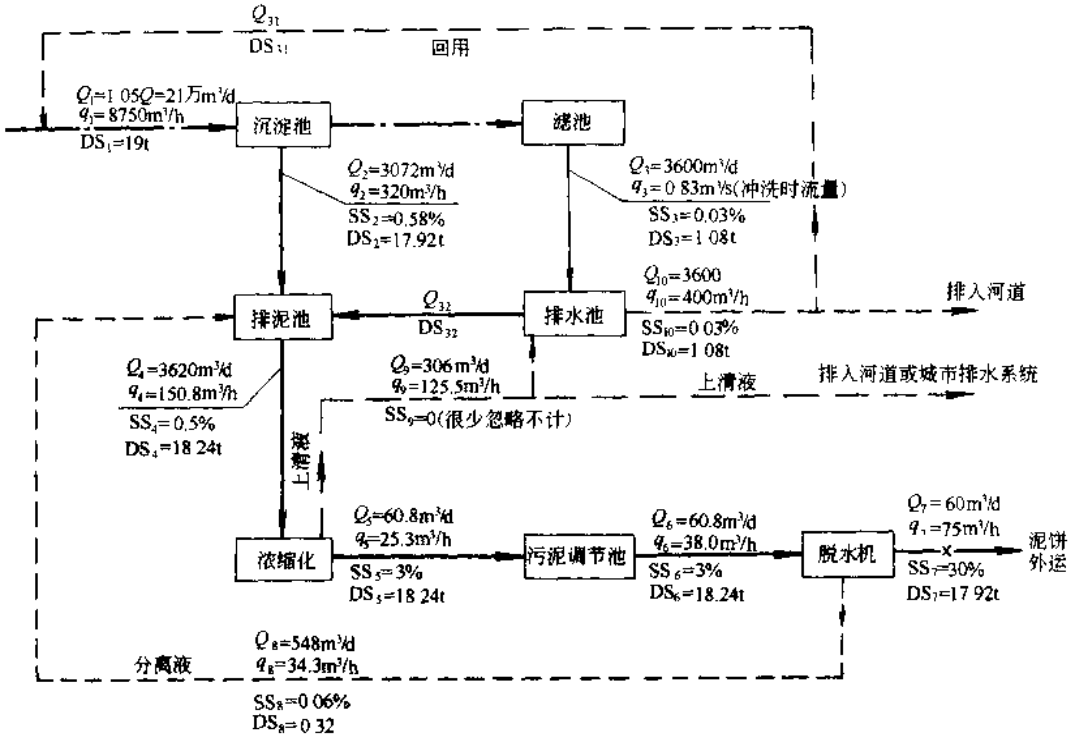


图 14-6　污泥处理系统泥、水平衡计算示例

1）水厂设计能力 20 万 m^3/d，厂用水按 5%计。

2）设计原水浊度 70NTU(经测试该厂 NTU 与 SS 之比为 1∶1.2)、出水浊度 1NTU、原水色度 16.5Cu、出水色度 1.5Cu、硫酸铝(按商品重量计)加注率 20mg/L。

3）沉淀池分两池，每池每日排泥一次，历时 4.8h，排泥流量为 $320m^3/h$。

4）滤池一组共 12 格，冲洗周期 24h，每次洗洗水量 $300m^3$，冲洗废水含水率 99.97%(含固率 0.03%)，冲洗废水全部排放。

5）浓缩池 24h 连续运行，上清液排放。

6）脱水机按每日 16h 工作，脱水机进泥含固率为 3%，脱水后泥饼含固率 27%。

(2) 计算：

1）污泥处理系统设计规模(每日需处理的干固体总量)。

根据上述设计水质指标，经计算得每日干固体量 DS_1 为 19t(计算方法见 13.2.1 节)。

2）沉淀池排泥水量 $Q_2=2\times4.8\times320=3072m^3/d$，设计小时流量 $320m^3/h$。

3）滤池冲洗废水量 $Q_3=12\times300=3600m^3/d$。

4）滤池冲洗废水干固体量 $DS_3=3600\times0.03\%=1.08t$。

5）沉淀池排泥干固体量 $DS_2=19-1.08=17.92t$；排泥浓度 $SS_2=\dfrac{17.92}{3072}=0.58\%$。

6）浓缩池进水流量 Q_4 等于沉淀池排泥水量和脱水机分离液水量之和，为 $3610m^3/d$，设计小时流量 $150.4m^3/h$(24h 运行)。

7）浓缩池进水干固体量 DS_4 为沉淀池排泥干固体量和脱水机分离液干固体量之和，为

18.24t，浓度为 18.24/3620=0.5%。

8）浓缩池浓缩污泥量，按浓缩污泥浓度 3%为$\frac{18.24}{0.03}$=608m³/d；上清液流量为 3620−608=3012m³/d（上清液悬浮固体量较小，忽略小计）。

9）脱水机进泥流量，按 16h 工作计为$\frac{608}{16}$=38.0m³/h，浓度为 3%。

10）假设脱水机的分离效率为 98.2%，则泥饼中的干固总量为 18.24×98.8%=17.92t，分离液中干固量为 0.32t。

11）泥饼含固率 30%，故泥饼体积为$\frac{17.92}{0.30}$=60m³/d，小时泥饼体积$\frac{60}{16}$=3.75m³/h。

12）分离液水量为 608−60=548m³/d。

以上计算结果也表示于图 14-6 中。

根据泥、水平衡图的结果，可以进行各单体构筑物、输泥管道等的设计，以及设备的选用。

14.2 干泥量的确定

净水厂污泥量的确定是决定排泥水处理规模、设备配置和基建投资的主要依据。污泥量的产生受多种因素影响，如原水浊度、净水过程中采用的药剂品种和投加量、净水工艺和排泥方式等。

14.2.1 计算公式

目前计算干泥量的公式主要如下：

（1）日本水道协会《水道设施设计指针》(2000)：

$$TDS=Q(T\times E_1+A\times E_2)\times 10^{-6} \tag{14-1}$$

式中 TDS——总干泥量(t/d)；

Q——设计水量(m³/d)；

T——设计采用的原水浊度(NTU)；

E_1——浊度与 SS 的换算系数；

A——铝盐混凝剂加注率(以 Al_2O_3 计)(mg/L)；

E_2——Al_2O_3 与 $Al(OH)_3$ 换算系数，为 1.53。

（2）英国《供水》手册(2000)：

$$TDS=Q(X+S+H+C+Fe+Mn+P+L+Y)\times 10^{-6} \tag{14-2}$$

式中 X——混凝剂形成的悬浮固体=f×混凝剂加注量(以 Al 或 Fe mg/L 计)，对于 Al，f=2.9；对于 Fe，f=1.9；

S——悬浮固体(mg/L)，当缺乏悬浮固体数据时，可近似取 2 倍浊度(NTU)值；

H——0.2×色度；

C——0.2×叶绿素'a'(ug/L)；

Fe——1.9×水中含铁量(mg/LFe)；

Mn——1.6×水中含锰量(mg/LMn)；

P——粉末活性炭(PAC)投加率(mg/L)；

L——石灰加注量(mg/L)；

Y——聚合电解质加注量(mg/L)。

(3) 美国 Cornwell 推荐公式(1981)：

1) 用铝盐作混凝剂时计算公式为

$$TDS=Q(0.44Al+SS+B)\times 10^{-6} \tag{14-3}$$

2) 用铁盐作混凝剂时，计算公式为

$$TDS=Q(1.9Fe+SS+B)\times 10^{-6} \tag{14-4}$$

式中　SS——原水中总悬浮固体(mg/L)；

Al——硫酸铝投加率(以 $Al_2(SO_4)_3\cdot 14H_2O$ 计)(mg/L)；

B——水净化处理过程中投加的其他添加剂，如粘土或粉末活性炭等(mg/L)；

其他符号含义同前。

综合上述公式，对于以除浊、除色为主的净水厂，其干泥量可按式(14-5)、式(14-6)计算：

用铝盐时：　$TDS=Q(T\times E_1+0.2C+1.53A+B)\times 10^{-6}$　(14-5)

用铁盐时：　$TDS=Q(T\times E_1+0.2C+1.9F+B)\times 10^{-6}$　(14-6)

式(14-5)、式(14-6)中的 A、F 分别以 Al_2O_3 和 Fe 计，当采用商品硫酸铝或三氯化铁等时，应换算成 Al_2O_3 和 Fe。

14.2.2　设计浊度值的选用

不同的水源在不同年分、不同的季节原水浊度可能存在很大差异，浊度值选用洽当与否，将涉及到处理系统的设计规模和今后运行的安全。

日本的经验，设计浊度采用年平均浊度的 4 倍或按全年 95%天数的原水浊度小于该值作为设计依据。

由于各地水源情况的不同，采用平均浊度 4 倍，作为设计浊度不一定适用，而应通过浊度的频率分析来确定设计浊度值。

在进行频率统计时统计年限尽可能长。一般可取用 90%～95%出现的概率作为设计值，并考虑当原水浊度大于设计值时的相应措施，例如利用调节构筑物贮存部分泥量、延长脱水机工作时间、强化浓缩处理等。

14.2.3　浊度(NTU)与悬浮固体(SS)的换算

一般净水厂以浊度作为常规必测项目，而对悬浮固体的测试，则不常进行，而悬浮固体是计算污泥量的重要数据，因此需要将浊度值换算成悬浮固体值。

美国 Cornwell 提出原水浊度与 SS 关系式为

$$SS=bT \tag{14-7}$$

式中　SS——原水悬浮固体(mg/L)；

T——原水浊度(NTU)；

b——SS 与 NTU 的相关系数(在 0.7～2.2 之间变化)。

根据我国几个水厂的测定资料，发现不同的水源，不同的取水，不同的浊度范围，b 值截

然不同。各水厂应根据自身的水源情况做好对比测试工作以取得 b 值。测试数据应尽可能多，测试的时间跨度也要大些，不能盲目取用其他水厂的数据。

14.3 排泥水性质试验

为了掌握净水厂排泥水的沉降浓缩性能和污泥脱水性能，要求进行必要的试验，试验宜在不同季节内进行。

14.3.1 自然沉降浓缩试验

通常沉降试验是在玻璃或有机玻璃圆筒内进行。圆筒直径 100～200mm（为减少直径效应影响最好采用 200mm），有效水深至少要在 1m 以上。

将排泥水装满圆筒摇匀，测定泥水的起始固体浓度 C_0，并记录其水位高度。从大量试验资料得知，污泥沉降具有成层沉降特性，在沉降过程中上清液与污泥层之间有一明显的界面。界面沉降开始时，等速下沉，此阶段沉降曲线是一直线，随着界面的继续下沉，沉降速度减慢（压缩下沉）。测定时应记录不同时间的泥面高度并绘成曲线。

排泥水自然沉降浓缩试验可对不同含固率排泥水做多次沉降试验，并综合绘成沉降曲线（见图 14-7）。

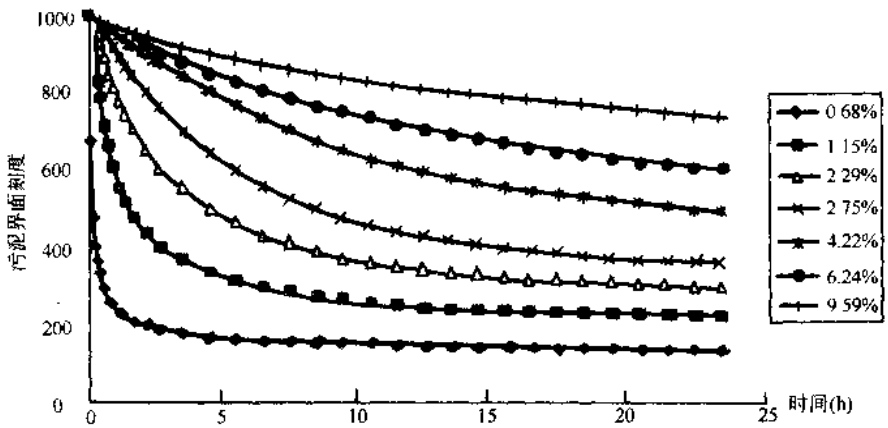


图 14-7 排泥水污泥自然沉降特性

一般情况下，不同含固率的排泥水其沉降特性也不相同，含固率较低的排泥水在起始阶段污泥界面沉降速度很快，较早到达压密点，且在压密点附近沉降曲线明显转折沉速变缓。含固率愈高的排泥水，污泥界面沉降速度愈慢，压密点亦不明显。

在进行污泥沉降测定的同时，还应测定不同沉降时间（例如 3、6、24h）时沉降底泥（浓缩污泥）的含固率，并列表表示。

一般情况下，底泥的含固率与排泥水起始的含固率有关，在相同沉降时间条件下起始含固率愈高的排泥水，其底泥含固率也愈高，但其上层澄清液的浓度也较高。

对于含固率很低的排泥水（例如<0.1%），即使经 24h 沉降，底泥含固率仍小于 1.0%，则需考虑二次浓缩或加药浓缩。

为了获得较高的底泥浓度，应尽可能采用措施提高沉淀池排泥浓度。

14.3.2　投加药剂的沉降浓缩试验

(1) 为了提高污泥的浓缩效果、改善排泥水的沉降性能，可以采用投加药剂的方法，因此需测定投加药剂的排泥水沉降性能。

排泥水处理中投加的药剂一般采用聚丙烯酰胺(PAM)以及石灰等。

投加药剂的沉降试验方法与自然沉降试验相同。

图 14-8 为投加 PAM 后的排泥水沉降性能图。试验时可对不同的投加量进行比较，以确定合适的投加量。

在进行沉降试验时，同时检测沉降底泥的浓度。

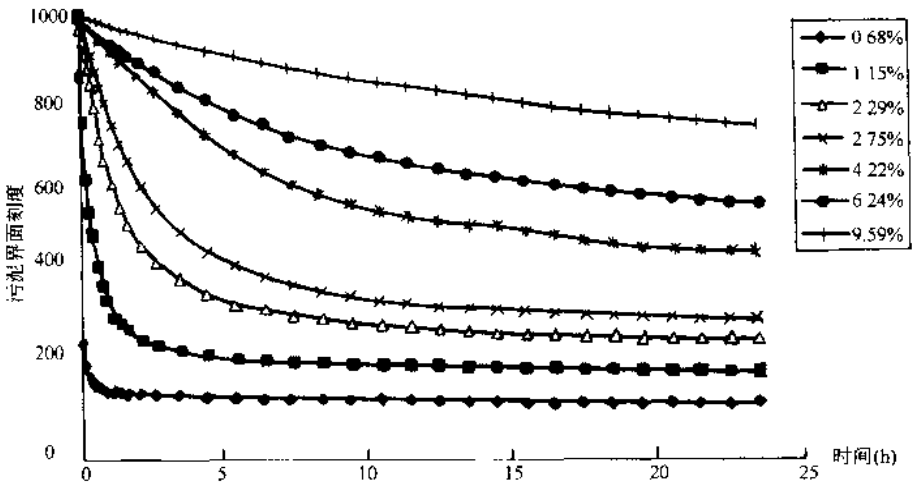


图 14-8　排泥水投加 PAM 污泥沉降特性

(2)根据实测资料表明：

1) 排泥水投加 PAM 后能提高污泥沉降速率，反映在前 3h 浓缩效率比自然沉降大，也即达到同样含固率的底泥，沉降时间可以缩短。

2) 排泥水投加 PAM 后，能增加底泥浓度，但在常规排泥水浓度范围内增加量并不十分明显。

3) 排泥水投加石灰乳液虽然改善了污泥脱水性能，同时也增加了污泥量，提高了底泥及分离液 pH 值(北京自来水公司试验数据 pH 值达到 11.5)，相应要求管道和设备的材质能耐高碱。

4) 缓慢搅动对污泥的浓缩有利，有助于污泥颗粒之间凝聚和污泥颗粒间空隙水逸出，浓缩效果约可提高 20%左右。

14.3.3　污泥脱水性能

污泥脱水过程实际上就是污泥过滤过程，其过滤介质是污泥颗粒堆积而成的泥饼，依靠过滤介质二侧的压力差进行固液分离。造成压力差可有多种方法：

(1) 负压(如真空过滤)。

(2) 正压(如压滤)。

(3) 依靠污泥本身厚度的自重(如污泥干化床的渗滤)。

(4) 以离心力为推动力(如离心脱水)等。

污泥比阻(r)是代表污泥脱水难易的一个重要参数,其含义为在单位过滤面积上,截留1kg干泥所需克服的阻力(单位 m/kg)。

$$r=\frac{2PA^2b}{\eta C} \tag{14-8}$$

式中 r ——在压力差为 P(定压)时的比阻(m/kg);

P——压力差,一般采用 0.05~0.1MPa;

A——过滤面积(m^2);

η——滤液的动力粘度($N\cdot s/m^2$)或($Pa\cdot s$);

C——浓缩污泥的干固体浓度(kg/m^3);

b ——($\frac{t}{V}$-V)试验曲线中直线段的斜率。

试验装置可采用图 14-9,以负压作为动力的过滤装置。在定压下,通过测定一系列 t-V 值(经 t 时间后获得的滤液体积),然而在坐标纸上作 $\frac{t}{V}$-V 关系见图 14-10,求出曲线起始直线段的斜率 b,则可求得 r 值。

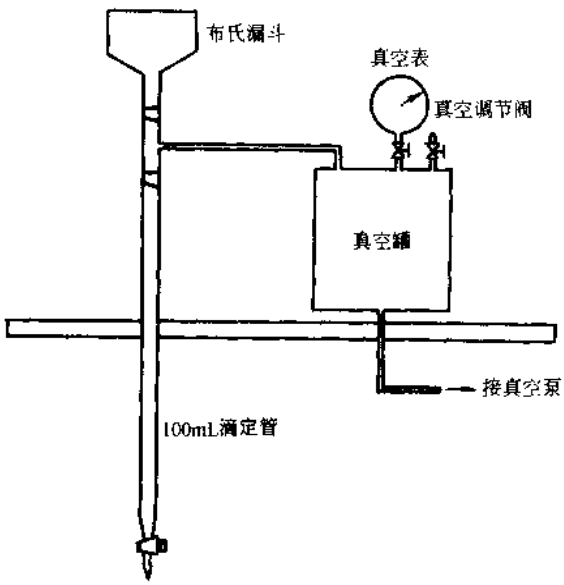


图 14-9 污泥比阻力测定装置示意

一般认为比阻低于 10×10^{10} mg/kg 的污泥易于脱水,比阻高于 100×10^{10} 的污泥脱水性能就差。

也可利用比阻试验来进行 PAM 药剂品种的筛选,和最佳加药量的确定。

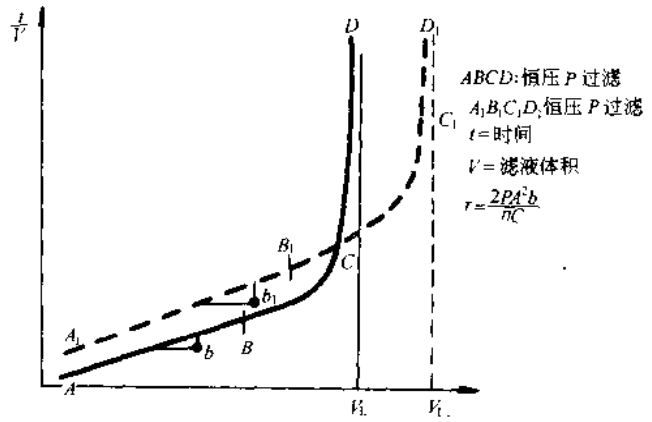


图 14-10　不同压力下($\frac{t}{V}$-V)曲线

14.4　调　节　设　施

排泥水处理系统中，调节设施可有排水池、排泥池和浓缩池后的污泥平衡池。

14.4.1　排　水　池

排水池的设计要点如下：

(1) 由排水池收集的水，主要是滤池的反冲洗废水以及浓缩池的上清液。因而排水池设计需与滤池冲洗方式相适应。

(2) 排水池容量应大于滤池一格冲洗时的排水量，当滤池格数较多，需考虑同时冲洗两格时，排水池容量则应相应放大，当有浓缩池上清液排入时其水量需一并考虑。

(3) 为考虑排水池的清扫和维修，排水池应设计成独立的两格。

(4) 排水池有效水深一般为 2～4m，当排水池不考虑作为预浓缩时，池内宜设水下搅拌机，以防止污泥沉积。

(5) 排水池底部应设计有一定的坡度，以便清洗排空。

(6) 当考虑排水池兼作预浓缩池时，排水池应设有上清液的引出装置及沉泥的排出装置。

(7) 当考虑滤池冲洗废水回用时，排水泵容量的选择应注意对净水构筑物的冲击负荷不宜过大，一般宜控制在净水规模的 5%左右。

(8) 当滤池冲洗废水直接排放时，选择排水泵的容量要考虑一格滤池冲洗的废水量在下一格滤池冲洗前排完。如两格滤池冲洗间隔很短时，也可考虑在反冲洗水流入排水池后即开泵排水，以延长水泵运行时间，减小水泵流量。

14.4.2　排　泥　池

排泥池间断地接受沉淀池的排泥或排水池的底泥，以便对后续浓缩池进行量和质的调整。

排泥池的设计要点如下：

(1) 排泥池的容量不能小于沉淀池最大一次排泥量，或不小于全天的排泥总量，排泥池容量中还需包括来自脱水工段的分离液和设备冲洗水量。

(2) 为考虑排泥池的清扫和维修，排泥池应设计成独立的两格。

(3) 排泥池的有效水深一般为 2～4m。

(4) 排泥池内应设液下搅拌装置，以防止污泥沉积。

(5) 排泥池进水管和污泥引出管管径应大于 *DN*150，以免管道堵塞。

(6) 提升泵容量可按浓缩池连续运行条件配置。

14.4.3 污泥平衡池

污泥平衡池为平衡浓缩池连续运行和脱水机间断运行而设置，同时可作为高浊度时污泥的贮存。

平衡池的设计要点如下：

(1) 池容积根据脱水机房工作情况和高浊度时增加的污泥贮存量而定。

(2) 池有效深度一般为 2～4m。

(3) 池内应设液下搅拌机，以防止污泥沉积和平衡污泥浓度。

(4) 污泥提升泵容量和所需压力，应根据采用脱水机类型和工况决定。

(5) 污泥平衡池进泥管和出泥管管径应大于 *DN*150，以免管道堵塞。

14.5 排泥水浓缩

浓缩池是污泥处理系统中的关键性构筑物之一。浓缩效果的优劣直接影响到后续脱水效果。一般衡量浓缩池运行效果的指标为：

(1) 浓缩池上清液含固率能达到排放水域规定的排放标准；

(2) 浓缩池底部浓缩污泥含固率能达到设计要求(视脱水机型不同约为 2%～4%)。

(3) 干泥回收率(浓缩污泥中干泥重量与进入浓缩池泥水中干泥重量的比值)能达到 95%以上。

14.5.1 浓缩方式及浓缩池构造

(1) 浓缩方式：

1) 重力浓缩法：重力浓缩有沉淀浓缩法和气浮浓缩法两种。

沉淀浓缩法是净水厂污泥处理中最常用的方法，具有耗能少，在高浊度时有一定的缓冲能力。气浮浓缩法一般用于高有机质活性污泥，以及用于比重轻的亲水性无机污泥，但能耗大，浓缩后泥渣浓度较低(2～3g/L)。

