

中华人民共和国国家标准



P

GB 50013 – 2018

室外给水设计标准

Standard for design of outdoor water supply engineering

2018 – 12 – 26 发布

2019 – 08 – 01 实施

中华人民共和国住房和城乡建设部
国家市场监督管理总局

联合发布

中华人民共和国国家标准

室外给水设计标准

Standard for design of outdoor water supply engineering

GB 50013 - 2018

主编部门：中华人民共和国住房和城乡建设部

批准部门：中华人民共和国住房和城乡建设部

施行日期：2 0 1 9 年 8 月 1 日

中国计划出版社

2018 北 京

中华人民共和国住房和城乡建设部公告

2018 年 第 347 号

住房和城乡建设部关于发布国家标准 《室外给水设计标准》的公告

现批准《室外给水设计标准》为国家标准,编号为 GB 50013—2018,自 2019 年 8 月 1 日起实施。其中,第 3.0.9、4.0.5、5.3.7、6.1.8、7.1.7、7.6.9、7.6.12、8.0.9、8.0.11、9.1.2、9.1.7、9.9.14、9.9.15、9.9.16、9.9.17、9.9.18、9.9.25、9.9.26、9.9.27、9.9.37、9.10.4、9.10.19、9.13.5、10.2.6 条为强制性条文,必须严格执行。原国家标准《室外给水设计规范》GB 50013—2006 同时废止。

本标准在住房和城乡建设部门户网站(www.mohurd.gov.cn)公开,并由住房和城乡建设部标准定额研究所组织中国计划出版社出版发行。

中华人民共和国住房和城乡建设部

2018 年 12 月 26 日

前 言

根据住房和城乡建设部《关于印发〈2015年工程建设标准规范制订、修订计划〉的通知》(建标〔2014〕189号)的要求,标准编制组经广泛调查研究,认真总结实践经验,参考有关国际标准和国外先进标准,并在广泛征求意见的基础上,修订了本标准。

本标准共分12章和1个附录,主要内容包括:总则、术语、给水系统、设计水量、取水、泵房、输配水、水厂总体设计、水处理、净水厂排泥水处理、应急供水、检测与控制等。

本标准修订的主要技术内容是:

1. 与现行国家标准《给水排水工程基本术语标准》GB/T 50125重复的术语内容不再纳入本标准,并补充了部分术语、调整了部分术语。

2. 增加了高速澄清池、除砷、中空纤维微滤与超滤膜过滤、次氯酸钠氯消毒、次氯酸钠与硫酸铵氯胺消毒、紫外线消毒以及应急供水等。

3. 调整了用水定额、部分水处理构筑物的设计参数等。

本标准中用黑体字表示的条文为强制性条文,必须严格执行。

本标准由住房和城乡建设部负责管理和对强制性条文的解释,由上海市政工程设计研究总院(集团)有限公司负责具体技术内容的解释。执行过程中如有意见或建议,请寄送至上海市政工程设计研究总院(集团)有限公司(地址:上海市中山北二路901号;邮政编码:200092)。

本标准主编单位、参编单位、主要起草人和主要审查人:

主编单位:上海市政工程设计研究总院(集团)有限公司

参编单位:北京市市政工程设计研究总院有限公司

中国市政工程华北设计研究总院有限公司
中国市政工程东北设计研究总院有限公司
中国市政工程西北设计研究院有限公司
中国市政工程中南设计研究总院有限公司
中国市政工程西南设计研究总院有限公司
杭州市城市规划设计研究院
清华大学
同济大学
哈尔滨工业大学

主要起草人: 王如华 于水利 马林伟 王南威 王胜军
王 洋 王 晏 王海梅 王 雄 邓志光
邓慧萍 史春海 冯一军 冯嘉琳 朱 昱
邬亦俊 刘文君 许嘉炯 李 冬 李 伟
李国洪 李春鞠 李祖鹏 杨 力 杨 红
杨孟进 杨宪力 杨 雪 时文歆 何纯提
沈小红 张 杰 张晓健 张 硕 张德跃
张德新 陈永成 陈 超 郑国兴 单晓峻
赵忠富 饶 磊 姚左钢 聂福胜 徐承华
曹伟新 崔福义 董 红 舒玉芬 谢仁杰
熊水应 魏俊杰
主要审查人: 李圭白 王占生 洪觉民 郟燕秋 吴济华
王阿华 周鑫根 王 健 王全勇

目 次

1	总 则	(1)
2	术 语	(3)
3	给水系统	(9)
4	设计水量	(11)
5	取 水	(14)
5.1	水源选择	(14)
5.2	地下水取水构筑物	(15)
5.3	地表水取水构筑物	(18)
6	泵 房	(23)
6.1	一般规定	(23)
6.2	泵房前池、吸水池(井)与水泵吸水条件	(24)
6.3	水泵进出水管道	(25)
6.4	起重设备	(27)
6.5	水泵机组布置	(27)
6.6	泵房布置	(28)
7	输配水	(30)
7.1	一般规定	(30)
7.2	水力计算	(31)
7.3	长距离输水	(33)
7.4	管道布置和敷设	(34)
7.5	管渠材料及附属设施	(36)
7.6	调蓄构筑物	(37)
8	水厂总体设计	(39)
9	水处理	(43)

9.1	一般规定	(43)
9.2	预处理	(43)
9.3	混凝剂和助凝剂的投配	(46)
9.4	混凝、沉淀和澄清	(48)
9.5	过滤	(53)
9.6	地下水除铁和除锰	(61)
9.7	除氟	(64)
9.8	除砷	(65)
9.9	消毒	(68)
9.10	臭氧氧化	(76)
9.11	颗粒活性炭吸附	(81)
9.12	中空纤维微滤、超滤膜过滤	(84)
9.13	水质稳定处理	(90)
10	净水厂排泥水处理	(91)
10.1	一般规定	(91)
10.2	工艺流程	(92)
10.3	调节	(93)
10.4	浓缩	(95)
10.5	平衡	(96)
10.6	脱水	(96)
10.7	排泥水回收利用	(99)
10.8	泥饼处置和利用	(100)
11	应急供水	(101)
11.1	一般规定	(101)
11.2	应急水源	(101)
11.3	应急净水	(102)
12	检测与控制	(104)
12.1	一般规定	(104)
12.2	在线检测	(104)

12.3	控制	(106)
12.4	计算机控制管理系统	(107)
12.5	监控系统	(108)
12.6	供水信息系统	(108)
附录 A	管道沿程水头损失水力计算参数(n 、 C_h 、 Δ)值	(109)
	本标准用词说明	(110)
	引用标准名录	(111)
	附：条文说明	(113)

Contents

1	General provisions	(1)
2	Terms