2) 机械浓缩法：有离心法和螺压式浓缩等方法。

机械浓缩法的优点是设备紧凑、用地省，但能耗大，并需投加一定的高分子聚合物，在国内净水厂中尚未采用。

(2) 浓缩池构造：常用的池型有圆形辐流式浓缩池、上向流斜板或斜管浓缩池、泥渣接触型高效浓缩池等。

1）辐流式浓缩池[1]：辐流式浓缩池构造见图 14-11。

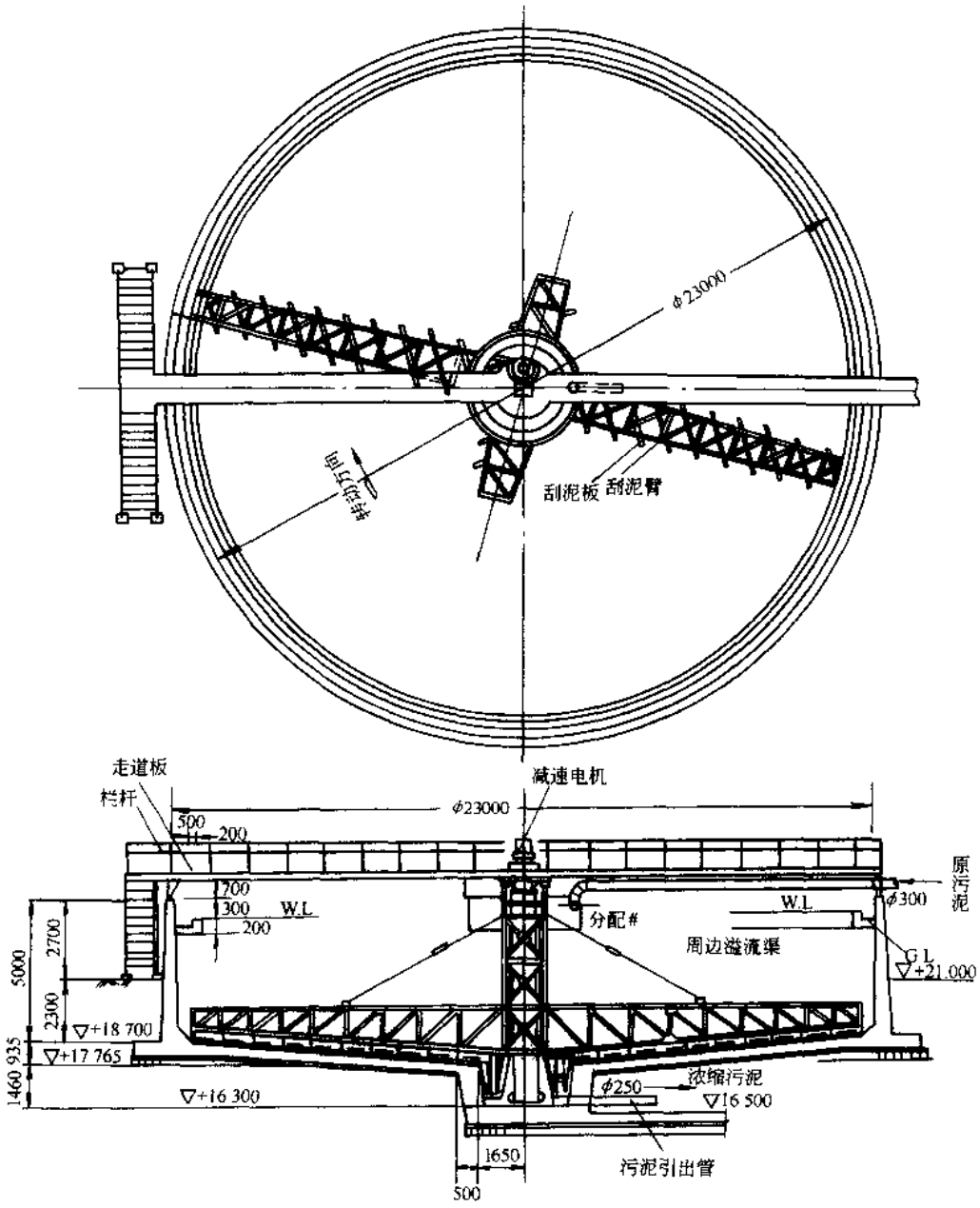


图 14-11　辐流式浓缩池

排泥水从浓缩池中央进入，经导流筒沿径向以逐渐变慢的速度流向周边，完成固液分离的过程。在池底部设置刮泥机和集泥装置，分离后的上清液通过周边溢流堰引出。在刮泥机上装置若干竖向“栅条”，随刮泥机旋臂一起旋转，以破坏污泥间架桥现象，帮助排出夹

[1] φ8～50m 辐流式浓缩池刮泥机由宜兴市新纪元环保有限公司制造生产。

在污泥中的间隙水和气体，促进浓缩。

这种池型的平面尺寸一般取决于表面负荷(m/h)和污泥固通量[kgDs/(m² · d)]。池深度则由两部分组成，一部分相当于澄清区，是絮凝体沉降过程的区域，在这区内水的上向流速度应低于悬浮固体的沉降速度，这部分高度一般为 1～2m，另一部分为压密区，高度一般在 3.5m 以上，以便获得有效的污泥压密效果。

2) 斜板或斜管浓缩池：图 14-12 为闵行水厂一车间采用的 Lamella(兰美拉)斜板浓缩池构造示意。

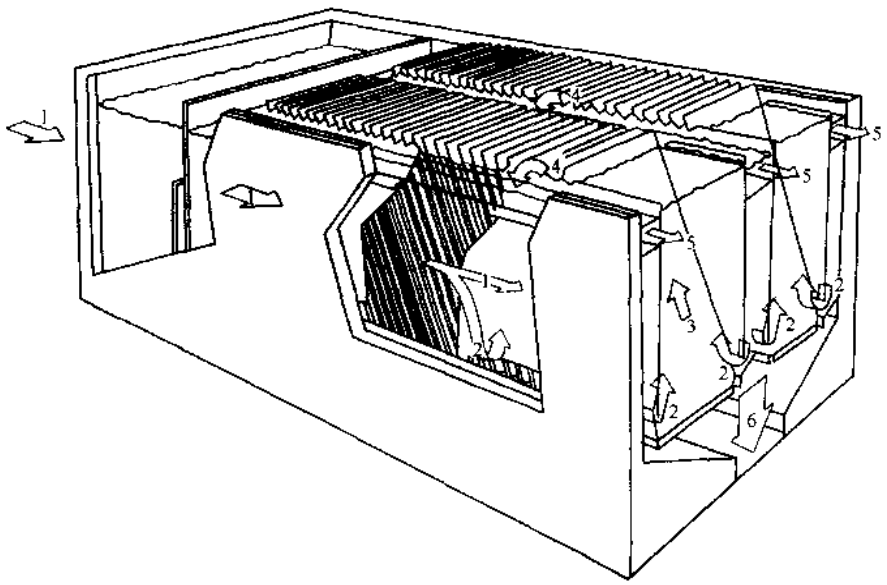


图 14-12 兰美拉斜板浓缩池

1—水厂排泥水进水；2—排泥水进水布水；3—斜板浓缩；4—浓缩池上清液；5 上清液收集槽；6—浓缩污泥

Lamella 斜板浓缩池分两个工作区，上部为斜板浓缩区，下部为污泥压密区。在斜板区内安装许多插入式不锈钢斜板，板长 2.5m，宽 1m，板间距 80mm，板倾角为 53°，池总深为 5.4m。污泥压密区内设搅动栅以提高污泥的压密效果。此种池型压密区基本不受浓缩池进泥影响，污泥层处于相对静止的压密环境。经复核，斜板区表面负荷为 5.48m/h。

图 14-13 为另一上向流斜板浓缩池构造示意。

池型为矩形，斜板斜长 1m 板间距 80mm，板倾角 60°，池总深 6.5m。

3) 泥渣型高效浓缩池：

图 14-14 为法国德利满公司 Densadeg 浓缩池构造示意。

该池主要特点是将沉泥回流与来水接触，增加絮凝效果，并增稠底泥浓度。这种池型也应用于水处理过程中的混凝沉淀。当采用 Densadeg 作为沉淀池时，其排泥浓度可达 3%～12%，沉淀池排泥可直接进脱水机房，不需另设浓缩池。

该池也可用作净水厂排泥水处理系统中滤池冲洗废水和沉淀池排泥水的浓缩。斜管区的水力负荷可达 $20m^3/(m^2 \cdot h)$。

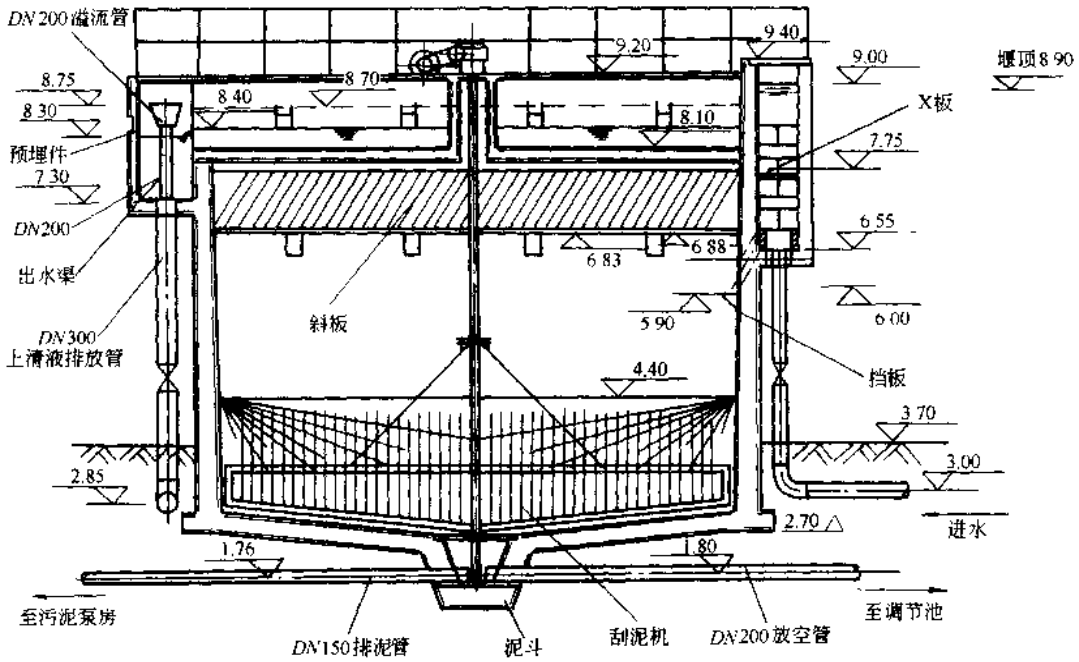


图 14-13　上向流斜板浓缩池

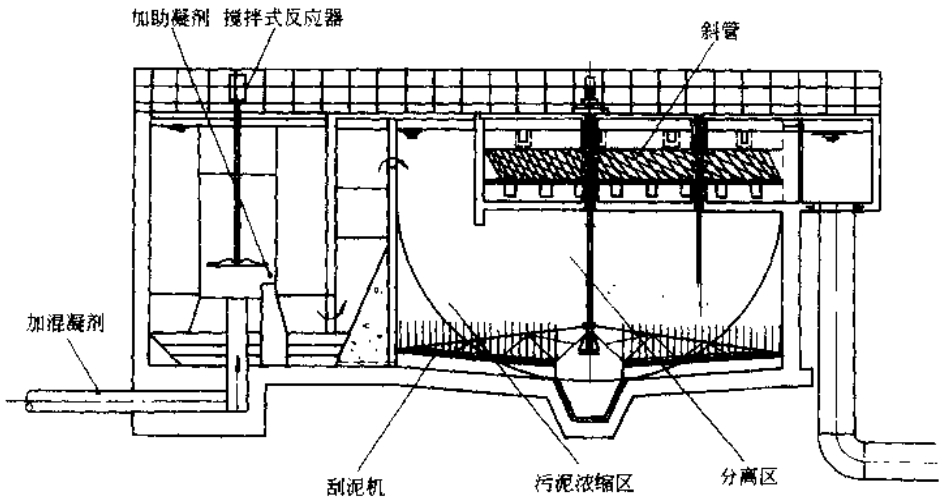


图 14-14　Densadeg 浓缩池

14.5.2　浓缩池设计

(1) 浓缩计算方法：重力式连续流浓缩池设计常用的有柯伊-克里文术法和肯奇法，均以通过静态沉降试验来分析连续流重力式浓缩池的工况。

1) 柯伊-克里文术法(Coe-Clevenger)：基于在连续流浓缩池运行达到稳定时，池中任何一个 C_i 层的位置与静态试验相似，保持相对稳定。根据进入浓缩池干泥量与出流干泥量应

平衡的关系推导出公式为

$$A_i=\frac{Q_0C_0}{G_i}=\frac{Q_0C_0}{v_i}\left(\frac{i}{C_i}-\frac{1}{C_u}\right) \tag{14-9}$$

式中 A_i——浓度为 C_i 的泥水，满足浓缩要求时，所需要的浓缩池表面积(m^2)；

Q_0——浓缩池进泥流量(m^3/h)；

C_0——进流的干泥浓度(kg/m^3)；

C_i——在时间 t_i 时污泥界面浓度(kg/m^3)；

C_u 要求达到的浓缩污泥干泥浓度(kg/m^3)；

G_i 干泥负荷(即固通量)[$kg/(m^2\cdot h)$]。

t_i 时间的污泥浓度 C_i 值与相对应的界面沉速 v_i 值可由静态沉降试验获得，根据公式可计算出不同 t_i 时的 A_i 值。

以 A_i 值为纵坐标，v_i 值为横坐标，作 A_i-v_i 的关系曲线，以其最大的 A_i 值即为浓缩池的设计面积。

此法的缺点是需要做不同沉降界面污泥浓度的分析，试验工作量大，实际应用有一定难度。

2) 肯奇法(kynch)：肯奇通过静止沉降曲线见图 14-15 分析得出 C_i 与 v_i 的关系式：

t_i 时间的界面沉速

$$v_i=\frac{H'_i-H_i}{t_i}\quad(m/h) \tag{14-10}$$

t_i 时间的界面污泥浓度

$$C_i=\frac{C_0H_0}{H'_i}\quad(kg/m^3) \tag{14-11}$$

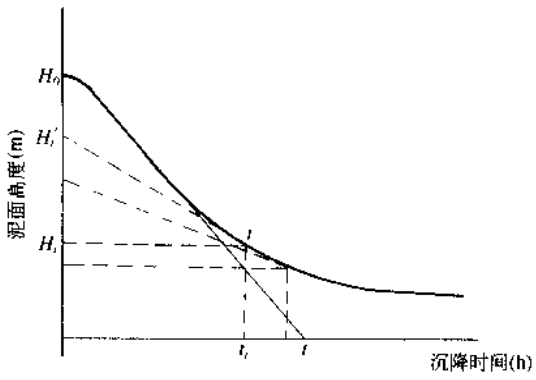


图 14-15 静态沉降曲线

式中 H'_i——i 点切线在纵坐标上的截距(m)；

v_i ··· 浓度为 C_i 的污泥沉降速度(m/h)。

运用肯奇 C_i 的计算公式和柯伊-克里文术法，即可求得重力式连续流浓缩池的面积。

以上两方法在推导计算公式时都忽略了污泥颗粒因自重而引起的压缩性。

3) 固体通量法：固体通量即浓缩池在单位时间内每单位面积所通过的干固体重量，单位为 $kg/(m^2\cdot d)$或 $kg/(m^2\cdot h)$。

迪克(Dick)认为运行正常的连续流重力式浓缩池，池中固体量一直处于平衡状态，单位时间内进入浓缩池的固体量应等于排出池外的固体量(随上清液带走的固体量因很小忽略不计)。在浓缩池任一断面通过的固体量由两部分组成，一是浓缩池连续排泥所形成的向下流固通量，二是由污泥自重压密所形成的固体通量。

向下流固通量 $$G_c=UC_i=\frac{Q_c}{A}C_i \tag{14-12}$$

自重压密固通量 $$G_i=U_iC_i \tag{14-13}$$

任一断面的总固通量 $$G=G_c+G_i=UC_i+U_iC_i \tag{14-14}$$

式中 U——向下流流速(m/h)，

$$U=\frac{Q_e}{A}$$

其中 Q_e——底部排泥流量(m^3/h)；

A——浓缩池面积(m^2)。

自重压密固体通量可通过静态沉降试验数据求得，即采用一组同一性质，不同浓度的污泥做沉降试验，得出沉降时间与污泥界面高度的关系曲线，然后求得每条曲线等速直线段的沉降速度(把直线延长，使与横坐标相交，截距为 t，等速段污泥界面沉降速度 $U_i=H_0/t_i$)，即可得一组 G_i 值($G_i=V_iC_i$)。点绘 G_i 与 C_i 曲线，见图 14-16 中Ⅱ线。

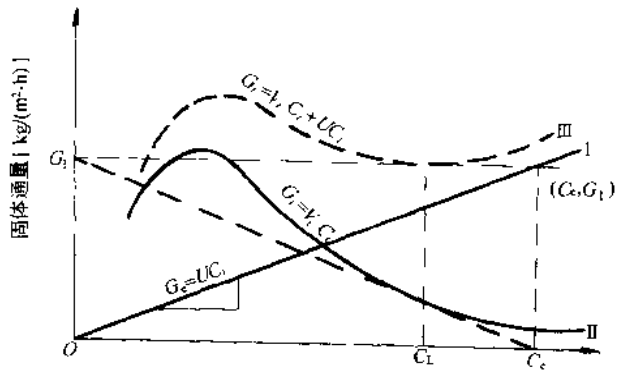


图 14-16　泥水干固体浓度(kg/m^3)

由式(12-11)可知，当 U 为定值时，向下流固体通量 G_e 与 C_i 成直线关系，U 为其斜率，见图 12-16 中Ⅰ线。

曲线Ⅲ为Ⅰ、Ⅱ两条线的叠加，表示浓缩池每单位面积通过的干固体量与进泥固体浓度的关系曲线。通过Ⅲ线的最低点画一条平行于横坐标的切线，切线在纵坐标上的截距 G_L 即为极限固体通量，切线与Ⅰ线交点坐标为(G_L、C_e)，C_e 即为浓缩池排出的浓缩污泥浓度(此时排泥量为 Q_e，向下流速 $U=\frac{Q_e}{A}$)。

根据所得 G_L 值，即可确定浓缩池面积：

$$A=\frac{Q_0C_0}{G_L}\quad(m^2)\tag{14-15}$$

从图 14-16 中也可看出，G_i 值只需藉Ⅱ线用作图法求得，步骤如下：

① 在横坐标上找到要求的排泥浓度 C_e。

② 通过 C_e 作Ⅱ线的切线，其在纵坐标上的截距即为极限固体通量 G_L，切点的横坐标 C_i 为进入浓度缩池排泥水的极限固体浓度。

以上所有计算方法都是按理想状态得出的大致数值，实际影响因素很多(如面积大小、池深、温度)，有条件时最好进行小型试验(面积 $3m^2$ 以上池深大 3.5m)，以求得较为确切的固通量。

(2) 设计要点：浓缩池的设计要点如下：

1) 浓缩池处理的泥量除沉淀池排泥量外还需考虑清洗沉淀池、排水池、排泥池所排出

的水量以及脱水机的分离液量等。

2）浓缩池池数宜采用2个或2个以上。

3）浓缩池底部应有一定坡度以便刮泥和将泥集中刮到池中央集泥斗，底坡宜大于1∶10。

4）进流部分应尽量不使进水扰乱污泥界面和浓缩区域。

5）浓缩池上清液一般采用固定式溢流堰，为了不使沉降污泥随上清液带出，溢流堰负荷率应控制在150m^3/(m·d)以下。

6）为使进污泥浓缩，在刮泥机上宜设木栅随刮泥机一起转动，提高浓缩效果。

7）为避免污泥再上浮，刮泥机周边速度应控制在0.6m/min以下。

8）污泥引出管管径应大于*DN*200。

(3) 主要设计参数：表14-1所列为国内净水厂排泥水处理中浓缩池的主要设计参数，同时列出了法国德利满公司及日本水道协会的推荐值。

浓缩池主要设计参数　　表14-1

项　目	北　京 水源九厂	上　海 闵行水厂	石家庄 润石水厂	深　圳 梅林水厂	法　国 "水处理手册" (1991年版)	日　本 "水道设施设计指南" (2000年版)
表面负荷[m^3/(m^2·h)]			2	0.4		
固通量[kgDS/(m^2·d)]	24	35(按斜板面积计)		4	15～25	10～20
浓缩池停留时间(h)			2	12		24～28h
保护高度(m)				1	1～2	>0.3
有效水深(m)	4.5	池深5.4 斜板区高2	池深4.8	有效深度5 总深度6	>3.5	3.5～4.0
池底坡度(无刮泥机) (有刮泥机)				5%(无刮泥机)	底与水平成30°～70° 10°～20°	≥1/10
上清液溢流堰溢流率[m^2/(m·d)]				62.5		150
刮泥机周边线速度m/min		底部设刮泥机	底部设刮泥机			<0.6
进出水管道管径				进水*DN*480 出水*DN*325		≥*DN*150
池型	圆形辐流式浓缩池	斜板浓缩池(兰美拉)	泥渣接触浓缩池	正方形重力浓缩池		
进入排泥水浓度%DS		≤1	0.1	含水率99.5%		
排出浓缩污泥浓度%DS		≥5	2	含水率98.5%		

由于各地排泥水性质(决定于原水水质、混凝剂品种)、排泥浓度(决定于排泥方式)各不相同，上表设计参数仅供参考。

14.6　污　泥　调　理

排泥水经浓缩后其底泥(以下称为污泥)含水率仍很高,约在98%～96%之间,仍呈流动状态,为了进一步缩小体积便于装运和处置,污泥还需经干化或脱水处理。为了使脱水设备能最佳运行,污泥在进脱水机前需采用物理或化学方法进行调理(conditioning),以破坏胶体颗粒稳定性(脱稳)和改变颗粒含水结构。调理方法包括物理方法和化学方法。

物理调理方式中有加热调理和冻结溶解处理等。

化学调理方法中有投加无机药剂,如无机盐(主要是三价铁盐 $FeCl_3$ 和石灰)或投加高分子絮凝剂。

14.6.1　物理调理法

(1) 热调理:热调理一般适用于以有机物为主的污泥(城市污水污泥),加热温度为150～200℃,保持时间为30～60min。

(2) 冻结溶化:将污泥冻结适当时间,污泥絮凝体中结合水和空隙水随结冰过程而析出,污泥固体则相互粘合、紧缩,这种集聚作用导致污泥在冰溶化后形成相对稳定的污泥层,污泥的可滤性获得改善,而且排水也较容易。

在北方寒冷地区,而且有足够面积可利用时,可考虑采用此法调理。丹麦、前苏联、及日本等国都有采用自然冻结法的实例。在此法中冻结的温度速度,溶解的温度速率等运行条件,需进行试验,以确定其最佳组合。

14.6.2　化学调理法

(1) 无机盐调理:

1) 三价铁盐是最有效的无机盐调理剂,常被用在有机污泥的调理,且和石灰结合使用,即在加入铁盐溶液以后加入石灰乳液(5%～10%石灰乳),投加量按干泥重量比例投加,一般情况下 $FeCl_3$ 为3%～12%、CaO为6%～30%。

2) 对水厂的氢氧化物污泥而言,单独投加石灰就足以改善污泥的可滤性。石灰投加量以CaO计,为干泥量的15%～50%,石灰先需调制成10%～20%浓度乳液后投加。

用石灰调理污泥方法会带来污泥量的增加、脱水过程中分离液pH值提高达12以及泥饼pH值增加。同时,石灰储存、搬运、溶解、环境中粉尘、水池、设备、管道耐碱等等问题都需给以足够重视。

(2) 有机高分子絮凝剂(聚合电解质)调理:有机高分子絮凝剂是目前水厂污泥调理中最常用药剂,其效果比无机盐好,加注量少,但价格较贵。

应用最广的为聚丙烯酰胺,按照其所带电荷,可分为阳离子型、阴离子型和非离子型三大类。就其分子量来说,阳离子型分子量比阴离子型、非离子型小,但阳离子型絮凝剂的电荷密度接近100%。有资料认为,用于污泥调理的有机高分子絮凝剂,分子量大小比所带电荷类型及其密度更为重要。一般阳离子型用在有机物含量高的污泥调理,对净水厂的无机污泥,阳离子型、阴离子型都能适用,但阳离子型絮凝剂价贵,约比阴离子型贵1倍,所以目前净水厂污泥调理多采用阴离子型。

即使都是阴离子型，但由于分子量、丙烯酰胺含量、水解度等存在的差异，对污泥的调理效果亦不一致，应对处理对象（污泥）进行絮凝剂实验室筛选试验和最佳投药量研究。从调理效果（上清液清浊、絮凝体沉降速度、固液分离程度）、加注量、价格等各种因素进行综合评价，从中选出适合的最佳品牌。

絮凝剂投加量对净水厂的无机污泥约为每吨干泥 0.3～2kg，即 0.3‰～2%DS。絮凝剂调制浓度为 0.3%～1.0%，太稀会很快变质（0.1%浓度在 1～2d 内就会变质），在加注点处可根据需要浓度，再加水稀释。

图 14-17 为聚合电解质配制及控制系统。

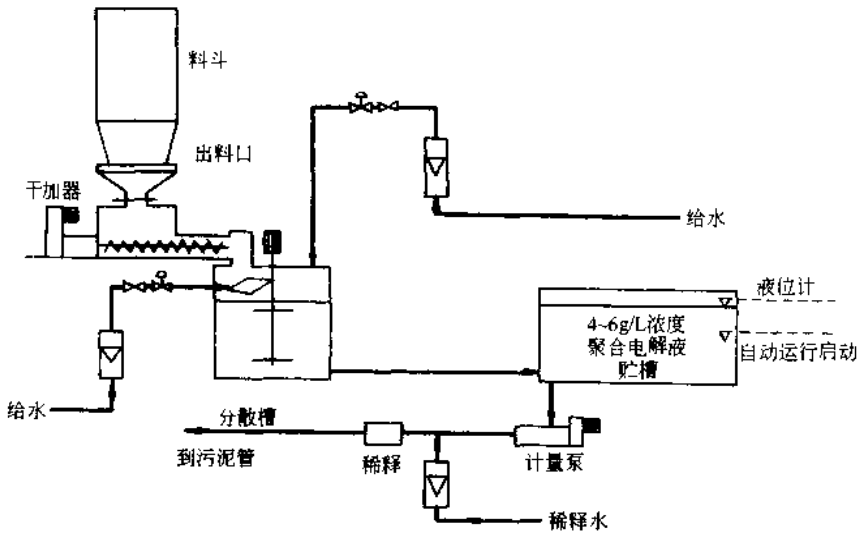


图 14-17 聚合电解质制备系统

污泥与高分子絮凝剂一经混合，会立即发生絮凝，絮凝体体积增大，但也易破碎，因而加注点位置应予以足够重视，尽量靠近脱水机。

对于离心脱水机，絮凝剂可直接加在离心机进料管内，不需外加混和。

对于带式压缩机，在紧靠重力脱水区前，设置一个小型搅拌箱，絮凝剂在此箱内与污泥混合后直接进入重力脱水区；对于板框压滤机，絮凝剂加注点应设在脱水机高压给泥泵之后的进泥管，并通过管道静态混合器与污泥混合后进入脱水机。

14.7 污 泥 脱 水

污泥脱水是污泥处理的最后环节，通过脱水，泥饼含固率提高到 20%以上，体积大大缩小，便于运输和最后处置。

污泥脱水可分自然干化和机械脱水两大类。

据 1997 年日本统计资料，采用自然干化的水厂个数占 53.1%，机械脱水占 37.5%，两者合用的占 9.4%。10 万 m^3/d 以上的水厂大多采用机械脱水或合用。因此，从处理污泥量来说，自然干化占 19.6%，机械脱水占 66.9%。

由于机械脱水不受自然条件影响，脱水效率高，运行管理方便，自动化程度高，故应用日趋增多。

14.7.1　自　然　干　化

利用露天干化场使污泥自然干化，是污泥脱水最经济的方法，但由于自然干化脱水受场地、环境等地理条件的限制，仅适用于气候干燥，相对地域面积较大且用地方便、环境条件许可及处理规模较小的地区。

自然干化是将污泥排放到砂场上，利用太阳的热能和风的作用使污泥中的水分得到自然蒸发，同时部分水通过砂层排走。

(1) 污泥干化床构造：污泥干化床构造见图 14-18，由排水层、过滤层、泥层三部分组成。

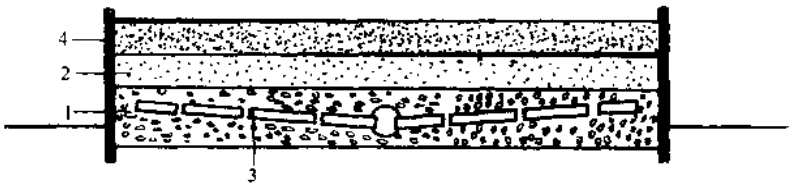


图 14-18　人工清泥干化床

1—砾石；2—砂；3—排泥管；4—污泥

排水层内放置砾石，粒径 15～20mm，埋设在砾石层内的排水管为不打接头的水泥管或陶土管，管上砾石层厚度不小于 0.2m。

砾石层以上为过滤层，采用粗砂，粒径为 0.5～2.0mm，厚 0.1～0.15m。

砂层以上为泥层，覆盖的泥层厚度约 0.3～0.4m。

小型污泥干化床一般采用人工清泥，大型污泥干化床则可设置机构清泥设备，采用机械清泥。

(2) 污泥干化床设计：

1) 干化场面积计算：

$$A=\frac{Qt}{h} \tag{14-16}$$

式中　A　—面积(m^2)；

Q——污泥流入量(m^3/d)；

t——干化天数(d)；

h　—污泥层厚度(m)。

2) 布置要点：

① 污泥干化场与居民点之间距离应符合当地环保部门要求。

② 污泥干化场数量应不少于三块，一块进泥，一块干泥，一块清泥。

③ 污泥干化场宽度和长度：当用人工清泥时，场地宽度≤8m，长度当一点进泥时不超过 20m，超过时可考虑多点进泥。当采用机械清泥时，场地宽度可达 20m，长度可达 1km(因刮泥设备可使液体污泥均布于整个床上)。

14.7.2 机 械 脱 水

常用的几种机械脱水设备有板框式压滤机、带式压滤机、离心式脱水机和集浓缩、脱水于一体的脱水机。

14.7.2.1 板框式压滤机

(1) 工作原理：板框压滤机脱水的工作原理是对密闭板框内污泥进行加压、挤压，使滤液通过滤布排出，固态颗粒被截留下来，以达到满意的固、液分离效果。

板框压滤机本身只是在压力下将一定数量的过滤板加以固定的一种装置。由于滤板两侧工作面均为中间凹进，当两块滤板闭合时，板与板之间即形成一个容留污泥的腔室-滤框。所有滤板均包有滤布，接在一起形成一连串相邻的滤框。当排泥水在滤框内受压脱水形成泥饼后，分开滤板，泥饼就与滤布分离落入下部输送带运走。由于泥水在密闭状态下受压脱水，固态颗粒不易漏出，故比较适合给水污泥亲水性强、固液分离困难的特点，使进泥含水率可相对较高些，泥饼含水率则较低。板框压滤机结构原理见图 14-19。

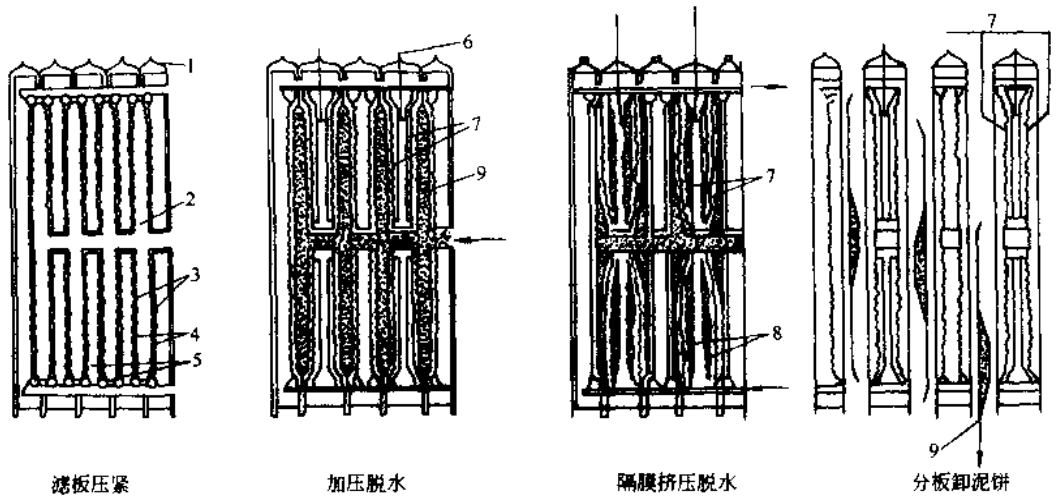


图 14-19 板框压滤机结构原理

1—滤布结合处；2—滤框(板框腔)；3—滤液通道；4—滤布；5—滤板；6—挤压进气管；7—隔膜；8—压缩空气室；9—泥饼

(2) 脱水过程：常用的隔膜挤压板框压滤机的脱水过程如下：

1) 压紧滤板：由电力启动油压系统闭合滤板，闭合压力约 40MPa。

2) 加压脱水：投料泵启动，输送泥浆进入脱水机内，滤框空气管路上的排气阀打开排出气体，滤液经滤布排出，过滤压力约 0.9MPa，泵工作时间约 2～2.5h。

3) 挤压脱水：投料泵停，排气阀关闭，通入压缩空气进行挤压，压力约为 1.0MPa，使泥饼进一步脱水，含水率降至 65%～70%。

4) 泥饼风干：进气管切换至吹气管，打开废气管，输入压力约为 0.1～0.3MPa 的压缩空气。吹出泥芯(或称定一过程为风干)，残余泥水与气体经废气管被排出气水分离器，挤压与吹气时间总计约 1.3～1.5h。

5) 卸料及冲洗：吹气结束，滤板打开，依次分板卸泥饼后，启动高压冲洗水泵对滤布逐

一冲洗。

整个工作周期约 4.5h，每日一班工作可按 2 个周期考虑，2 班工作即按 4 个工作周期计，板框压滤机及投料泵一般不设备用，停机检修。

(3) 辅助系统：辅助系统主要由投料、压缩空气、高压冲洗水系统组成。

1) 投料系统：投料可采用往复式泵，或污泥螺杆泵。每一台脱水机对应一台投料泵。根据日处理干泥总量、每日工作时间、进泥含水率以及脱水机规格确定泵流量。泵额定扬程约为 1.0MPa。往复式泵进出口管路上应装有消除流量脉动的均流装置。

2) 压缩空气系统：空压机提供的压缩空气一部分供板框压滤机挤压泥饼及用来吹出板框内泥芯，另一部分作为仪表、气动阀门气源之用。压缩空气管路上应设置 1～2 台压力罐，用于调节气量。供给压滤机和气动装置的压缩空气因所需工作压力不同，须分别设调压阀调节管路压力。

3) 高压冲洗水系统：滤布定期清洗，约每 15～30 个压滤周期冲洗一次。为冲洗滤布，设高压冲洗水泵二台，可采用离心泵，一用一备，流量约为 250L/min，扬程约为 10MPa，进水取自储水罐，出水至压滤机滤布喷淋装置。

板框压滤机脱水系统组成见图 14-20。

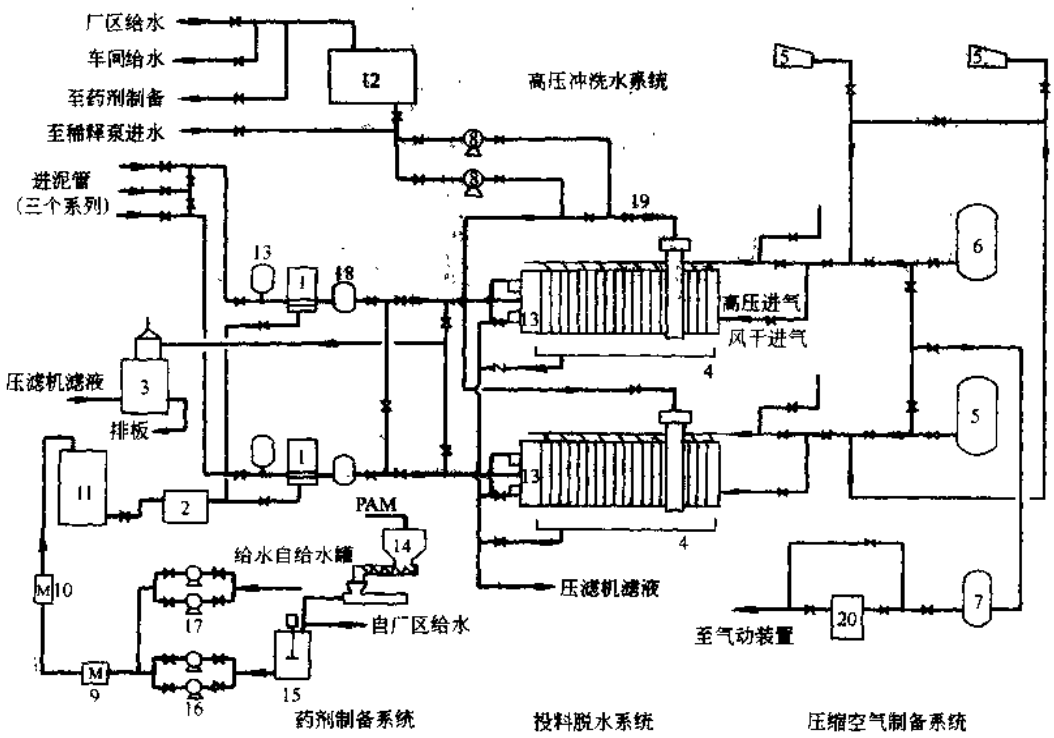


图 14-20　板框脱水机系统

1—投料泵；2—恒液位药箱；3—气水分离器及废液灌；4—滴水盘；5—空气压缩机；6—压滤机气压灌；7—气动装置气压罐；8—高压冲洗水泵；9—静态混合器；10—电磁流量计；11—储药罐；12—水箱；13—板框压滤机；14—干药箱；15—药剂混合桶；16—输药泵；17—稀释泵；18—均流器；19—阀门；20—空气干燥箱

目前国外产品的最大装置为板框尺寸 2m×2m，板框总数 150 块，总过滤面积约 1000m²，滤腔深 30mm，总体积为 15000L。

(4) 影响板框式压滤机运行的主要因素：

1) 调理后污泥性质，比阻抗、可压缩系数及干固体浓度等。

2) 过滤压力。

3) 泥厚度及要求泥饼的含固率等。

其影响关系见图 14-21。

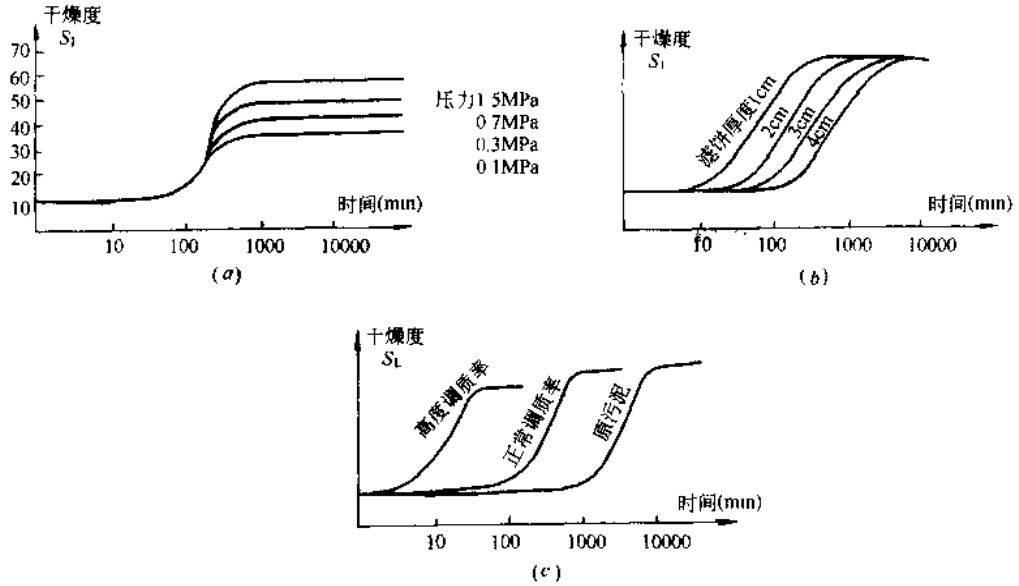


图 14-21 影响过滤时间的参数

(a)压力的影响；(b)滤饼厚度影响；(c)调质率影响

(5) 板框压滤机设备选用：板框压滤机设备选用的计算见表 14-2。

板框压滤机过滤面积计算 表 14-2

计算内容	公 式	符 号 说 明
过滤总面积	$A=\frac{Q_t C_t}{V t}(m^2)$	A—过滤面积(m^2) Q_t—给泥量(m^3/d) C_t—进入污泥的含固率(kg/m^3) V—过滤能力[kgDS/(m^2·h)]，根据污泥特性及设备性能试验确定，给水污泥一般可考虑采用 3 左右 t—实际操作时间(h/d)
单台压滤机过滤面积	$a=L^2\times 2\times(n-1)(m^2)$	L—按正方形计滤板的边长(m) n—滤板数量
压滤机数量	$N=A/a$(台)	

14.7.2.2 带式压滤机

(1) 工作原理：污泥经重力区脱去部分水后，被夹持在上下滤带之间，经低压、高压区挤压脱水后滤带分开，泥饼排至输送带运走。由于带式压滤机受压泥区两侧为开放式不密闭

的特点，进泥含水率需较低。进泥必须预先进行充分絮凝，形成大而强度高的凝絮，否则进泥容易在挤压过程中从滤带两侧漏出，或直接从滤布渗出，污泥呈稀薄状态而不能形成泥饼。带式压缩机结构示意见图 14-22。

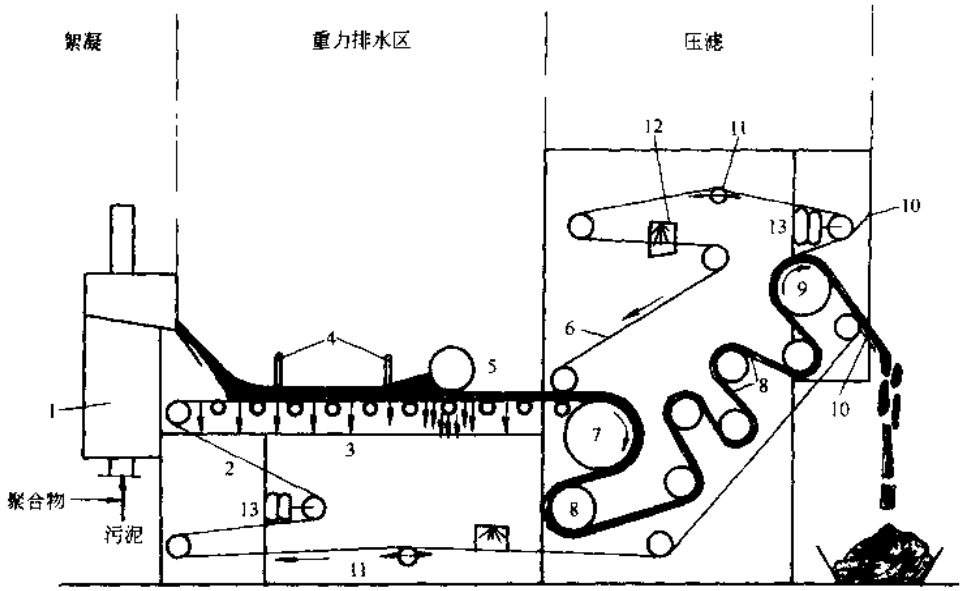


图 14-22　带式压滤机构造示意

1—混合器；2—下层带；3—排水区；4—梳泥栅；5—排水辊；6—上层带；7—有孔的滚筒；8—转向辊；9—传动辊；10—刮板；11—导向辊；12—冲洗段；13—气动千斤顶

(2) 脱水过程：经过絮凝的污泥首先在带式压滤机重力区脱去大部分自由水，在约 1min 内污泥增稠 2～4 倍，形成不流动的初步可以承受外力挤压的状态。随着滤布的行进，上下滤布逐渐合拢，外界对污泥虽压力逐渐增大。上下滤布夹持着成层的污泥经过直径由大到小，按 S 形排列的一组缠绕辊、挤压辊。经低压脱水后的污泥有了较大的内聚力和较好的阻力，在高压脱水段，上下交错的压辊使滤网中泥饼变形。此时剪应力的升高，使污泥颗粒间发生相对位移，进一步使间隙水沿新形成的水流通道排出。在排出口，泥饼由刮刀从滤布剥离至输送带运走。

(3) 辅助系统：辅助系统由投料、压缩空气、供气系统、压力水冲洗组成。

1) 投料系统：进泥多采用污泥螺杆泵，每台泵对应一台脱水机，不设备用，流量、扬程与脱水机对应。

2) 压缩空气系统：空压机提供的压缩空气主要供带式压滤机低压段缠绕辊与高压段挤压辊调整和张紧用，当自控系统采用气动阀门时，也用于气动装置的供气。空气压缩机风量约为 5～7m^3/h，风压约为 0.6MPa，空气压缩机采用一用一备设置。

3) 压力水冲洗：压力水冲洗可采用离心泵，流量约为 5～15m^3/h，扬程约为 0.7MPa，一用一备设置。

(4) 设备调节：通过对设备的简单调节，可获得适合各种性质污泥的最佳运行工艺：

1) 通过气动千斤顶调节滤布张力。

2）调节滤布行进速度，一般在 1～5m/min。

3）调节污泥调理搅拌器速度。

4）调节进入压力区泥层厚度。

（5）设计参数：带式压滤机设备的选用计算见表 14-3。

带式压滤机带宽计算 **表 14-3**

计算内容	公 式	符号说明
所需总带宽	$B=\frac{Q_i C_i}{V}$	Q_i—进泥量(m^3/h) C_i—浓缩污泥的含固率(kg/m^3) V—滤布过滤能力[kgDS/(m·h)]根据污泥特性及设备性能由试验确定 B—所需带宽(m)
设备台数	$N=B/b$	N—设备台数，一般不少于两台 b—每台带式压滤机带宽，从 0.75～3.0m 不等

表 14-3 中，滤布过滤能力 V 受污泥特性影响出入很大，据有关资料介绍：当原水 SS 很低，泥量中混凝剂形成的泥量占 40%～50%SS，且进泥含固率为 2%～3%时，滤布过滤能力约为 100kgDS/(m·h)左右；当原水 SS 在 50～100mg/L，泥量中混凝剂形成的泥量约占 20%SS，且进泥含固率≥5%时，滤布过滤能力就可高达 300～450kgDS/(m·h)。

14.7.2.3 离心脱水机

（1）离心脱水机构造和工作原理：离心脱水机主要由高速旋转的水平轴向圆柱—圆锥形转筒和设置在转筒内部、转速与筒体有差异的螺旋输送器组成。污泥从筒体起端到中心孔加入，在转筒高速旋转下，污泥中比重大的固体颗粒在离心力作用下迅速沉降并聚集在筒体内壁。由于螺旋输送器与筒体两者之间存在转速差，聚集在筒体内壁的泥被螺旋输送器推到转筒锥体部分压密并排出筒体外。分离出来的液体在筒内形成环状水环，连续排出筒体外。离心脱水机工作是连续的，连续进泥，连续排出泥饼和分离液。构造示意见图 14-23、24。

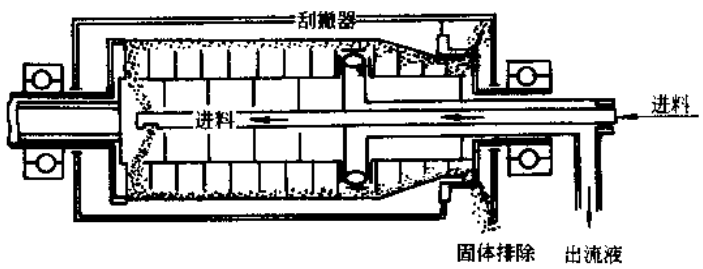


图 14-23 连续单向流离心脱水机
（进泥和出泥方向相同）

同向流离心机适用于亲水胶体污泥的脱水，逆向流适用于稠密的污泥。

（2）影响离心机脱水效果的因素：

1）相对速度（筒体与螺旋输送转速差）：相对速度 v_R 一般采用 2～20r/min。相对速度

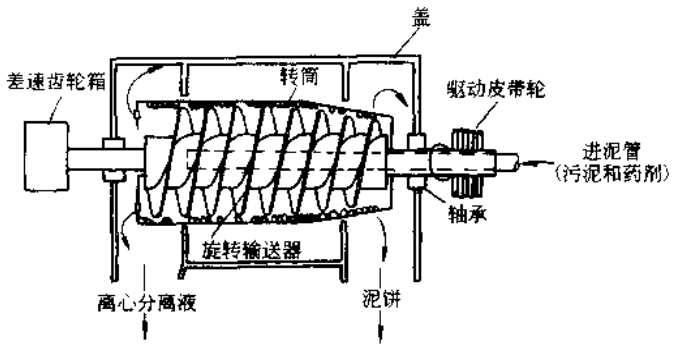


图 14-24　离心逆向流离心脱水机
(进泥和出泥方向相反)

的大小对泥饼含固率、设备的扭矩、污泥回收率等的影响，见图 14-25。

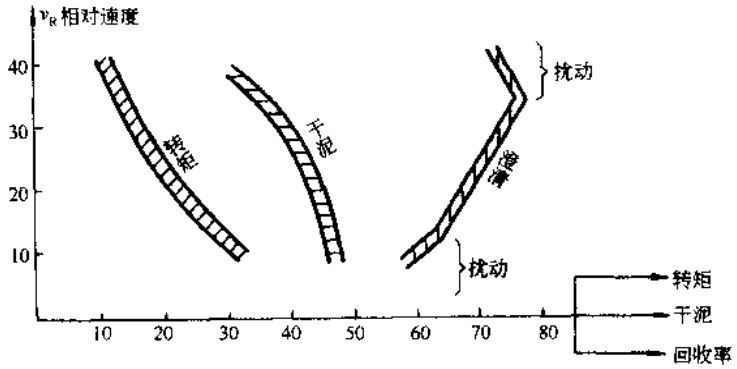


图 14-25　相对速度与运行条件的影响

2) 液环深度：筒体内液环深度可通过挡板予以调节。液环深度低时，干燥区面积大，可促进干燥，但当沉淀物太松散时，需调高液环高度。液环深度的影响见图 14-26。

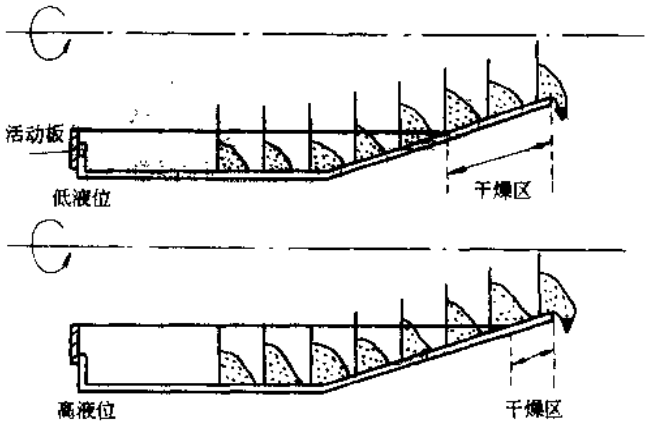


图 14-26　液环深度的影响

3) 运行工艺参数：当污泥性质已经确定时，改变进料投配速率，减少投配量可以使固液

分离效果提高；增加絮凝剂加注率，可以加速固液分离速度，并使分离效果好。

总之，要使水厂排泥水处理达到理想的分离效果，可以从可调节机械因素和工艺因素两方面来考虑。

14.7.2.4 浓缩、脱水一体机

这种机型是在压滤前增加一浓缩段。经调整后的污泥平铺于水平方向的细网上，橡胶质括板连续将污泥推向网的末端，在污泥移动过程中随着污泥中水不断通过细网流走，污泥浓度沿程增加。其构造示意见图 14-27。

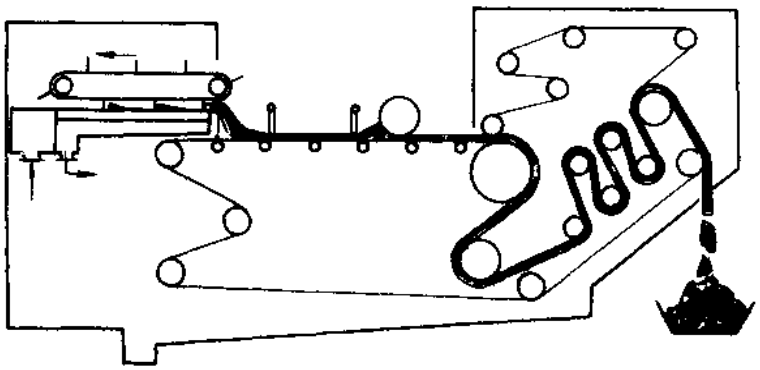


图 14-27 浓缩、脱水一体机构造

该机种优点：设备紧凑，污泥处理系统用地省；管理集中；当原水浊度很低，常规浓缩池出泥浓度仍不能满足脱水机进泥要求时，可在其后采用该机型，以提高出泥含固率。

缺点为絮凝剂投加量比其他机种高，据资料介绍约为 5kg/tDS。

14.7.3 脱水机和性能比较

几种常用脱水机的性能综合比较见表 14-3。

常用脱水机和性能比较 表 14-3

项目 \ 机型	板框式压滤机	带式压滤机	离心式脱水机
脱水原理	加压过滤	重力过滤和加压过滤	由离心力产生固液分离
工作状态	间断式	连续式	连续式
调节方法	调节加压时间和压力大小	调节滤布张力、行进速度，进入压力区的泥层厚度	调节转筒与螺旋输送器转速差、调节液环深度
管理难易	较复杂（滤布需定期更换）	较方便（滤带需定期更换）	方便（螺旋输送器叶片易磨损）
环境卫生条件	卫生条件相对较差	由于是敞开式，卫生条件差	全封闭，卫生条件好
噪声	小	小	大（由于转速高）
占地面积及土建要求	由于本身体积大，且辅助设备多，占地面积大，土建要求高	与板框压滤机相比占地面积稍小	设备紧凑，占地面积小

续表

项目 \ 机型	板框式压滤机	带式压滤机	离心式脱水机
辅助设备	空压机系统，滤布清洗高压冲洗泵系统	空压机系统，滤布清洗高压冲洗泵系统	不需要辅助设备
自动化程度	实现全自动化有一定难度	实现全自动化有一定难度	容易实现全自动化
泥饼含固率	30%～35%	20%左右	25%左右
滤液含固率	少(仅0.02%左右)	高(>0.05%)	较高(0.05%左右)
泥饼稳定性	好	较差	较好
能耗(kW·h/tDS)	20～40	10～25	30～60 较高
絮凝剂用量	20%～30%CaO/SS	聚合电介质3～4kg/tDS	聚合电介质2～3kg/tDS

在选择脱水机时，需注意以下要点：

(1) 脱水机的性能随供给污泥的性状和浓度的不同而有很大变化，因而其他水源的运行参数和供货商提供的参数只能作为参考，宜通过实际采用机种的试验以取得较确切的数据。

(2) 污泥的性状不仅随不同水源而有变化，即使为同一水源也存在着季节性变化，决定设备容量时可按90%～95%概率的浊度作为设计依据，但对高浊度和低温低浊(脱水性差)时，也需有相应措施。

(3) 脱水机容量的选定，可按1d运行2班考虑，实际工作时间还需扣除操作所需时间。

(4) 脱水机的台数宜按2台以上考虑，一般不设备用，在高浊度时可考虑延长设备运行时间，在处理量小时定期安排检修。

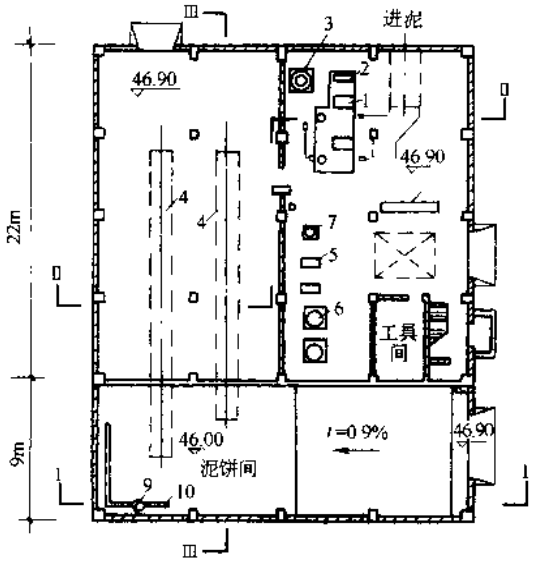
(5) 在排泥水处理设施费用中，脱水机械所占比例很大，在选择机种时，要进行综合比较后抉择。

14.7.4　脱水机房布置

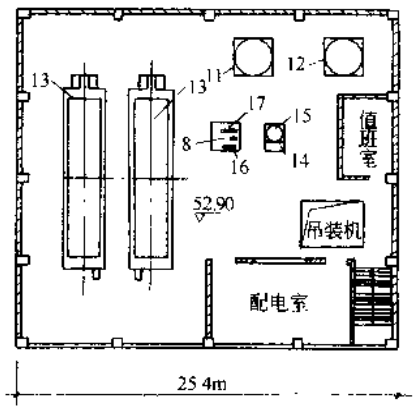
脱水机房应根据选用设备结合场地情况和排泥水处理流程进行布置。以下列举二实例供参考。

(1) 北京第九水厂脱水机房：北京第九水厂采用隔膜挤压全自动板框压滤机2台，处理污泥量为26t/d，其机房配置见图14-28。

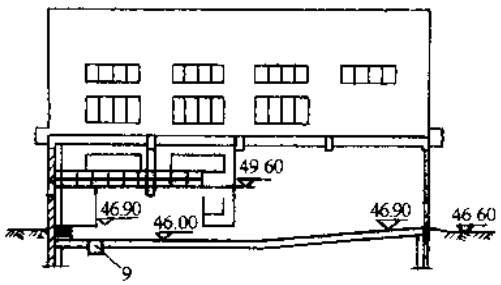
(2) 闵行水厂一车间脱水机房：闵行水厂一车间脱水处理能力为干泥12t/d，采用3台离心脱水机，其机房布置见图14-29。



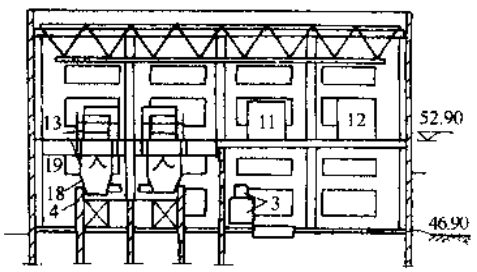
一层平面



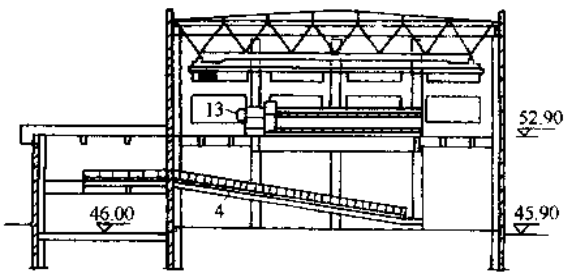
二层平面



Ⅰ—Ⅰ



Ⅱ—Ⅱ



Ⅲ—Ⅲ

图 14-28 北京第九水厂脱水机房布置

1—投料泵；2—恒液位药箱；3—气水分离器及废液罐；4—皮带输送机；5—空气压缩机；6—压滤机气压罐；7—气动装置气压罐(另设)；8—高压冲洗水泵；9—集水坑；10—排水沟；11—储药罐；12—储水罐；13—板框压滤机；14—干药箱；15—药剂混合桶；16—输药泵；17—稀释泵；18—污泥溜槽；19—翻板

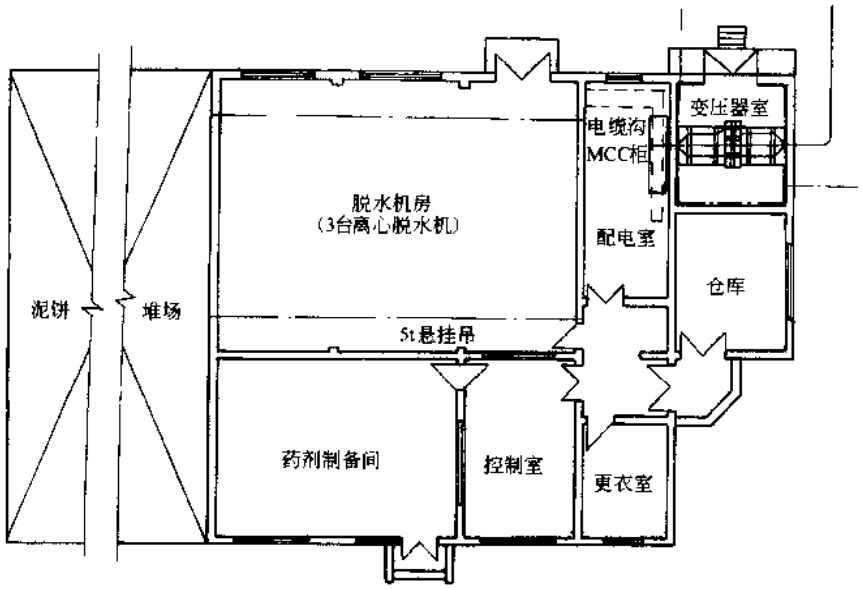


图 14-29　闵行水厂一车间脱水机房布置

14.8　排泥水处理系统自控设计

14.8.1　检　测　仪　表

净水厂排泥水处理自成为一个系统，为了提高运行管理水平和掌握设备运行情况，需要设置必要的计量仪表和进行运行记录。当采用计算机数据监测或采用 PLC 系统自动控制运行时，对各构筑物、设备、容器、管路的有关状态、数据信号输出均须设置检测仪表。图 14-30为闵行水厂一车间排泥水处理系统仪表配置。

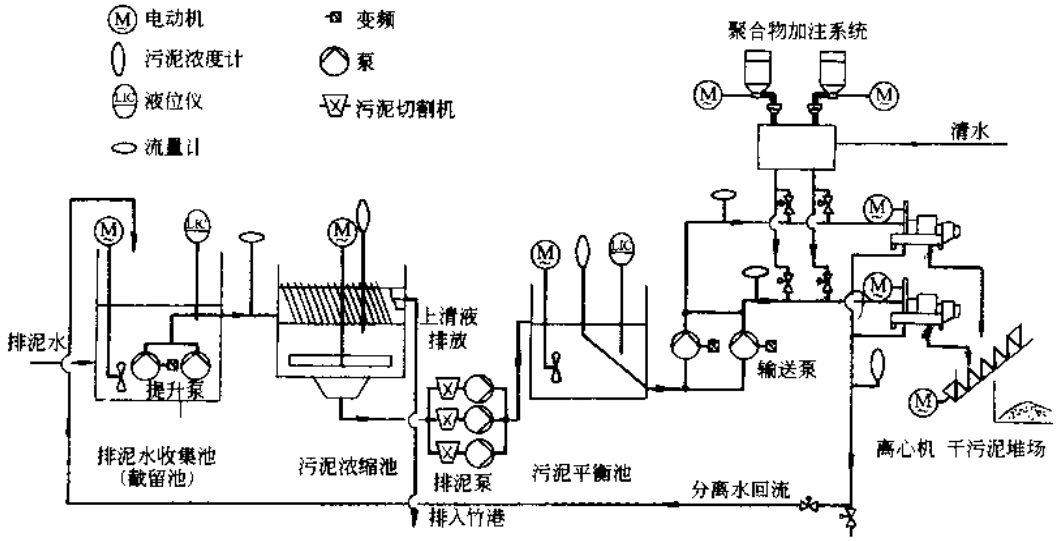


图 14-30　闵行水厂一车间排泥水处理系统仪表配置

14.8.2 控 制 模 式

对排泥水处理系统各构筑物和设备的控制一般可采用以下模式：

(1) 排泥池：根据液位高低来控制提升泵和搅拌器的开停，用调速泵和流量计来控制和反映进入浓缩池的泥水量。

(2) 浓缩池：通过对开始排泥和终止排泥浓缩污泥浓度值的设定来控制排泥泵的开停。

(3) 污泥平衡池：根据池内液位的高低来控制输送泵及搅拌器的开停。

(4) 离心脱水机：通过输送泵控制离心机进泥量。根据离心机的进泥量和进泥浓度自动控制药剂计量加注泵的 PAM 加注量。

每个环节中的泵都设备用泵，每台水泵上都装有流量传感器及流量报警。

输送泵还应设置压力报警。同时每个泵都给出一个运行信号，一旦某泵发生故障，备用泵能自动切换。

总控制网络见图 14-31。通过 PLC 终端显示面板可以随时对运行参数进行重新设定，以达到最佳运行条件，在整个系统的运行中达到了无人操作程度。

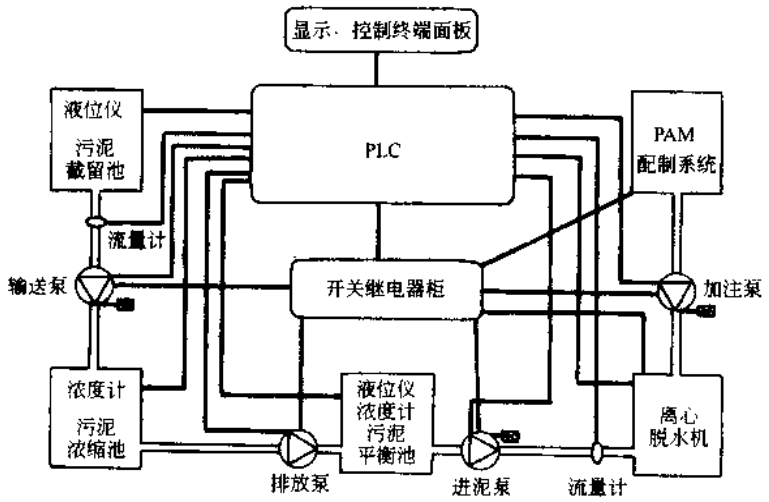


图 14-31 控制网络

15 水厂总体设计

15.1 总 体 布 置

15.1.1 水 厂 组 成

水厂总体布置主要是将水厂内各项构筑物进行合理的组合和布置，以满足工艺流程、操作联系、生产管理和物料运输等方面的要求。布置的原则是流程合理、管理方便、节约用地、美化环境，并考虑日后留有发展的可能。地下水厂由于厂内无大量生产构筑物，故较为简单。本章着重介绍地表水厂的布置。地表水厂通常由下列四个基本部分所组成。

(1) 生产构筑物：直接与生产有关的构筑物，如预沉池、絮凝池、沉淀池、澄清池、滤池、臭氧接触池、活性炭吸附池、清水池、冲洗设施、二级泵房、变配电室、投药间及排污泵房和污泥处置设施等等。

(2) 辅助及附属建筑物：为生产服务所需要的建筑物，如化验室、检修车间、材料仓库、危险品仓库、值班宿舍、办公室、食堂、锅炉房、车库及浴室等。

(3) 各类管道：净水构筑物间的生产管道(或渠道)、加药管道、水厂自用水管、排污管道、雨水管道、排洪沟(或渠)及电缆沟槽等。

(4) 其他设施：厂区道路、绿化布置、照明、围墙及大门等等。

15.1.2 工 艺 流 程 布 置

15.1.2.1 布置原则

水厂的工艺流程布置，是水厂布置的基本内容，由于厂址地形和进出水管方向等的不同，流程布置可以有各种方案，但必须考虑下列主要原则：

(1) 流程力求简短，避免迂回重复，使净水过程中的水头损失最小。构筑物应尽量靠近，便于操作管理和联系活动。

(2) 尽量适应地形，因地制宜地考虑流程，力求减少土石方量。地形自然坡度较大时，应尽量顺等高线布置，必要时可采用台阶式布置。在地质变化较大的厂址中，构筑物应结合工程地质情况布置。

(3) 注意构筑物朝向：净水构筑物一般无朝向要求，但如滤池的操作廊、二级泵房、加药间、化验室、检修间、办公楼则有朝向要求，尤其散发大量热量的二级泵房对朝向和通风的要求更应注意，布置时应使符合当地最佳方位。实践表明，水厂建筑物以接近南北向布置较为理想。

(4) 考虑近远期的协调：当水厂明确分期进行建设时，流程布置应统筹兼顾，既要有近期的完整性，又要求有分期的协调性，布置时应避免近期占地过早过大。为此有分期实施的计划时，各系列净水构筑物系统应尽量采用平行布置。

15.1.2.2 工艺流程布置类型

水厂流程布置，通常有三种基本类型：直线型、折角型、回转型见图 15-1。

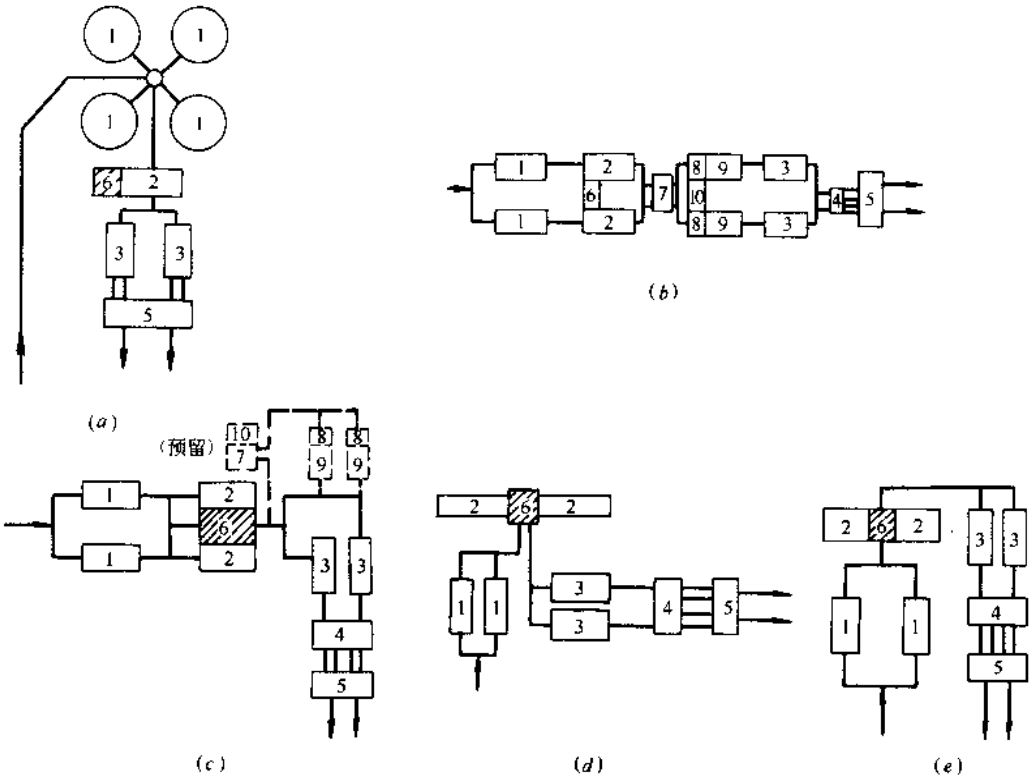


图 15-1 水厂流程类型

(a)、(b)直线型；(c)、(d)折角型；(e)回转型

1—沉淀(澄清)池；2—滤池；3—清水池；4—吸水井；5—二级泵房；6—冲洗泵房；7—提升泵房；8—臭氧接触池；9—活性炭吸附池；10—臭氧车间

(1) 直线型：最常见的布置方式，从进水到出水整个流程呈直线[见图 15-1(a)、(b)]，这种布置，生产联络管线短，管理方便，有利于日后逐组扩建，特别适用于大型水厂的布置。

(2) 折角型：当进出水管受地形条件限制，可将流程布置为折角型。折角型的转折点一般选在清水池或吸水井[见图 15-1(c)、(d)]。由于沉淀(澄清)池和滤池间工作联系较为密切，因此布置时，应尽可能靠近，成为一个组合体。

采用折角型流程时，应注意日后水厂进一步扩建时的衔接。

(3) 回转型：回转型流程布置[见图 15-1(e)]适用于进出水管在一个方向的水厂(如在山沟里布置水厂)。回转型可以有多种方式，但布置时近远期结合较困难，为此，在布置大中型水厂时，宜尽量采用直线型。

15.2　平　面　布　置

当水厂的主要构筑物的流程布置确定以后，即可进行整个水厂的总平面设计，将各项生产和辅助设施进行组合布置，布置时应注意下列要求。

(1) 按照功能，分区集中：将工作上有直接联系的辅助设施，尽量予以靠近，以利管理，一般水厂可分为：

1) 生产区：生产区是水厂布置的核心，除按上述系统流程布置要求外，尚需对有关辅助生产构筑物进行合理安排。

加药间(包括投加混凝剂、助凝剂、粉末活性炭、碱剂以及加氯、加氨和相应的药剂仓库)应尽量靠近投加点，一般可设置在沉淀池附近，形成相对完整的加药区。

冲洗泵房和鼓风机房宜靠近滤池布置，以减少管线长度和便于操作管理。

当采用投加臭氧时，臭氧车间应接近臭氧接触。当采用外购纯氧作为臭氧发生气源时，纯氧储罐位置还应符合消防要求。

2) 生活区，将办公楼、值班宿舍、食堂厨房、锅炉房等建筑物组合为一区。生活区尽可能放置在进门附近，便于外来人员的联系。而使生产系统少受外来干扰。

化验室可设在生产区、也可设在生活区的办公楼内。

3) 维修区，将维修车间、仓库、泥木工场以及车库等，组合为一个区，这一区占用场地较大，堆放配件杂物较乱，最好与生产系统有所分隔，而独立为一个区块。

(2) 注意净水构筑物扩建时的衔接：净水构筑物一般可逐组扩建，但二级泵房、加药间，以及某些辅助设施，不宜分组过多，为此在布置平面时，应郑重考虑远期净水构筑物扩建后的整体性。

(3) 考虑物料运输、施工和消防要求：日常交通、物料运输和消防通道是水厂道路设计的主要目的，也是水厂平面设计的主要组成。一般在主要构筑物的附近必须有道路到达，为了满足消防要求和避免施工的影响，某些建筑物之间必须留有一定间距。

(4) 因地制宜和节约用地：水厂布置应避免点状分散，以致增加道路，多用土地。

为了节约用地，水厂布置应根据地形，尽量注意构筑物或辅助建筑物采用组合或合并的方式，既便于操作联系，节约造价，又能增大建筑体型，丰满立面处理。

不同规模水厂的占地面积，由于具体条件不一，参差较大。根据《城市给水工程项目建设标准》规定，净(配)水厂、泵站建设用地不应超过如下规定：

建设规模 (万 m^3/d)	净水厂 [$m^2/(m^3 \cdot d)$]	配水厂 [$m^2/(m^3 \cdot d)$]	泵站 [$m^2/(m^3 \cdot d)$]
5～10	0.7～0.5	0.4～0.3	0.25～0.20
10～30	0.5～0.3	0.3～0.2	0.20～0.10
30～50	0.3～0.10	0.20～0.08	0.10～0.03

注：1. 建设规模大的取下限，反之，取上限。采暖地区及净水构筑物设在室内时可采用较高值。

2. 净水厂按常规净水工艺考虑，非常规净水工艺及需要在净水厂内设置预处理构筑物时，可根据需要增加用地。

3. 配水厂包括加氯消毒设施，未包括水质处理。

4. 特殊水质处理或需要增加构筑物时可根据需要增加用地。

5. 地下水除铁、除锰、除氟水厂可参照执行。

6. 加压泵站设有大容量的调节水池时，可按计算增加用地。

15.3 水厂附属建筑物

水厂的附属建筑一般包括：

(1) 生产管理及行政办公用房。

(2) 化验室。

(3) 维修车间(机修、电修、仪表修理、泥木工场)。

(4) 车库。

(5) 仓库。

(6) 食堂。

(7) 浴室及锅炉房。

(8) 传达室。

(9) 值班宿舍。

(10) 露天堆场等等。

根据我国《城镇给水厂附属建筑和附属设备设计标准》，将上述附属建筑的分类面积摘录如后，作为设计时参考。随着改革的深入，工作人员效率提高，自动化程度增加以及社会协作的发展，在具体设计时还应根据实际情况作相应调整。

(1) 生产管理及行政办公用房：

1) 生产管理用房包括计划室、技术室、技术资料室、劳动工资室、财务室、会议室、活动室、调度室、医务室和电话总机室等，用房面积(均指使用面积，下同)见表 15-1。

生产管理用房面积(m^2) **表 15-1**

水厂规模(万 m^3/d)	地表水厂	地下水厂
0.5～2	100～150	80～120
2～5	150～210	120～150
5～10	210～300	150～180
10～20	300～350	180～250
20～50	350～400	250～300

注：1. 5 万 m^3/d 规模以上的水厂已考虑有活动室面积。

2. 表中未包括厕所、贮藏室面积。

2) 行政办公用房包括办公室、打字室、资料室和接待室等，宜与生产管理用房联建，用房面积人均 5.8～6.5m^2。

(2) 化验室：

1) 根据水质分析项目的需要，化验室一般由理化分析室，毒物检验室，生物检验室(包括无菌室)，加热室，天平室，仪器室，药品贮藏室(包括毒品室)，办公室，更衣室等组成。

2) 化验室面积和人员配备见表 15-2。

化验室面积和人员配备 **表 15-2**

水厂规模(万 m^3/d)	地表水厂		地下水厂	
	面积(m^2)	人数	面积(m^2)	人数
0.5～2.0	60～90	2～4	30～60	1～3
2.0～5.0	90～110	4～5	60～80	3～4
5.0～10.0	110～160	5～6	80～100	4～5

续表

水厂规模(万 m^3/d)	地表水厂		地下水厂	
	面积(m^2)	人数	面积(m^2)	人数
10.0～20.0	160～180	6～8	100～120	5～6
20.0～50.0	180～200	8～10	120～150	6～8

注：1. 化验室指水厂一级化验，不包括车间班组化验。

2. 化验室面积按一般常规化验项目确定。

(3) 维修车间：

1) 机修间：

① 机修车间主要维修水厂范围内的水泵、电动机、阀门、管道、水处理机械设备及其他零星修理项目。

② 维修类型分中、小修两类。中修以修理部件为主，小修以修理零件为主。

③ 机修车间面积与人员配备可根据水厂规模、净水工艺和维修类型确定。

④ 机修间面积与人员配备见表 15-3。

机修间面积与人员配备　　表 15-3

水厂规模(万 m^3/d)	小修						中修					
	车间面积(m^2)		辅助面积(m^2)		人数		车间面积(m^2)		辅助面积(m^2)		人数	
	地表水	地下水	地表水	地下水	地表水	地下水	地表水	地下水	地表水	地下水	地表水	地下水
0.5～2.0	50～70	40～60	25～35	20～30	2～5	2～5	70～80	60～70	25～35	20～30	4～6	3～6
2.0～5.0	70～100	60～90	35～45	30～40	5～7	5～6	80～110	70～100	35～45	30～40	6～8	6～7
5.0～10.0	100～120	90～100	45～60	40～50	7～9	6～7	110～130	100～120	45～60	40～50	8～10	7～8
10.0～20.0	120～150	100～130	60～70	50～60	9～10	7～8	130～160	120～140	60～70	50～60	10～11	8～10
20.0～50.0	150～190	130～160	70～90	60～80	10～12	8～10	160～200	140～180	70～90	60～70	11～13	10～12

注：1. 修理类型应按水厂规模，公司有无机修厂和当地机修协作条件等因素，综合考虑决定。

2. 辅助面积指备品库、更衣室和办公室的总面积。

3. 根据维修需要，车间外可设置冷作工棚，其面积可按车间面积 20%～40%考虑。

2) 水表间：

① 当地无水表修理能力，且规模在 10 万 m^3/d 以下的给水厂，视需要可考虑设置水表修理间。

② 水表修理间面积与人员配备见表 15-4。

水表修理间面积与人员　　表 15-4

水厂规模(万 m^3/d)	面积(m^2)	人数
0.5～2.0	20～30	2
2.0～5.0	30～40	2～3
5.0～10.0	40～50	3～4

注：1. 本表同样适用地表水和地下水水厂。

2. 10 万 m^3/d 规模以上的水厂，应在公司内考虑解决水表修理问题。

3）电修间：

① 电修间主要维修全厂的电气设备，常用电气仪表及照明装置等。

② 电修间面积与人员配备见表 15-5。

电修间面积与人员配备 **表 15-5**

水厂规模（万 m^3/d）	地表水厂		地下水厂	
	面积（m^2）	人数	面积（m^2）	人数
0.5～2.0	20～25	2～3	20～30	2～4
2.0～5.0	25～30	3～4	30～40	4～5
5.0～10.0	30～40	4～6	40～50	5～7
10.0～20.0	40～50	4～6	50～60	7～10
20.0～50.0	50～60	6～7	60～70	10～12

注：电修间不考虑大型自动化仪表和设备的检修。

4）泥木工间：

① 规模在 2 万 m^3/d 以上的水厂，可考虑少量的泥木工。

② 泥木工间面积和人员配备见表 15-6。

泥木工间面积和人员 **表 15-6**

水厂规模（万 m^3/d）	地表水厂		地下水厂	
	面积（m^2）	人数	面积（m^2）	人数
2.0～5.0	20～35	1～2	20～25	1～2
5.0～10.0	35～45	2～3	25～30	1～2
10.0～20.0	45～60	3～4	30～40	2～3
20.0～50.0	60～80	4～8	40～60	3～5

（4）车库：

1）车库的面积应根据运输车辆的种类和数量而定，一般 4t 卡车可按 $32m^2$/辆，2t 卡车按 $22m^2$/辆，吉普车按 $18m^2$/辆采用。

2）超过三辆汽车的车库，可设司机休息室、工具间和汽油库。

（5）仓库：

1）水厂仓库用于存放管配件，水泵电机，电气设备，五金工具，劳保用品及其他杂品等，不包括净水药剂的贮存。仓库可集中或分散设置。

2）仓库面积见表 15-7。

仓库面积 **表 15-7**

水厂规模（万 m^3/d）	地表水厂（m^2）	地下水厂（m^2）
0.5～2.0	50～100	40～80
2.0～5.0	100～150	80～100
5.0～10.0	150～200	100～150

续表

水厂规模(万 m^3/d)	地表水厂(m^2)	地下水厂(m^2)
10.0～20.0	200～250	150～200
20.0～50.0	250～300	200～250

注：表中已包括仓库管理人员的办公面积在内，其面积一般采用 10～12m^2。

(6) 食堂：

1) 食堂包括餐厅、厨房(备菜、烧菜、贮藏、冷藏、烘烤、办公室、更衣室等)，寒冷地区宜设菜窖，其总面积可按每个就餐人员所需面积确定。

2) 食堂每个就餐人员面积见表 15-8。

食堂每个就餐人员面积　　表 15-8

水厂规模(万 m^3/d)	地表水厂(m^2/人)	地下水厂(m^2/人)
0.5～2.0	2.6～2.4	同地表水厂
2.0～5.0	2.4～2.2	
5.0～10.0	2.2～2.0	
10.0～20.0	2.0～1.9	
20.0～50.0	1.9～1.8	

注：1. 就餐人员按最大班人数计。

2. 餐厅与厨房的面积比，可按 4∶6 或 5∶5 采用。

(7) 浴室与锅炉房：男女淋浴室的总面积(包括更衣室、盥洗室及厕所等)见表 15-9。

浴室面积　　表 15-9

水厂规模(万 m^3/d)	地表水厂(m^2)	地下水厂(m^2)
0.5～2.0	20～40	15～25
2.0～5.0	40～50	25～35
5.0～10.0	50～60	35～45
10.0～20.0	60～70	45～55
20.0～50.0	70～80	55～60

注：1. 女工比例可按水厂定员人数的 1/2～1/3 考虑。

2. 锅炉房的面积，可按锅炉的型号、规格、容量来确定。

(8) 传达室：

1) 传达室可根据水厂规模大小分成 1～3 间(传达室、值班宿舍、接待室等)。

2) 传达室面积见表 15-10。

传达室面积　　表 15-10

水厂规模(万 m^3/d)	地表水厂(m^2)	地下水厂(m^2)
0.5～2.0	15～20	同地表水厂
2.0～5.0	15～20	
5.0～10.0	20～25	
10.0～20.0	25～35	
20.0～50.0	25～35	

(9) 宿舍：

1) 水厂内部可以设置值班宿舍。单身宿舍和家属宿舍应尽可能设置在厂区之外。

2) 值班宿舍是中、夜班工人临时休息用房，宿舍面积可按 $4m^2$/人考虑。住宿人数宜按值班职工总人数的 45%～55%计，值班宿舍一般附建在综合楼内。

(10) 堆场：

1) 管配件堆场：

水厂中一般应设管配件露天堆场，其面积可参见表 15-11。

管配件堆场面积　　表 15-11

水厂规模(万 m^3/d)	地表水厂(m^2)	地下水厂(m^2)
0.5～2.0	30～50	同地表水厂
2.0～5.0	50～80	
5.0～10.0	80～100	
10.0～20.0	100～200	
20.0～50.0	200～250	

2) 砂石滤料堆场：

① 根据需要，水厂可设砂石滤料堆场，其位置应在滤池附近。堆场的占地面积可按全厂滤池滤料总重的 10%考虑，其平均堆高采用 1m。

② 堆场应有千分之五的排水坡度，视需要可设简易的围护设施，以保证场地的整洁。

15.4 水厂管线设计

水厂的生产过程主要是水体的传送，因此水厂生产构筑物需由各类管道、渠道沟通。在构筑物定位之后，均应对厂区管道作平面和高程的综合布置。厂区管线一般包括：给水、排水(泥)管线，加药和厂内自用水管线，动力电缆、控制电缆等。

15.4.1 生产管线

水厂工艺流程中的主要管线包括：

(1) 给水管线：

1) 原水(浑水)管线：指进入沉淀(澄清)池之前的管线，一般为二根。接入方式应考虑远期的协调和检修时(主要是指原水管上的阀门检修)对生产运行的影响。原水管可以采用钢管、球墨铸铁管，由于阀门、配件、短管较多，故较少采用钢筋混凝土(预应力混凝土)管道。

2) 沉淀水管线：由沉淀池(澄清池)至滤池的沉淀水管线，有两种布置方式：一种为架空(管道或混凝土渠道)，优点是水头损失小，渠道可作人行通道；一种是埋地式，可不影响池子间的通道。沉淀水管线的通过流量应考虑沉淀池超负荷运转的可能(如一部分沉淀池维修而加重其他沉淀池的荷载)。

3) 清水管线：指滤池至清水池之间的管线，承压较小，大型水厂也可采用低压混凝土渠道，采用渠道时应注意地面雨、污水的渗入。当设有清水池两座以上时，清水池之间常设有联络管线，联络管线由于在池底联通，故埋人较深，阀门安装困难，为此有采用虹吸管在池顶

上予以联通的。二级泵房应尽可能采用吸水井，以减少清水池与泵房之间的联络管道。

4）超越管线：超越管线在水厂内是一个重要环节。设计时应考虑到某一环节由于事故检修而停用时，不影响整个水厂的运行。如超越滤池或超越清水池（特别是水厂只设一个清水池时）。见图 15-2。

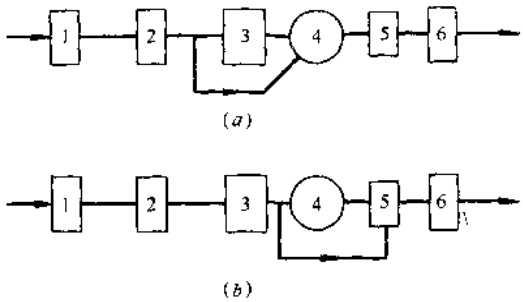


图 15-2　超越管线接法示意

(a)超越滤池的接法；(b)超越清水池的接法

1—一级泵房；2—沉淀池；3—滤池；4—清水池；5—吸水井；6—二级泵房

（2）排水管线：水厂的排水系统有三个方面：一是厂内的地面雨水的排除（亦有包括山区的防洪排除）；二是水厂内生产废水的排除，包括沉淀（澄清）池的污泥排除、滤池冲洗水的排除、投药间废渣的排除等；三是办公室、食堂、浴室、宿舍等生活污水的排除。

上述三个排水系统一般采用分别设置。沉淀池排泥和滤池反冲洗排水应根据当地环保部门要求做出合理安排和处置。

雨水系统的设计，采用当地的设计频率和降雨强度。当附近有城市雨水管道时，可接入城市雨水管。在丘陵地区设置水厂时，必须十分注意防洪沟的设计，通常沿山脚地形，围绕厂区设置截洪沟渠，引排山洪至水厂下游，一般情况下，防洪沟不宜穿越厂区，以免造成对水厂的威胁，防洪沟通常在水厂围墙外侧，采用石砌、砖砌、土坡明沟等形式。

防洪沟常采用百年一遇的重现期，过水断面根据汇水面积及当地雨量公式，计算确定。

当厂区附近有城市污水管道时，生活污水可接入城市管道，否则应设小型处理装置，经处理后接入雨水管道。

（3）电缆沟：

大型水厂的电缆较多，有动力、通讯、照明、控制电缆等等。因此在水厂总平面图上，应有对电缆的布置考虑，为了集中敷设便于检修，不少水厂采用集中电缆沟方式，在沟中分别架设各种电缆。电缆沟的断面按埋设电缆多少而定，上做盖板，深度不少于 0.8m，宽度不小于 0.7m，沟底有条件时做成底坡，以利排除积水。

（4）加药管线：加矾、加氯以及加氨，加碱等管线，往往做成浅沟敷设，上做盖板，加药管线的管材一般采用塑料管，以防止腐蚀。臭氧用管线可采用不锈钢管或耐腐蚀的聚氟乙烯管。

（5）自用水管线：

1）厂内自用水指水厂生活用水、消防用水、泵房、药间等冲洗溶解用水，以及清洗水池用水，一般均单独成为管系，自二级泵房出水管接出。

2）消防系统应满足消防要求，在需要地点设置消火栓。厂用水管口径应满足消防要求。

15.4.2　管线的水头损失及流程标高计算

15.4.2.1　管内流速及水头损失

连接管道设计流速应通过经济比较决定，当有地形高差可以利用时可采用较大流速。一般情况下采用的连接管道设计流速参见表 15-12。

连接管中设计流速 表 15-12

连接管段	设计流速(m/s)	备注
一级泵房至混合池	1.0～1.2	
混合池至絮凝池	1.0～1.5	
絮凝池至沉淀池	0.10～0.15	防止絮粒破坏
混合池至澄清池	1.0～1.5	
沉淀池或澄清池至滤池	0.6～1.0	流速宜取下限以留有余地
滤池至清水池	0.8～1.2	流速宜取下限以留有余地
滤池冲洗水的压力管道	2.0～2.5	因间隙运用,流速可大些
排水管道(排除冲洗水)	1.0～1.2	

管线水头损失的计算可参见给水排水设计手册第1册《常用资料》。由于连接管道局部阻力占较大比例,计算中必须加以重视。

计算常用的公式为

$$h=h_1+h_2=\Sigma il+\Sigma\xi\frac{v^2}{2g}\quad(\mathrm{m}) \tag{15-1}$$

式中 h_1——沿程水头损失(m);

h_2——局部水头损失(m);

i——单位管长的水头损失,根据管径和流速 v 查给水排水设计手册第1册《常用资料》;

l——连通管段长度(m);

ξ——局部阻力系数,查给水排水设计手册第1册《常用资料》;

v——连通管中流速(m/s);

g——重力加速度(m/s²)。

在水厂流程中,装有计量设备时,应计算其水头损失,当装有文氏管或孔板时,其计算如下:

(1) 通过文氏管的水头损失:

$$h=0.14H\left[1-\left(\frac{d_2}{d_1}\right)^2\right]\quad(\mathrm{m}) \tag{15-2}$$

式中 d_1——管道直径(m);

d_2——喉管直径(m);

H——文氏管进口与喉管处的压力差(9.8kPa)。

(2) 通过孔板的水头损失:

$$h=H'_e\left[1-\left(\frac{d_2}{d_1}\right)^2\right](9.8\mathrm{kPa}) \tag{15-3}$$

式中 H'_e——流量记录仪表以水柱为单位的临界压力差(9.8kPa),

$$H'_e=(\rho'-1)H_e$$

其中 H_e——流量记录仪表的临界压力差(133.3Pa);

ρ'——汞密度(13.6t/m³)。

15.4.2.2　净水构筑物水头损失

水厂净水构筑物的水头损失参见表 15-13。

净水构筑物水头损失　　**表 15-13**

构筑物名称	水头损失（m）	构筑物名称	水头损失（m）
进水井格栅	0.15～0.30	均质滤料滤池	2.0～2.50
水力絮凝池	0.40～0.50	接触滤池	2.50～3.00
机械絮凝池	0.05～0.10	无阀滤池；虹吸滤池	1.50～2.00
沉淀池	0.15～0.30	移动罩滤池	1.2～1.5
澄清池	0.60～0.80	活性炭滤池	0.4～0.6
快滤池（普通）	2.0～2.50		

注：无阀滤池用作接触过滤时水头损失为 2.0～2.5m。

15.4.2.3　工艺流程的标高计算

为了确定水厂各净水构筑物及泵房、清水池的流程标高，应作整个水厂的流程计算：

（1）原水最低水位的确定。

（2）一级泵房在最低水位，额定供水量时的吸水管路水头损失。

（3）水泵轴心标高的确定。

（4）泵房底板标高的确定。

（5）出水管路的水头损失。

（6）一级泵房出水管至沉淀池（澄清池）的水头损失计算。

（7）沉淀池内的水头损失。

（8）沉淀池至滤池间管道的水头损失。

（9）滤池本身的工作水头损失。

（10）滤池至清水池的水头损失。

（11）由清水池最低水位计算至二级水泵的轴心标高。

15.4.2.4　计算举例

【例】　如某水厂的流程布置见图 15-3。

已知：设计水量 $Q_0=14500\times1.08=15600m^3/d$，其中考虑 8%水厂自用水量。

【解】　（1）取水泵房标高计算：

1）选泵从略，见第 5 章，选用 250S14A 泵列于表 15-14。

水泵参数　　**表 15-14**

型号	流量（m^3/h）	扬程（m）	最大许可吸程（m）	转速（r/min）	口径（mm）		数量（台）
					吸入	吐出	
250S14A	320～130	13.7～11.0	6.2	1450	250	200	3（其中一台备用）

2）吸水管路水头损失 h_1 计算：

每台水泵一条吸水管，共三条，其中一条备用。

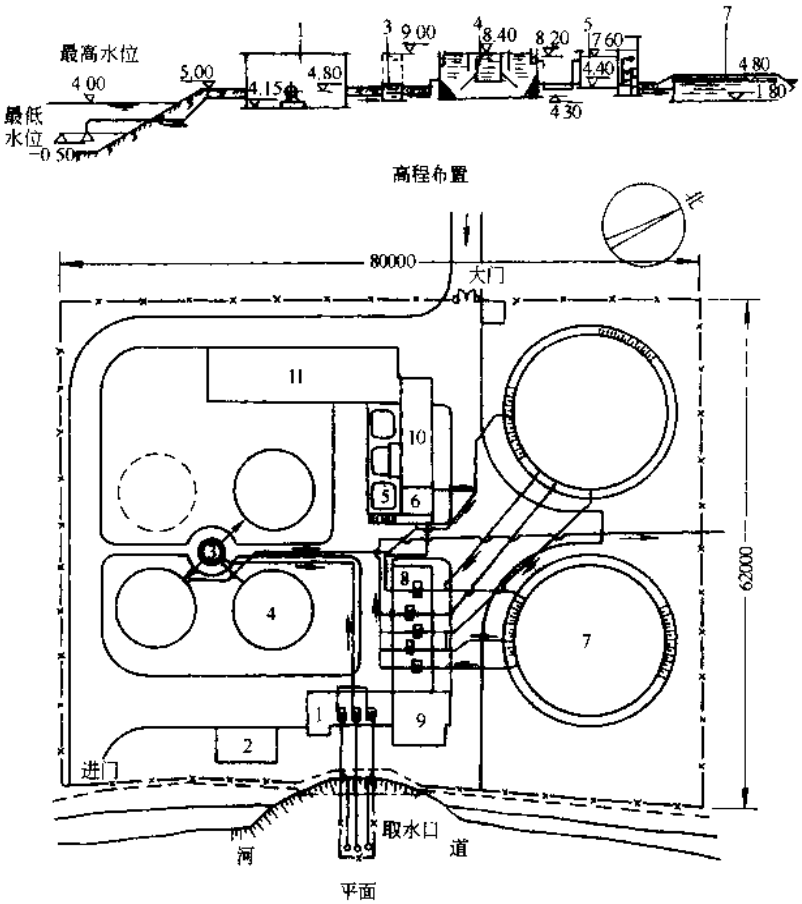


图 15-3 某水厂平面布置

1—一级泵房；2—加药间；3—配水井；4—澄清池；5—快滤池；6—加氯间；7—清水池；8—二级泵房；9—变配电间；10—化验室；11—办公室

每台吸水管设计水量：$q=\frac{Q_0}{2}=\frac{15600}{2\times 24}=325\text{m}^3/\text{h}$

采用吸水管管径：$D=300\text{mm}$；管长 $l=20\text{m}$。

考虑浑水的因素 $n=0.015$，按 $n=0.013$ 查给水排水设计手册第 1 册《常用资料》水力计算表得 i，换算成相当于 $n=0.015$ 时的 i：

$$i=0.0087\cdot\frac{0.015^2}{0.013^2}=0.0116$$

浑水管长 20m 算得沿程损失：

$$h_1=\Sigma il=0.0116\times 20=0.23\text{m}$$

管路局部水头损失见表 15-15。

总计水头损失：$h_s=0.23+0.58=0.81\text{m}$。

3）水泵轴心标高 $=Z_1+H_s'+(H_g-10.3)-h_s(\text{m})$

式中 Z_1——河道最低水位 -0.50m（绝对标高）；

H_s'——水泵最大允许真空吸水高度 6.2m；

管路局部水头损失　　表 15-15

名　称	管径 DN (mm)	数　量 (个)	局部阻力系数 ξ	流　速 (m/s)	局部阻力 (m)
吸水滤网	300	1	3.0	1.27	0.25
喇叭口	300	1		1.27	
90°弯头	300	3	0.52	1.27	0.13
偏心渐缩管	300～250	1	0.17	1.84	0.03
水泵进口	250	1	1	1.84	0.17
					合计 0.58

H_g——水泵安装地点大气压力水头 10.3m，见第 5 章。

水泵轴心标高＝－0.5＋6.2＋(10.3－10.3)－0.81＝4.89m

考虑到吸水安全留有余地，采用水泵轴中心标高为 4.8m

4) 泵房底板标高＝4.8－0.45－0.20＝4.15m

式中　0.45m——水泵座底至轴心的高度(查水泵样本)；

0.20m——水泵混凝土基础高出泵房内地面的高度。

泵房所在地地坪标高为 5.0m，故取水泵房室内地面低于室外地坪 5.0－4.15＝0.85m。

(2) 压力配水井内水头标高计算：

水头标高＝Z_1＋H－(h_s＋h_y＋1.0)　(m)

式中　H——水泵全扬程 13.5m；

h_s——一级泵吸水管路总水头损失 0.81m；

h_y——一级泵至配水井间压力管路损失 1.85m(计算方式同 h_s，略)；

1.0——考虑富余水头为 1.0m。

压力配水井水头标高＝－0.5＋13.5－(1.85＋0.81＋1.0)＝9.34m，采用 9.0m。

(3) 其余各构筑物水位标高计算从略，列于表 15-16；流程示意见图 15-3。

构筑物水位标高计算　　表 15-16

名　称		水头损失 (m)		水位标高 (m)
连接管段	构筑物	沿程及局部	构筑物	
	压力配水井			9.0
配水井至澄清池		0.2		
	澄清池		0.4	8.4
	澄清池出水槽	0.2		8.2
澄清池出水槽至快滤池		0.6		
	快滤池		2.5	7.6
快滤池至清水池		0.3		
	清水池			4.8

15.5 高程布置与土方平衡

15.5.1 高 程 布 置

水厂的高程布置应根据厂址地形、地质条件、周围环境以及进水水位标高确定。

由于净水构筑物高程受流程控制，各构筑物之间的高差应按流程计算决定。辅助建筑物以及生活设施则可根据具体场地条件作灵活布置，但应保持总体的协调。

净水构筑物的高程布置一般有图 15-4 所示的 4 种类型：

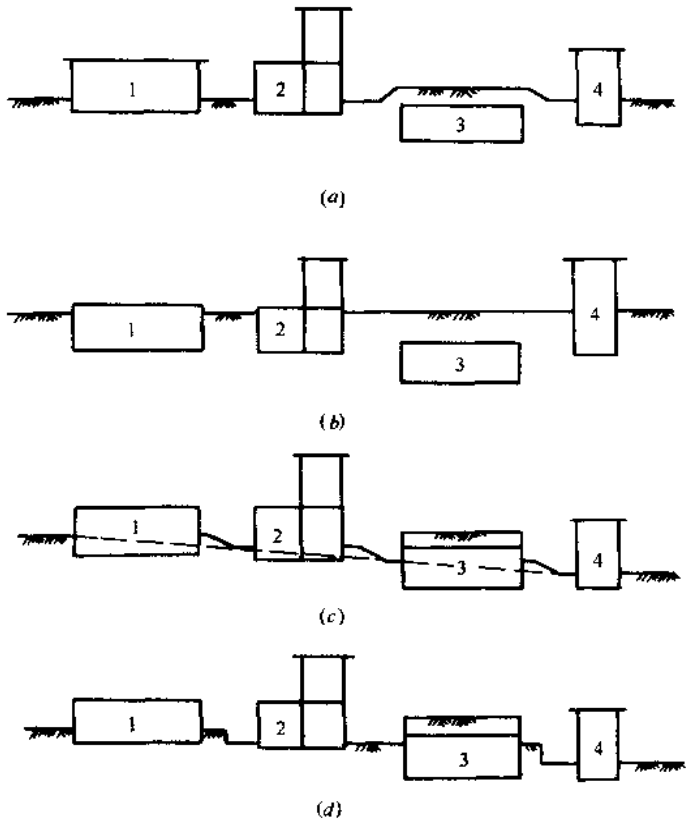


图 15-4 净水构筑物高程布置

1—沉淀池；2—滤池；3—清水池；4—二级泵房

(1) 高架式[图 15-4(a)]：主要净水构筑物池底埋设地面下较浅，构筑物大部分高出地面。高架式为目前采用最多的一种布置形式。

(2) 低架式[图 15-4(b)]：净水构筑物大部分埋设地面以下，池顶离地面约 1m 左右。这种布置操作管理较为方便，厂区视野开阔，但构筑物埋深较大，增加造价和带来排水困难。当厂区采用高填土或上层土质较差时可考虑采用。

(3) 斜坡式[图 15-4(c)]：当厂区原地形高差较大，坡度又较平缓时，可采用斜坡式布置。设计地面高程从进水端坡向出水端，以减少土石方工程量。

(4) 台阶式[图 15-4(*d*)]：当厂区原地形高差较大，而其落差又呈台阶时，可采用台阶式布置。台阶式布置要注意道路交通的畅通。

15.5.2　土方平衡计算

(1) 一般要求：水厂总体布置时，应力求节约土方工程量以缩短工期，减少基建投资。在山区建厂，除结合地形采用阶梯式场地布置减少土方外，还要考虑少挖石方，因开挖石方需进行爆破作业，工期长、费用贵。大型水厂的土方工程宜按期分区。在挖、填平衡的基础上考虑全厂的总平衡。在考虑平衡时，应将基础、地下管沟等施工时挖出来的土方量和填方的松土系数估计在内。松土系数因土壤性质不同而有差异，参见表 15-18。

(2) 土方估算：先定出各平面的设计标高，然后粗略估算土方工程量。是否接近挖填平衡，如发现相差较大，就要调整标高或平面位置，重新估计。

(3) 土方量计算方法：土方量计算方法，一般有方格网法和横断面法两种。其中以方格网法采用最为普遍。当水厂场地纵横向坡度变化均匀或较有规律时，也可采用横断面法。在阶梯式布置中各台阶可分别用方格网法计算，台阶间边坡可采用横断面法计算，然后汇总。

1) 方格网法，一般全厂厂区采用统一尺寸方格进行计算。方格尺寸视场地起伏情况可采用 10m×10m、20m×20m、30m×30m 或 40m×40m。方格网的一边宜与厂区轴线相平行。

方格网法的计算步骤可用下例进行说明：图 15-5 是采用 20m×20m 的方格网。在各个方格角处右上注设计标高；右下注原地面标高；左上注填挖方高度，填方时前面加(+)号。挖方时前面加(−)号；左下注角点的编号。图中虚线位置表示挖填方零点线位置，用零点线计算公式求得各有关边线上的零点，连接成零点线。每个方格的土方量用相应公式算出。

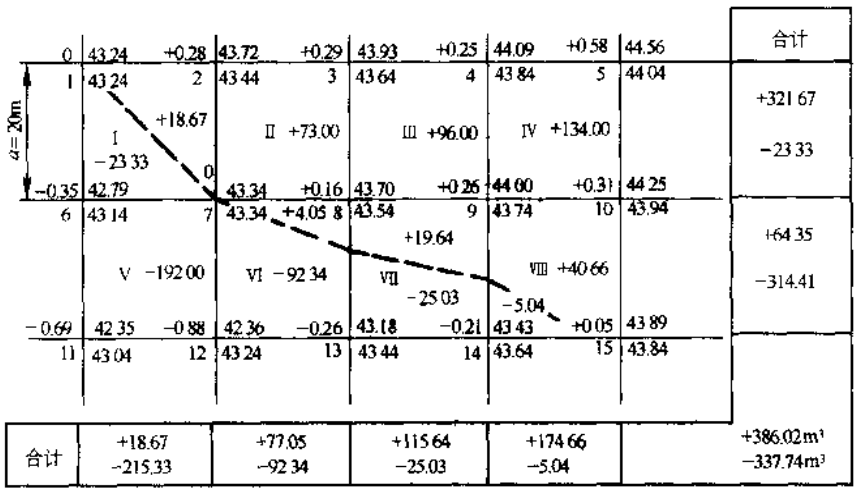
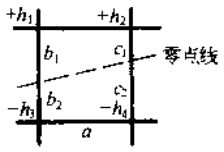
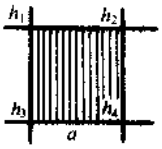
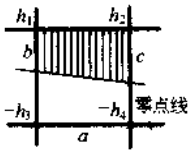
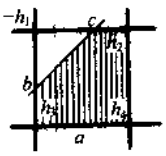
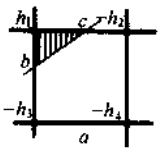


图 15-5　方格网土方量计算

方格网的填挖情况，不同图示和相应计算公式如下：

图 15-6 为图 15-5 中方格Ⅲ、Ⅶ、Ⅷ的计算，其中方格Ⅲ，是属于四点均为填方，无零点线。为下表中“正方形”四点填方的情况。其填方量为

填挖情况及图示	计 算 公 式	符 号 说 明
零点线计算 	$b_1=a\dfrac{h_1}{h_1+h_3}\quad c_1=a\dfrac{h_2}{h_2+h_4}$ $b_2=a\dfrac{h_3}{h_1+h_3}\quad c_2=a\dfrac{h_4}{h_2+h_4}$	a 方格边长(m) b、c 表示零点到一角的边长(m) V—填方或挖方的体积(m^3) h_1,h_2,h_3,h_4—表示各点角点的填挖方高度(m)用绝对值代入 Σh—表示填方或挖方高度总和,用绝对值代入
正方形四点填方或挖方 	$V=\dfrac{a^2}{4}(h_1+h_2+h_3+h_4)$	
梯形一点填方或挖方 	$V=\dfrac{b+c}{2}a\dfrac{\Sigma h}{4}=\dfrac{(b+c)a\Sigma h}{8}$	
五角形三点填方或挖方 	$V=\left[a^2-\dfrac{(a-b)(a-c)}{2}\right]\dfrac{\Sigma h}{5}$	
三角形一点填方或挖方 	$V=\dfrac{1}{2}bc\dfrac{\Sigma h}{3}=\dfrac{bc\Sigma h}{6}$	

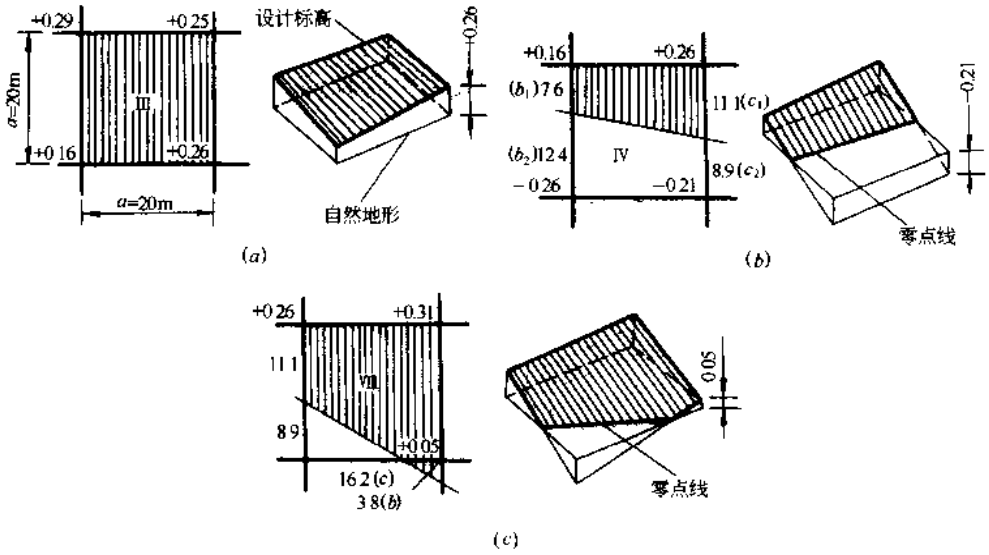


图 15-6 (a)、(b)、(c)为三种型式方格网计算实例

$$+V=\frac{a^2}{4}(h_1+h_2+h_3+h_4)=\frac{20^2}{4}(0.29+0.25+0.16+0.26)=+96\text{m}^3$$

方格Ⅶ是属于二点填方和二点挖方的情况，应先用零点线公式，求出左右两边线上的零点到相应的上、下两角的边长，然后，求出填方量和挖方量。

$$\text{填方量}+V=\frac{(b+c)a\Sigma h}{8}=\frac{(7.6+11.1)\times 20\times(0.16+0.26)}{8}=+19.64\text{m}^3$$

$$\text{挖方量}-V=\frac{(b+c)a\Sigma h}{8}=\frac{(12.4+8.9)\times 20\times(0.26+0.21)}{8}=-25.03\text{m}^3$$

方格Ⅷ是一点挖方、三点填方的情况。先用零点线公式求底线的零点到左右两角的边长，左边线的零点到上、下两角点的边长已在方格Ⅶ时求得，现将填方与挖方量求解如下：

$$\text{填方量}+V=\left[a^2-\frac{(a-b)(a-c)}{2}\right]\frac{\Sigma h}{5}$$

$$=\left[400-\frac{(20-38)(20-11.1)}{2}\right]\frac{(0.26+0.31+0.05)}{5}$$

$$=+40.66\text{m}^3$$

$$\text{挖方量}-V=\frac{bc\Sigma h}{6}=\frac{8.9\times 16.2\times 0.21}{6}=-5.04\text{m}^3$$

其他方格，也要按填挖情况，用相应的公式算出填挖方量。而后将所求得的填挖方数分别填入相应的方格内，按行列相加的方法算出总填方量（+386.02m³）和挖方量（−337.74m³）。见图15-5。

为了简化计算程序和提高工作效率，设计单位可编有不同的电算程序以代替手工计算。

2）横断面法：一般选择在厂区地形和布置上有特征的地方取断面进行计算。横断面法土方量按下式计算：

$$Q_n=1/2(F_n+F_{n+1})L$$

式中　Q_n——第n个与$n+1$个横断面之间的挖方或填方量(m³)；

F_n、F_{n-1}——在第n个与$n+1$个横断面上的挖方或填方面积(m²)；

L——两相邻横断面之间的距离(m)。

横断面的做法有两种：水厂集中或成片布置时，做全厂横断面；水厂沿山傍山布置时，一般不

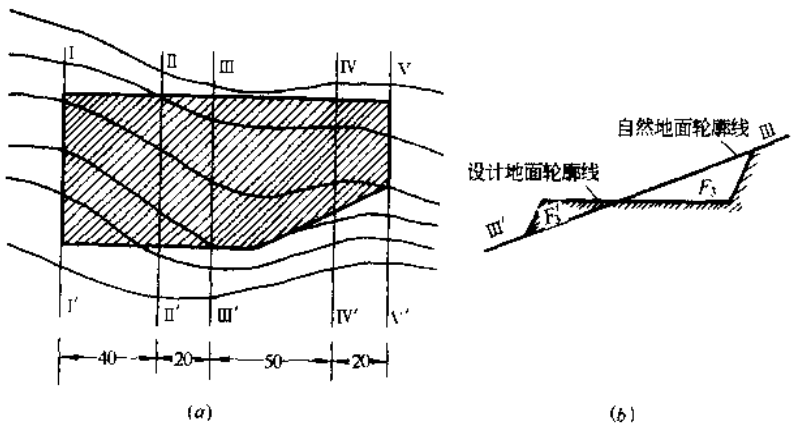


图15-7　横断面法计算

做全厂横断面。

横断面间距，主要视厂区地形、厂区平面和竖向布置的情况而定。对于比较平坦的地方，间距为40～100m；丘陵或山区较复杂的地形，可减至20m。

横断面近似计算法步骤：

① 根据厂区的地形特征，将要计算的场地划分为若干横断面Ⅰ－Ⅰ′，Ⅱ－Ⅱ′，Ⅲ－Ⅲ′……，划分的原则是垂直于等高线或垂直于主要车间的长边。横断面之间的间距可不等见图15-7。

② 绘制每个横断面的自然地面轮廓线和设计地面轮廓线见图15-7。

③ 计算每个横断面的填方、挖方的断面面积和土方量。列于表15-17。

横断面法计算 **表15-17**

断面	填方面积 (m^2)	挖方面积 (m^2)	断面间距 (m)	填方体积 (m^3)	挖方体积 (m^3)
Ⅰ－Ⅰ′	$+F_1=+28$	$-F_1=-10$	40	+960	-500
Ⅱ—Ⅱ′	$+F_2=+20$	$-F_2=-15$	20	+300	-400
Ⅲ—Ⅲ′	$+F_3=+10$	$-F_3=-25$	50	+250	−1375
Ⅳ—Ⅳ′	$+F_4=0$	$-F_4=-30$	20	0	−640
Ⅴ—Ⅴ′	$+F_5=0$	$-F_5=-34$			
合计			130	+1510	-2915

3）合计全部土方工程量。并乘以松土系数后，即为计算的实际土方量。松土系数见表15-18。

松土系数 **表15-18**

土的分类	土的级别	土壤的名称	最初松散系数	最终松散系数
一类土（松软土）	Ⅰ	略有粘性的砂土，粉土腐殖土及疏松的种植土；泥炭（淤泥）（种植土、泥炭除外）	1.08～1.17	1.01～1.03
		植物性土、泥炭	1.20～1.30	1.03～1.04
二类土（普通土）	Ⅱ	潮湿的粘性土和黄土；软的盐土和碱土；含有建筑材料碎屑，碎石、卵石的堆积土和种植土	1.14～1.28	1.02～1.05
三类土（坚土）	Ⅲ	中等密实的粘性土或黄土；含有碎石、卵石或建筑材料碎屑的潮湿的粘性土或黄土	1.24～1.30	1.04～1.07
四类土（砂砾坚土）	Ⅳ	坚硬密实的粘性土或黄土；含有碎石、砾石（体积在10%～30%重量在25kg以下的石块）的中等密实粘性土或黄土；硬化的重盐土；软泥灰岩，（泥灰岩、蛋白石除外）	1.26～1.32	1.06～1.09
		泥灰岩、蛋白石	1.33～1.37	1.11～1.15
五类土（软土）	Ⅴ～Ⅵ	硬的石炭纪粘土；胶结不紧的砾岩；软的、节理多的石灰岩及贝壳石灰岩；坚实的白垩；中等坚实的页岩、泥灰岩	1.30～1.45	1.10～1.20
六类土（次坚土）	Ⅶ～Ⅸ	坚硬的泥质页岩；坚实的泥灰岩；角砾状花岗岩；泥灰质石灰岩；粘土质砂岩；云母页岩及砂质页岩；风化的花岗岩、片麻岩及正常岩；滑石质的蛇纹岩；密实的石灰岩；硅质胶结的砾岩；砂岩；砂质石灰质页岩		

续表

土的分类	土的级别	土壤的名称	最初松散系数	最终松散系数
七类土（坚岩）	X～XIII	白云岩；大理石；坚实的石灰岩、石灰质及石英质的砂岩；坚硬的砂质页岩；蛇纹岩；粗粒正长岩；有风化痕迹的安山岩及玄武岩；片麻岩；粗面岩；中粗花岗岩；坚实的片麻岩、粗面岩；辉绿岩；玢岩；中粗正常岩	1.30～1.45	1.10～1.20
八类土（特坚石）	XIV～XVI	坚实的细粒花岗岩；花岗片麻岩；闪长岩；坚实的玢岩、角闪岩、辉长岩、石英岩；安山岩；玄武岩；最坚实的辉绿岩、石灰岩及闪长岩；橄榄石质玄武岩；特别坚实的辉长岩；石英岩及玢岩	1.45～1.50	1.20～1.30

注：1. 土的级别为相当于一般16级土石分类级别。

2. 一至八类土壤，挖方转化为虚方时，乘以最初松散系数；挖方转化为填方时，乘以最终松散系数。

15.6　水厂绿化及道路

15.6.1　绿　　化

绿化是水厂设计中的一个组成部分，它是美化水厂环境的重要手段。水厂绿化常由下列三个方面组成。

（1）绿地：是指块状地形的局部绿化面积。可由草地、绿篱、花坛和树木（乔木、灌木）配合组成。大面积绿地，中间可设建筑小品和人行走道形成小型花园。小块绿地可以布置为单独花坛。绿地的位置可以是：

1）建筑物的前坪，如办公楼、食堂、进门附近，滤池或泵房的门前空地。

2）道路交叉口，在道路的交叉口附近。

绿地可以用矮绿篱围界，中植草地，然后视面积大小进行乔木单株种植或成群栽植和灌木配栽，如图15-8为成群栽植的绿地布置。

图15-8　成群栽植的绿地布置

(a)不同乔灌木配植的树丛；(b)多种乔灌木和花草配植组成的树丛

（2）花坛：指有规则的局部绿地布置，主要特点是配置色彩鲜艳的花卉，形成图案达到装饰和美化的目的。

花坛可以是圆形、矩形、多角形，花卉以多年宿根花卉为主。一个水厂花坛不宜过多，在重要部位能起到点缀作用。图15-9为几种花坛布置示意。

（3）绿带：利用道路与构筑物之间的带状空地进行绿化布置，成为绿带是水厂绿化的基

本部分。绿带设计一般以草皮为主，靠路一侧用矮绿篱拦护，临靠构筑物一侧可以连栽一些灌木（如松柏之类）以隐掩一部分构筑物，在草地中可以断续配植一些条状或点状有色花卉。绿带要求有一定的宽度，最好在 10m 以上，绿带不要求对称，可以单侧布置，绿带可以随地形起伏，宽度上亦可有一定坡度。绿带布置要求绿草如茵，整齐简洁，而不宜繁琐零乱。

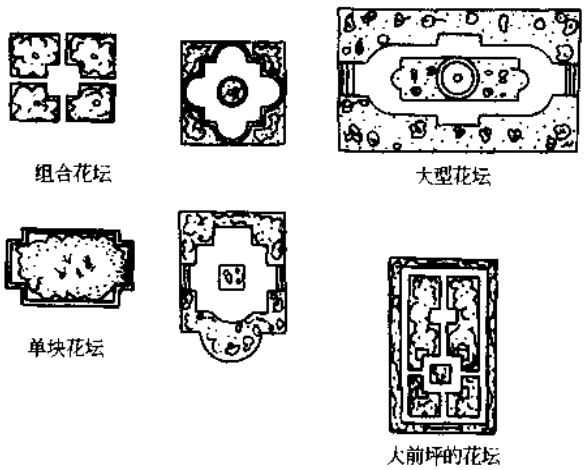


图 15-9 几种花坛布置

（4）行道树：水厂主要道路两侧宜栽植主干挺直，树大阴郁的树木，如毛白杨、臭椿、悬铃木等，在净水构筑物附近不宜栽植高大乔木，而以栽植小乔木或灌木，如侧柏、夹竹桃、大叶黄杨等，以免落叶在水池水面。行道树带宽度为 1.25～2m，一般配以一行乔木，一行灌木，株距 4～6m，行道树的位置与建筑物及地下管道的水平距离可参考表 15-19。

行道树的位置与建筑物及地下管道的水平距离 **表 15-19**

建筑物、构筑物及地下管线名称	最小间距	
	至乔木中心	至灌木中心
建筑物外墙：有窗	3.0～5.0	1.5
无窗	2.0	1.5
挡土墙顶或墙脚	2.0	0.5
高 2m 及 2m 以上的围墙	2.0	1.0
道路边缘	1.0	0.5
人行道边缘	0.5	0.5
排水明沟边缘	1.0	0.5
给水管	1.5	不限
排水管	1.5	不限
热力管	2.0	2.0
煤气管	1.5	1.5
氧气管、乙炔管、压缩空气管	1.5	1.0
电缆	2.0	0.5

注：1. 表中间距除注明者外，建筑物、构筑物自最外边轴线算起，管线自管壁或防护设施外缘算起，电缆按最外一根算起。

2. 树木至建筑物外墙（有窗时）的距离，当树冠直径小于 5m 时采用 3m，大于 5m 时采用 5m。

3. 树木至铁路、道路弯道内侧的间距应满足视距要求。

4. 建筑物、构筑物至灌木中心系指灌木丛最外边的一株灌木中心。

（5）绿篱：系利用树木密植代替篱笆、栏杆和围墙。主要起隔离、围护和美化作用，绿篱

一般采用耐修剪的珊瑚树、大叶黄杨、女贞、枸桔、扁柏等树种，绿篱高度视功能而定，矮绿篱一般为0.6～0.8m，高绿篱可在1.8m以上。绿篱有采用花架，植以藤本植物，如紫藤、葡萄、木香及蔷薇等等，绿篱在水厂中，常作为装饰性的垂直绿化。

(6) 建筑小品：水厂中常采用的建筑小品有花架、喷水池、休息亭廊以及砌叠的假山，作为局部的庭园布置，由于水厂是一个生产单位与一般的公共性建筑不同，无论参观者或工作人员都不可能有较多时间逗留和休息，为此整个水厂不需有较多或体量较大的建筑小品。

(7) 绿化常用树种见表15-20。

水厂绿化常用树种花木　　表15-20

	北　方	华中、华东	华　南
行道树	梧桐、薄壳山核桃、枫杨、麻栎	悬铃木、香樟、厚朴、荷花玉兰	榕树、银桦、大叶桉、白兰花、池柏、水杉
厂内乔木	龙爪槐、杏、香椿、文冠果、五角枫、君千子	银杏、罗汉松、苦楮、桂花、蚊母、水杉、夹竹桃、雪松	竹柏、龙眼、木麻黄、芒果、人心果、南洋杉
厂内灌木	细叶小蘗、枸杞、郁李、紫穗槐、红瑞木	石楠、山茶花、杜鹃花、石榴、胡颓子、含笑、南天竺	九里香、栀子花、海桐、扶桑、假槟榔、十大功劳、八角金盘、羊蹄甲
花　卉	羽衣甘蓝、牡丹、芍药	桂竹香、太阳花、香石竹、彩叶草、鸡冠花	爪叶菊、金盏菊、鸡冠花、凤仙花、仙客来、金鱼草、牵牛花
绿　篱	千头柏、金黄球柏、小蘗	日本女贞、大叶黄杨、小蜡、六月雪、珊瑚树	黄馨、黄杨、爪子黄杨、银边黄杨、枸桔

15.6.2　道　　路

(1) 道路分类：水厂道路一般分为三类：

1) 主厂道：主厂道是水厂中人员和物料运输的主要道路。主厂道应与厂外的入厂道路相连接，一直伸向厂区内某一适当地方。主厂道宽度一般为4～6m，两侧视总体布置的要求，设置办公楼、绿带、人行道等。

2) 车行道：车行道为厂区内各主要建筑物或构筑物间的联通道路，生产及生活所需的各种器材物品，可通过车行道运至各个地方。水厂的车行道一般为单车道，宽度常为4m左右，车行道常布置成环状，以便车辆回程，当水厂规模较小或无此种条件时，应在路的尽端结合建筑物的前坪设置回车场。

3) 步行道：步行道是水厂的辅助道路。它是满足厂内工作人员的步行交通及小型物件的人力搬运的需要，步行道的宽度一般采用1.5～2.0m。

(2) 道路的断面和路面设计：

1) 车行道一般采用：

① 沥青混凝土路面。

② 沥青表面处理路面。

③ 混凝土路面。

2) 步行道：

① 水泥路面。

② 绿地中的步行道可采用片石勾缝或混凝土预制板块。

各类道路，均应有侧石及排放雨水的设施，各类道路的断面型式和路面构造，可按当地习惯设计。常见的车行道路类型见图 15-10。

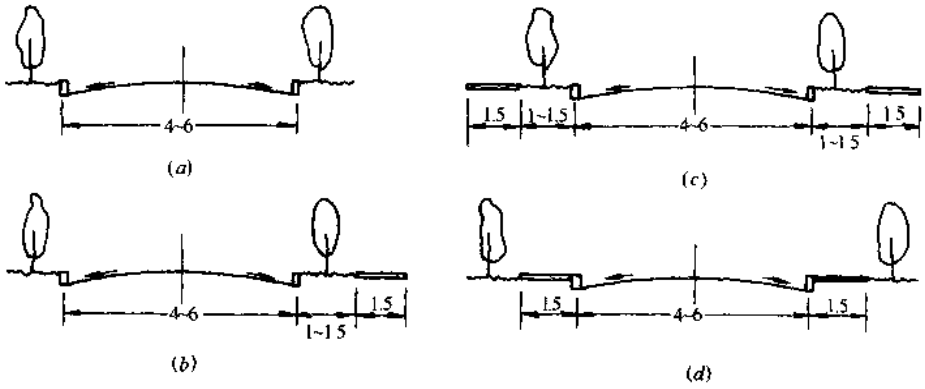
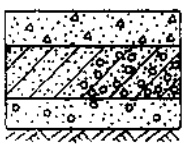
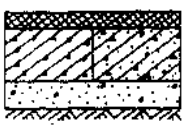
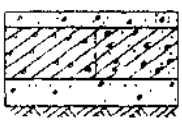
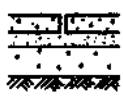
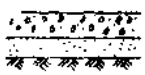


图 15-10 水厂车行道类型(单位：m)

(a)无人行道；(b)单侧人行道；(c)、(d)双侧人行道

各种道路的断面及路面结构见表 15-21。

各种道路的断面及路面结构 **表 15-21**

	路面结构		道路横坡(%)
混凝土路面		>18cm 厚 20～25 号混凝土 15cm 厚石灰稳定土基层 15cm 天然砂砾石垫层	1.5～2.0
沥青混凝土路面		4cm 厚中粒沥青混凝土 11～18cm 泥灰结碎砾石 15cm 天然砂砾垫层	1.5～2.0
沥青表面处治泥结碎石路面		2.5cm 厚沥青碎石表面处治 12～17cm 泥灰结碎砾石 15cm 天然砂砾垫层	1.5～2.5
人行道		5cm(或 10cm)20～25 号预制混凝土板 3cm 砂 10cm 碎(砾)石	2.0
		8cm 厚 20～25 号混凝土 8cm 碎(砾)石	

(3) 道路坡度：丘陵地带道路纵坡一般应在 6%以下，最大不应超过 8%，平坦地区纵坡一般为 1%～2%，最小可为 0.4%，以便于雨水排除。

(4) 回车道：在道路的尽端或车库前，应设回车道，几种类型的回车道及其相应的尺寸见图 15-11。

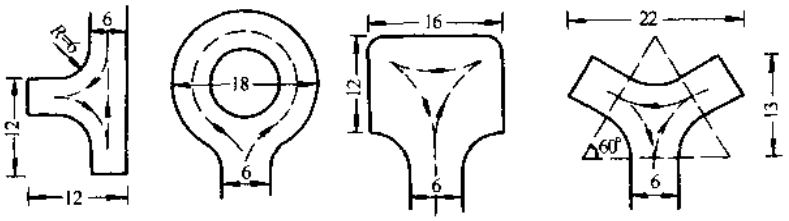


图 15-11　常用回车道形式(单位：m)

15.7　水厂的仪表和自控设计

净水厂在生产过程中采用自动化技术，不仅是为了节省人力，更主要的是加强各个生产环节的合理运行，提高出水水质，提高供水安全性，降低能耗，降低药耗，降低生产成本。为此水厂自动化的重要性已被越来越多的给水工作者重视，采用自动化技术的水厂也越来越多。

水厂的仪表和自动化设计，属于电气自动化专业，本章仅列给水专业人员在进行水厂总体设计时，从管理要求出发，对于仪表，自动化所应考虑的基本内容。

15.7.1　设　置　标　准

净水厂的仪表设置标准，由于工艺处理技术日益发展以及仪表质量日益提高和稳定，所以仪表设置也日趋充分和完备。根据水厂的规模和性质以及控制的要求，大致仍可分为三种类型，其设施和装备水平见表 15-22。

自动化仪表设置标准　　**表 15-22**

分类	水厂性质和规模	检测仪表		控制中心	仪表维修	
		工艺流程阶段	检测对象		设备	人员
第一类	1. 主要城市的主要净水厂 2. 大型净水厂(指 10 万 m^3/d 以上) 3. 大型工业企业的净水厂	1. 水源	1. 水源水位的指示、记录 2. 原水水温和浊度的指示、记录 3. 根据原水具体水质情况，安装水源检测的水质分析仪表(如 pH 计、氨氮仪、电导仪、溶解氧仪、盐度计、色度仪等的指示记录和上限报警)	净水厂设置中心控制室，配置计算机、打印机、显示器、模拟屏或投影仪 其他构筑物，如一、二级泵房、滤池、加药、加氯、高配、污泥泵房、预处理工艺可分别设 PLC 控制分站或 RTU 分站，配置计算机、显示器、打印机等设备 管网设测压分站，配置终端设备或远程 I/O 站	设置专门的仪表维修间，配置常用的检修、校验设备	5～8 名

续表

分类	水厂性质和规模	检测仪表		控制中心	仪表维修	
		工艺流程阶段	检测对象		设备	人员
第一类	1. 主要城市的主要净水厂 2. 大型净水厂（指 10 万 m^3/d 以上） 3. 大型工业企业的净水厂	2. 一级泵房	1. 吸水井液位 2. 水泵出水压力的显示和记录 3. 水泵电动机温度的巡检和报警	净水厂设置中心控制室，配置计算机、打印机、显示器、模拟屏或投影仪 其他构筑物，如一、二级泵房、滤池、加药、加氯、高配、污泥泵房、预处理工艺可分别设 PLC 控制分站或 RTU 分站，配置计算机、显示器、打印机等设备 管网设测压分站，配置终端设备或远程 I/O 站	设置专门的仪表维修间，配置常用的检修、校验设备	5～8 名
		3. 生物预处理工艺： （1）生物接触氧化池	1. 鼓风机出气总管气量 2. 每格曝气池出水氨氮或溶解氧			
		（2）生物滤池	1. 每格生物滤池的水位和压差 2. 每格生物滤池的出水浊度，溶氧和氨氮 3. 鼓风机出风总管的风量			
		4. 沉淀（澄清）池	1. 进水流量指示记录 2. 进、出水端水位的指示和沉淀（澄清）池泥位测定的显示、控制 3. 出水浊度指示和记录			
		5. 加药、加氯、加氨	1. 药液池、搅拌池液位指示和药液浓度指示及记录 2. 加药流量指示记录 3. 氯瓶重量指示、加氯量指示、泄氯报警 4. 氨瓶重量指示加氯量指示泄氨报警			
		6. 滤池及冲洗泵房	1. 每格滤池的液位、水头损失的指示和报警 2. 滤后水余氯的指示和记录 3. 冲洗水泵出水管压力的显示和记录 4. 冲洗水流量和压力的指示和记录 5. 鼓风机气管出气压力及气量的显示和记录			

续表

分类	水厂性质和规模	检测仪表		控制中心	仪表维修	
		工艺流程阶段	检测对象		设备	人员
第一类	1. 主要城市的主要净水厂 2. 大型净水厂（指10万 m^3/d 以上） 3. 大型工业企业的净水厂	7. 臭氧处理	1. 空压机的出气管温度、压力、流量 2. 一级和二级冷却分离器的出口压力、温度和流量 3. 贮气罐的压力 4. 干燥器进口的气量和内部压力 5. 每个毛粘过滤器的出口气量和出气总管的压力、温度、湿度 6. 臭氧发生器的进气流量、压力和温度 7. 臭氧发生器内部压力 8. 臭氧发生器出口臭氧浓度和温度 9. 臭氧发生器外套冷却水系统的水位和进/出水温度 10. 每组臭氧发生器出口总管臭氧浓度、温度和压力 11. 每组臭氧接触池臭氧尾气回收总管的 O_3 浓度和每阶段水中溶氧 12. 每个霍加拉特尾气吸收器的压力和原级气/水分离器的出口 O_3 浓度	净水厂设置中心控制室，配置计算机、打印机、显示器、模拟屏或投影仪 其他构筑物，如一、二级泵房、滤池、加药、加氯、高配、污泥泵房、预处理工艺可分别设PLC控制分站或RTU分站，配置计算机、显示器、打印机等设备 管网设测压分站，配置终端设备或远程I/O站	设置专门的仪表维修间，配置常用的检修、校验设备	5～8名
		8. 清水池	水位的指示记录和上、下限报警			
		9. 二级泵房	水泵出水压力及流量的显示和记录，以及电机温度的巡检和报警			
		10. 出水总管	1. 浊度、余氯、pH指示 2. 压力的指示及记录以及流量的指示、积算、记录			

续表

分类	水厂性质和规模	检测仪表		控制中心	仪表维修	
		工艺流程阶段	检测对象		设备	人员
第一类	1. 主要城市的主要净水厂 2. 大型净水厂（指10万 m^3/d 以上） 3. 大型工业企业的净水厂	11. 污泥脱水	1. 污泥浓缩池进水浓度、污泥排出浓度和排水浓度的显示 2. 污泥池的液位和泥位显示 3. 沉淀池排泥泵井和浓缩池回流泵井的液位显示 4. 离心浓缩机的出口污泥浓度显示和记录 5. 过滤脱水机加药装置液位的显示	净水厂设置中心控制室，配置计算机、打印机、显示器、模拟屏或投影仪 其他构筑物，如一、二级泵房、滤池、加药、加氯、高配、污泥泵房、预处理工艺可分别设PLC控制分站或RTU分站，配置计算机、显示器、打印机等设备 管网设测压分站，配置终端设备或远程I/O站	设置专门的仪表维修间，配置常用的检修、校验设备	5～8名
		12. 变配电	1. 有关接线系统的电流、电压、有功功率 2. 有功电度的指示和记录			
		13. 管网	根据需要设置管网内控制点的水压流量（重要城市的控制点加装浊度余氯等水质仪表）的测量及传送			
第二类	中型净水厂（5～10万 m^3/d）	1. 原水水质仪表的设置：浊度仪、pH计、氨氮仪或溶解氧的指示、记录以及水温的指示、记录 2. 一级泵房吸水井水位的指示和记录 3. 一级泵房出水压力的显示和记录以及电机温度的巡检和报警 4. 沉淀池进水流量，泥位以及沉淀池出水浊度的显示和记录 5. 药液池、搅拌池液位的指示和药液浓度的指示及记录 6. 加药量指示和记录 7. 氯瓶重量指示，加氯量指示和记录以及泄氯报警 8. 滤池每格液位及水头损失的指示和报警 9. 滤后水余氯指示和记录 10. 清水池液位指示、记录和报警 11. 二级泵房水泵出水压力及流量的显示和记录，以及电机温度的巡检和报警 12. 出水总管浊度、余氯、压力的指示和记录以及流量的指示、积算、记录 13. 变配电系统的有关参数，如电压、电流、有功功率、有功电度的指示和记录		设置厂控制中心，配置计算机、打印机、显示器；泵房和配电间、滤池、加药加氯间分设PLC或RTU分站，配置计算机显示器等设备	设置专门的仪表维修间，配置一定的检修校验设备	3～6名

续表

分类	水厂性质和规模	检测仪表		控制中心	仪表维修	
		工艺流程阶段	检测对象		设备	人员
第三类	小型水厂	1. 原水浊度、pH 的指示记录 2. 一级泵房吸水井液位及水泵出水压力的显示和记录 3. 药液池、搅拌池液位的指示和报警 4. 沉淀水浊度的指示和记录 5. 滤池每格水头损失及滤后水余氯的指示和记录 6. 清水池液位指示、记录和报警 7. 二级泵房水泵出水压力的指示、记录 8. 出厂水压力、浊度、余氯的指示、记录以及流量的指示、积算和记录		在一、二级泵房值班室内各设一块仪表屏，安装应列检测对象的一、二次仪表。在快滤池值班室内设 PLC 一套，对快滤池的运行实现程序控制	不设专门的仪表维修间，配置少量检修、校验仪器	1～2 名

其中仪表的配置应根据工艺处理构筑物的设置而调整。

15.7.2 分级控制

当前水厂自动化控制一般均采用分级控制：

第一级：为单项处理构筑物运行的自动控制。如旋转滤网自动冲洗，滤池自动冲洗和过滤调节，根据水质参数的自动投药，沉淀池根据泥位或时间自动排泥控制，根据清水池液位或出厂水压控制的一、二级泵房水泵的自动调节，生物氧化池鼓风气量的自动调节，生物滤池的控制运用，污泥脱水系统的自动控制等，要求自成系统用 PLC 或工业微机来进行自动控制。

第二级：为全厂性的运转调度和检测监控。一般均在水厂中控室采用计算机网络或 PLC 联网来采集各单项自动控制系统中的数据和状态，并根据各水厂自身运行要求的特点，发出调度指令或直接对生产过程进行操作，使水厂处于优化运行状态，第二级控制是水厂自动化的大脑和神经中枢。

第三级：为整个供水系统的运行调度。包括根据管网计算进行多水源的水厂或多个水厂的公司的优化运行、地下水井群的调度等。这一优化调度一般只在大城市公司级积累了大量的运行数据和经验，经过严密复杂的计算，由公司调度室计算机向各水厂发出调度指令来实现。

15.8 制水成本计算

按给水工程制水成本的构成项目，计算全年的费用，然后除以全年的制水量，即为单位制水成本，以元/m^3 表示。

构成给水工程制水成本的费用如下：

(1) 水资源费或原水费 E_1：水资源费按各地有关部门的规定计算：

$$E_1 = 365Qk_1e/k_2 \tag{15-4}$$

式中 Q ——最高日供水量(m^3/d)；

k_1 ——考虑水厂自用水的水量增加系数；

k_2 ——日变化系数；

e ——水资源费费率或原水单价(元/m^3)。

(2) 动力费 E_2：以各级泵电动机的用电为计算基础，厂内其他用电设备按增加 5%考虑。

$$E_2 = 1.05\frac{QHdk_1}{\eta k_2} \tag{15-5}$$

式中 H ——工作全扬程，包括一级泵房、二级泵房及增压泵房的全部扬程(m)；

d ——电费单价[元/(kW·h)]；

η ——水泵和电动机的效率，一般采用 70%～80%。

(3) 药剂费 E_3：

$$E_3 = \frac{365Qk_1}{k_2 \times 10^6}(a_1b_1 + a_2b_2 + a_3b_3 + \cdots\cdots) \tag{15-6}$$

式中 a_1、a_2、a_3 ——各种药剂(包括混凝剂、助凝剂、消毒剂等)的平均投加量(mg/L)；

b_1、b_2、b_3 ——各种药剂的相应单价(元/t)。

(4) 工资福利费 E_4：

$$E_4 = \text{职工每人每年的平均工资及福利费} \times \text{职工定员} \tag{15-7}$$

(5) 固定资产基本折旧费 E_5 和大修理费 E_6：

$$E_5 = \text{固定资产原值} \times \text{综合基本折旧率} \tag{15-8}$$

$$E_6 = \text{固定资产原值} \times \text{大修理费率} \tag{15-9}$$

(6) 无形资产和递延资产摊销费 E_7：

$$E_7 = \text{无形资产和递延资产值} \times \text{年摊销率} \tag{15-10}$$

(7) 日常检修维护费 E_8：系指日常的检修和维护等费用(不包括大修理费用)。

$$E_8 = \text{固定资产原值} \times \text{检修维护费率} \tag{15-11}$$

(8) 管理费用、销售费用和其他费用 E_9：包括管理和销售部门的办公费、取暖费、租赁费、保险费、差旅费、研究试验费、会议费、成本中列支的税金(如房产税、车船使用税等)，以及其他不属于以上项目的支出等。

$$E_9 = (E_1 + E_2 + E_3 + E_4 + E_5 + E_6 + E_7 + E_8) \times 15\% \tag{15-12}$$

(9) 流动资金利息支出 E_{10}：

$$E_{10} = (\text{流动资金总额} - \text{自有流动资金}) \times \text{流动资金借款年利率} \tag{15-13}$$

经营期内借款的利息支出也应计入总成本费用。

(10) 年经营成本 E_c：

$$E_c = E_1 + E_2 + E_3 + E_4 + E_6 + E_8 + E_9 \tag{15-14}$$

(11) 年总成本 YC：年总成本为上述(1)～(9)项费用之总和。即

$$YC = \sum_{j=1}^{10} E_j = E_c + E_5 + E_7 + E_{10} \tag{15-15}$$

(12) 单位制水成本 AC：

$$AC = \frac{YC}{\Sigma Q} \tag{15-16}$$

式中　ΣQ —— 全年制水量，

$$\Sigma Q = \frac{365Q}{k_z} \tag{15-17}$$

15.9　水厂布置示例

(1) 图 15-12 为某生产能力 6 万 m^3/d 小型净水厂(一期 3 万 m^3/d)。根据厂址地形特点，同时要求进出水为同一方向，布置成回转式，采用折板絮凝平流沉淀池、普通快滤池。加矾间设在沉淀池进水侧，加氯间设在滤池附近。

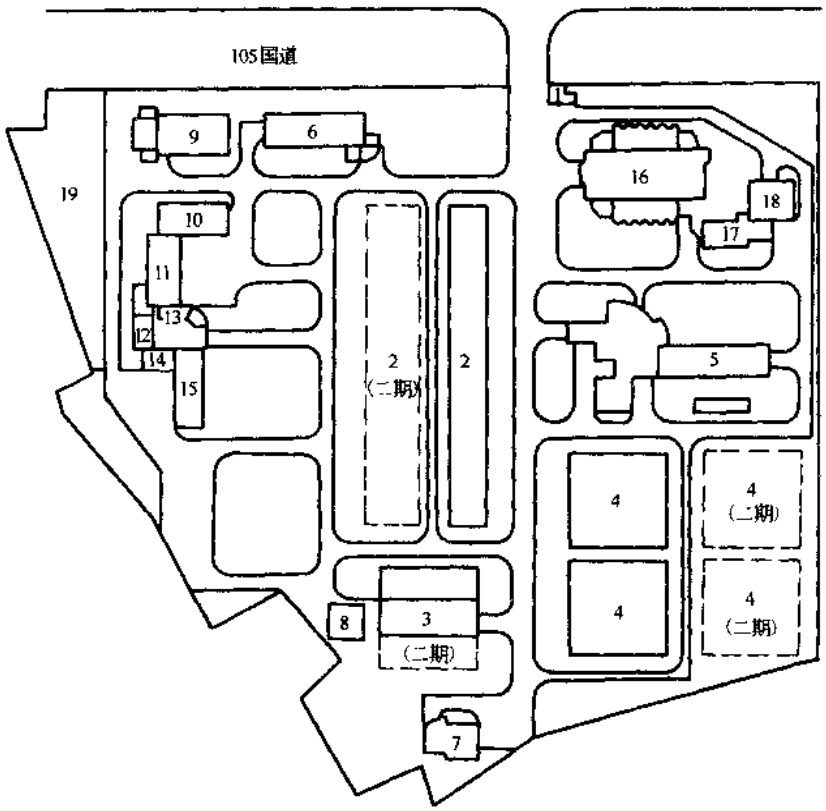


图 15-12　某 6 万 m^3/d 水厂平面布置

1—门卫；2—沉淀池；3—滤池；4—清水池；5—二级泵房及吸水井；6—加药间及药库；7—加氯间及氯库；8—水塔；9—排水池及泵房；10—仓库；11—车库；12—电修间；13—仪修间；14—泥木工间；15—机修间；16—综合楼；17—餐厅；18—厨房；19—堆场

(2) 图 15-13 为某 10 万 m^3/d 水厂平面布置。水厂厂址为一丘陵，利用高程，水厂采用重力供水。依据地形特征并考虑尽量减少土方工程量，浑水配水井建在最高点，斜管沉淀池、双阀滤池建在第二平台处，清水池转折布置在另一方向，建在第三平台处，加药间设在沉淀池东侧。

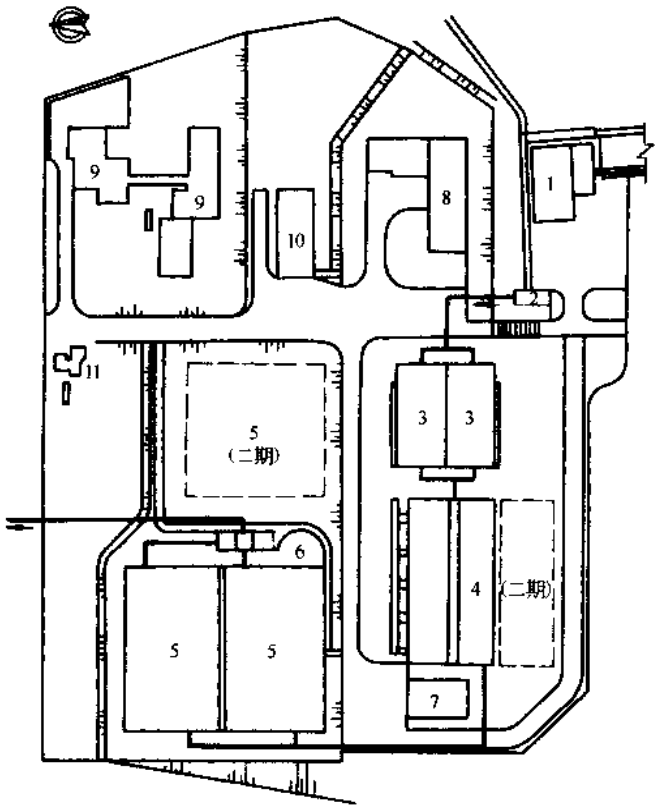


图 15-13 某 10 万 m^3/d 水厂平面布置

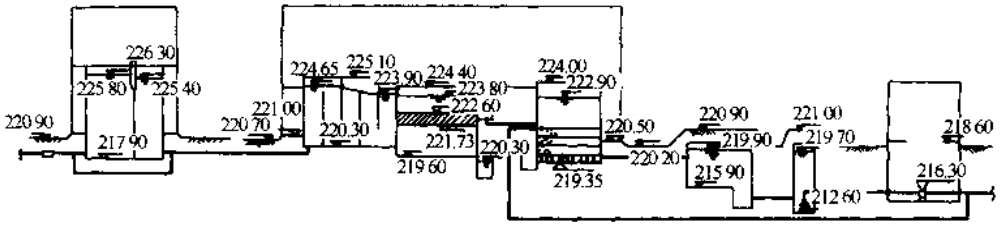
1—水电站；2—浑水配水井；3—沉淀池；4—双阀滤池；5—清水池；
6—配水井；7—鼓风机房；8—加氯、加药间；9—管理楼；10—仓库；11—门卫

(3) 图 15-14 为东北地区的某水厂，取用松花江原水，生产能力 20 万 m^3/d。生产构筑物采用隔板絮凝斜管沉淀和普通快滤池，考虑保温要求，生产构筑物合建于室内净化车间，布置紧凑。

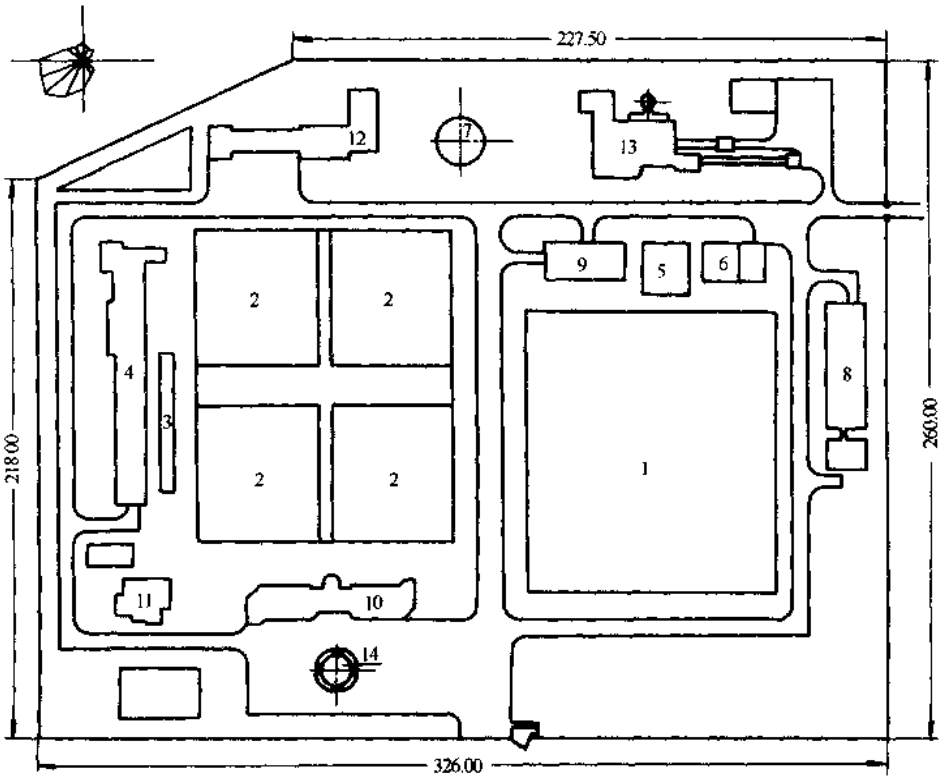
(4) 图 15-15 为中南地区的某水厂，取用湘江水源，设计总规模 30 万 m^3/d，分三期建设，一期工程 10 万 m^3/d。采用孔式折板组合絮凝、平流沉淀池，均质滤料滤池。顺流程南北向布置，构、建筑物朝向好，连接管渠较短。西南面设置了生产废水回收水池及泵房，并预留了污泥处置用地。

(5) 图 15-16 为某大型水厂布置，总规模 100 万 m^3/d，一期 50 万 m^3/d，分二期建设。采用管式静态混合、折板絮凝平流沉淀池、气水反冲均质滤料滤池的净水工艺流程。其平面布置特点是：功能分区明确，流程简短，主要构、建筑物南北向布置，办公、化验、中控、值班宿舍等用廊道相接组合成一庭院式建筑，并与二级泵房相对形成一完整的厂前区；将冲洗泵

房、鼓风机房、排水泵房、加药间等集中布置于厂区中间，方便管理。



高程布置



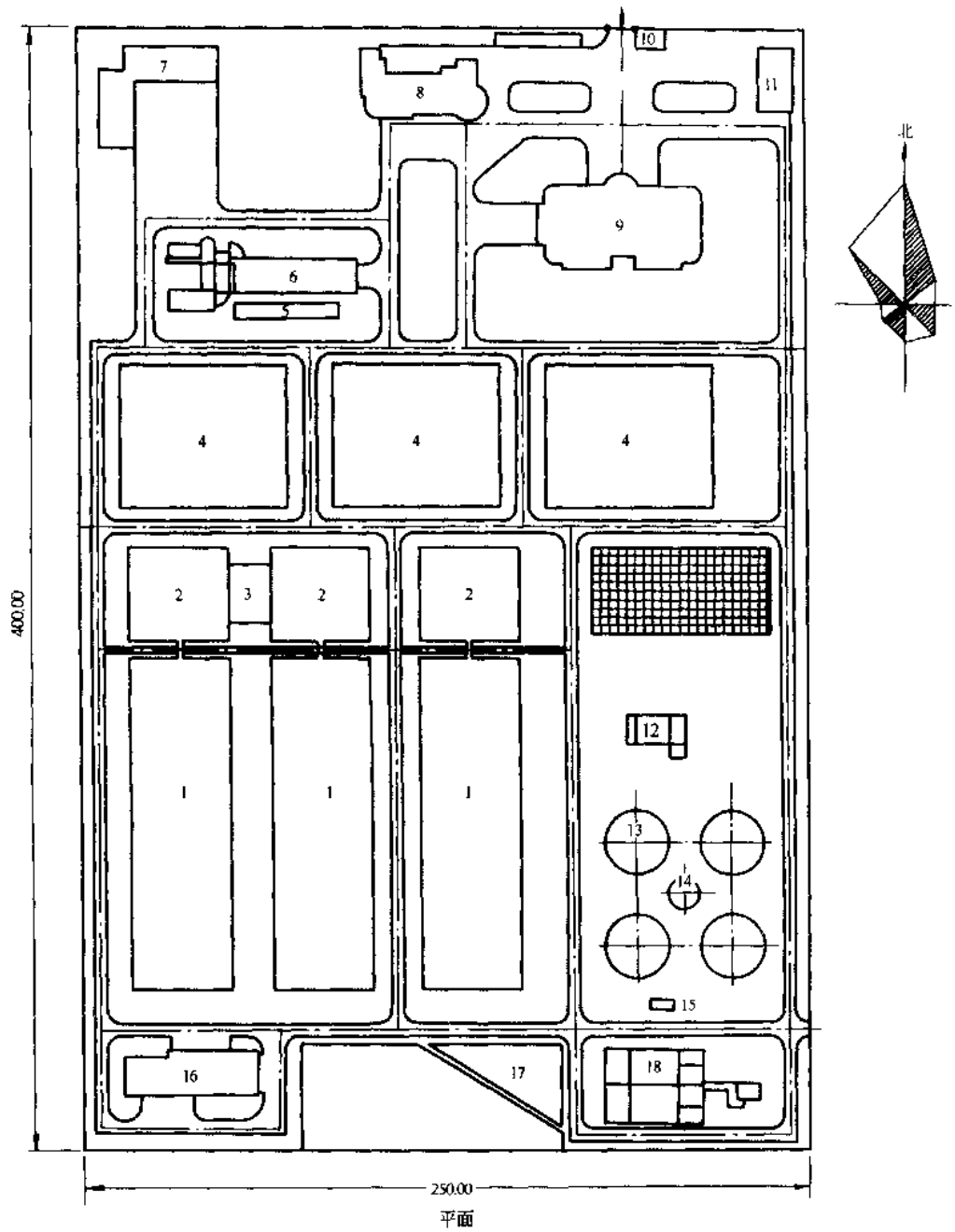
平面

图 15-14　某 20 万 m^3/d 水厂布置(尺寸单位为 m)

1—净化间(隔板絮凝斜管沉淀、普通快滤池)；2—清水池；3—吸水井；4—综合泵房；5—滤料堆场；6—回收水泵房；7—反冲洗水塔；8—加药间；9—加氯间；10—综合楼；11—食堂；12—辅助建筑；13—锅炉房；14—叠形喷水池

(6) 图 15-17 为 1997 年建成的香港马鞍山水厂平面布置。马鞍山水厂规模 22.7 万 m^3/d，水厂建在山坡上，受地形限制采用组合式布置。净水工艺为投加粉末活性炭和混凝剂，经接触池后流入机械混合池、机械絮凝池至三层式平流沉淀池，然后进双层滤池过滤后加氯消毒，水厂污泥采用浓缩后机械脱水。

水厂的平面布置将混凝沉淀池与滤池合并在一起，然后在两侧分别布置送水泵房、行政



平面

图 15-15 预留污泥脱水的 30 万 m^3/d 水厂平面布置(尺寸单位为 m)

1—折板絮凝平流沉淀池;2—均质滤料滤池;3—反冲洗泵房;4—清水池;5—吸水井;6—二级泵房;7—维修间,仓库;8—食堂,浴室;9—综合楼;10—门卫;11—车库;12—脱水车间;13—污泥浓缩池;14—储泥池;15 污泥泵房;16—加药间;17—露天堆场;18—回收水池及泵房

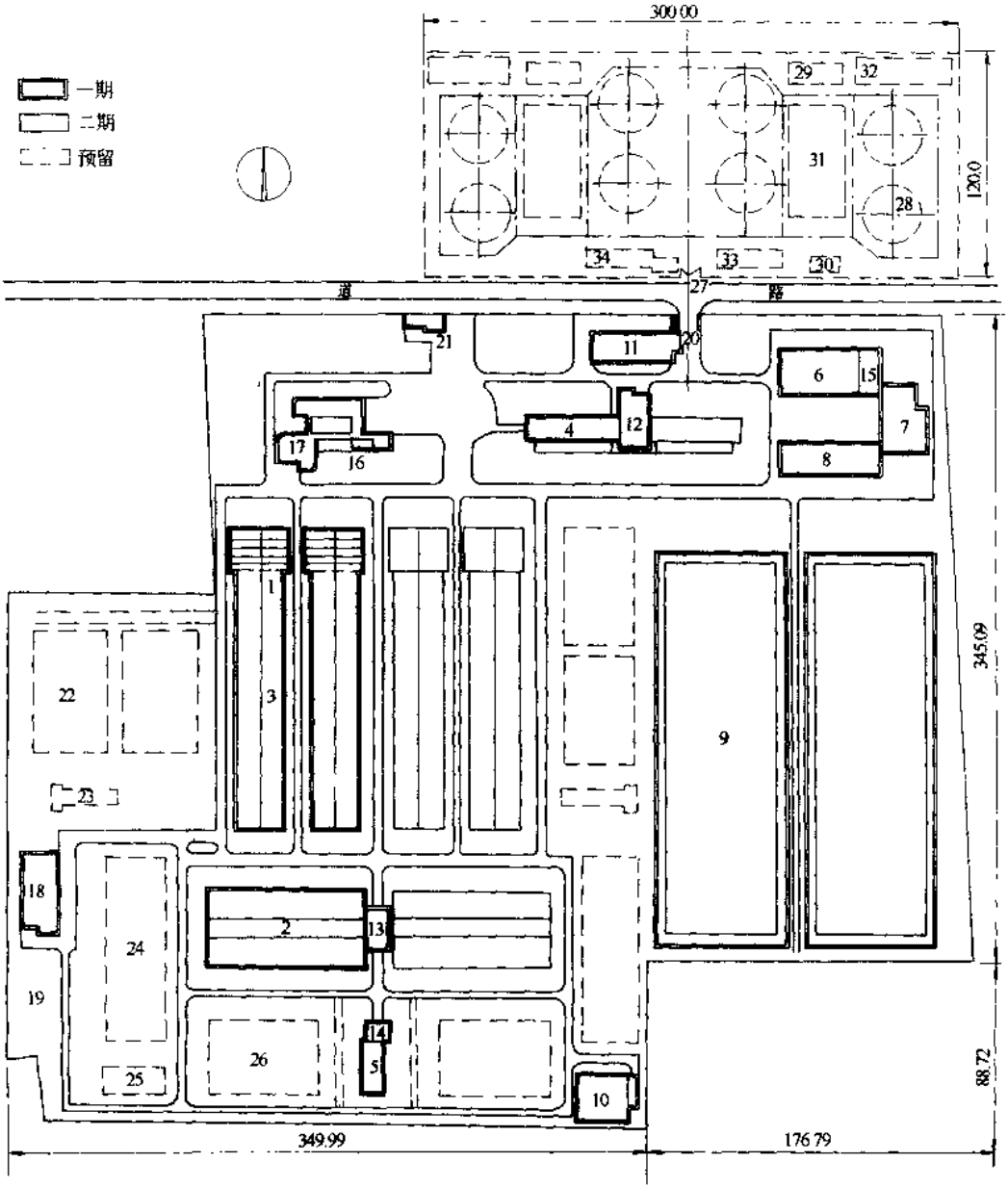


图 15-16　某大型水厂平面布置(尺寸单位为 m)

1—机械絮凝平流沉淀池;2—表冲快滤池;3—叠合式(下层)清水池;4—二级泵房及吸水井;5—滤池冲洗泵房;6—加矾间及库房;7—加泥间及库房;8—加粉炭、加氯间;9—排水(泥)预沉池;10—排水池、排水泵房;11—35/6.3kV 变电所;12—高配间、控制室 PLC4;13—控制室 PLC3;14—低配中心 1 及控制室;15—低配中心 2 及控制室 PLC2;16—低配室;17—综合楼;18—机修及仓库;19—滤料场;20—大门与传达室;21—车棚与停车场;(以下为预留)22—生物预处理池;23—风机及冲洗泵房;24—臭氧接触池与车间;25—提升泵房;26—活性炭滤池;27—门卫;28—浓缩池;29—加药间;30—回流泵房;31—脱水机房;32—干泥棚;33—变配电间;34—综合楼

办公楼、维修车间、加药间及污泥脱水车间。所有建筑又连成一个整体。

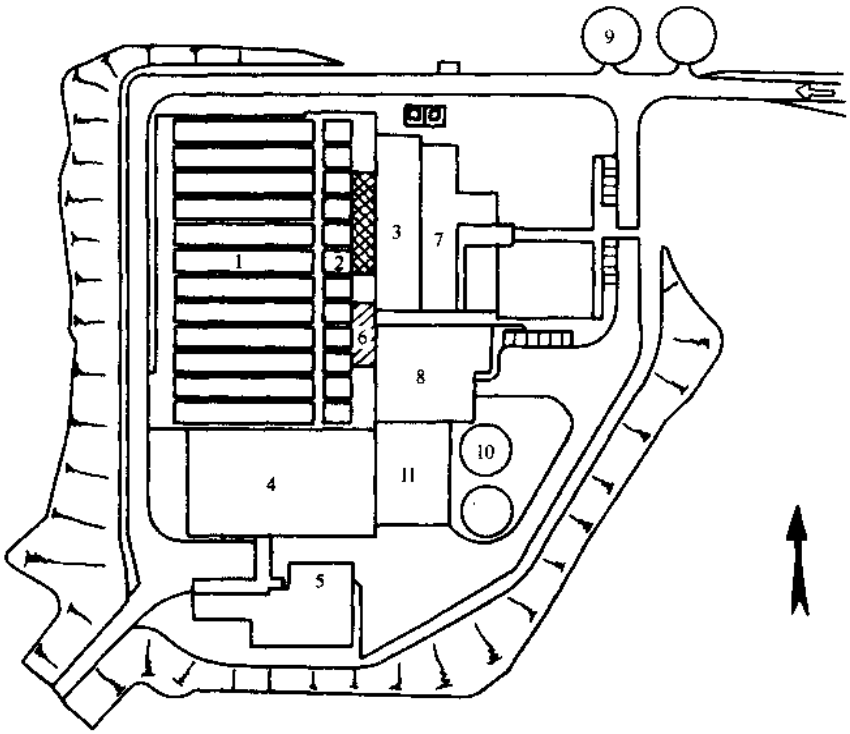


图 15-17 香港马鞍山水厂(规模 22.7 万 m^3/d)平面布置

1—沉淀池;2—快滤池;3—出水泵房;4—加药间;5—加氯间;6—控制室;7—办公大楼;8—维修车间;9—反冲洗回收池;10—污泥浓缩池;11—污泥脱水车间

(7) 图 15-18 为规模 150 万 m^3/d 净水厂布置。水厂分三期建设,每期 50 万 m^3/d。

一期工程净水工艺采用机械混合、机械搅拌澄清池和煤砂双层滤料滤池。为了提高出水水质,在煤砂过滤后设置活性炭吸附滤池。

二、三期工程采用机械混合、波形板填料絮凝和波形板侧向流斜板沉淀池、砂滤池和活性炭滤池。

水厂内并设有排泥水处理系统,排泥水经配泥井至排泥池,然后提升至浓缩池和脱水机房进行浓缩、脱水处理。

(8) 图 15-19 为某具有生物预处理、深度处理和污泥脏水处理水厂的规划方案图,水厂规模为 50 万 m^3/d。常规处理采用平流沉淀池和均质滤料滤池;预处理考虑采用陶粒生物滤池;深度处理为臭氧和活性炭吸附。平面布置根据厂址地形,将处理构筑物布置在较完整的区域,不规则部分布置生活区。考虑到分布实施的可能,在满足流程要求的前提下,将预处理、深度处理和污泥处理分别设于常规处理的外侧。这样即使部分暂时缓建,也不影响水厂布置的完整性。

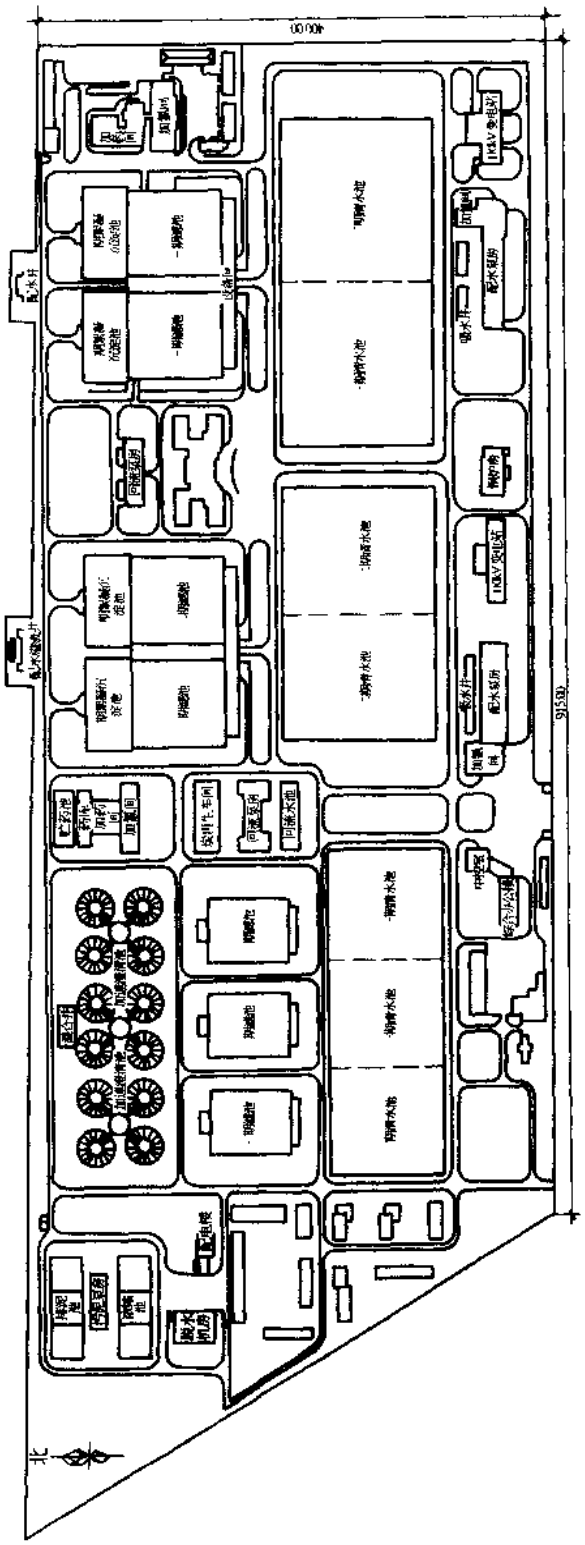


图15-18　某大型水厂规模(150万m³/d)平面布置(尺寸单位为m)

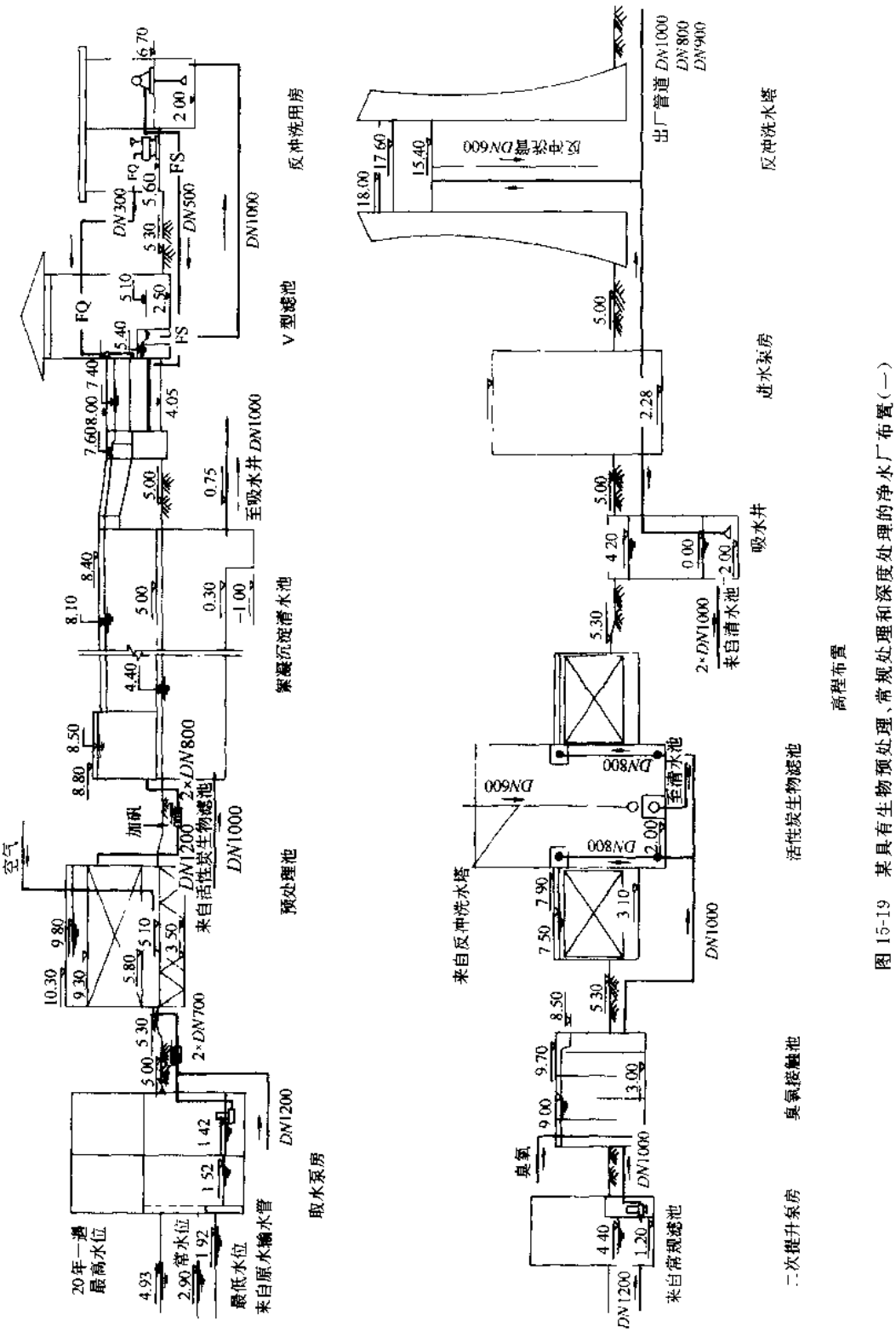


图 15-19 某具有生物预处理、常规处理和深度处理的净水厂布置(一)

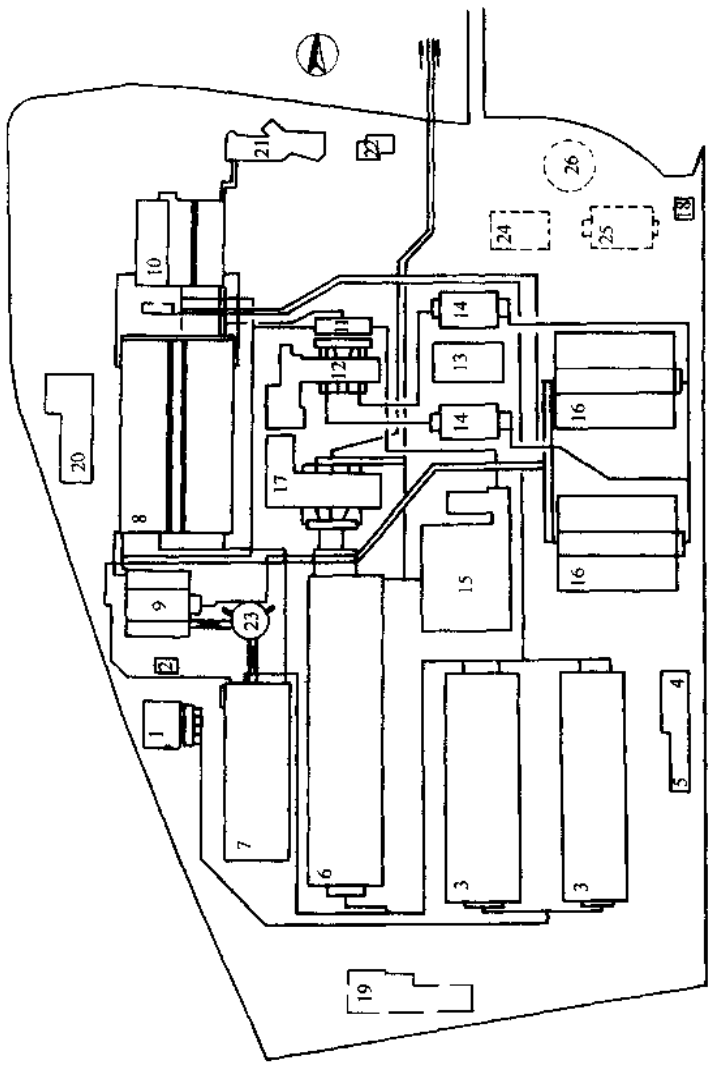


图 15-19　某具有生物预处理、常规处理和深度处理的净水厂布置(二)

1—取水泵房;2—取水泵房配电间;3—生物接触氧化预处理池;4—鼓风机房;5—配电间;6—反应沉淀清水综合池;7—二期3万t/d沉层池;8—一期5万t/d沉层池;9—二期3万t/d砂滤池;10—一期5万t/d砂滤池;11—吸水井;12—二次提升泵房;13—臭氧发生器室;14—臭氧接触池;15—V型滤池;16—活性炭生物滤池;17—送水泵房;18—雨水提升井;19—生产管理用房;20—加药间;21—办公楼;22—食堂;23—水塔;24—脱水机房(预留);25—生产废水池(预留);26—浓缩池(预留)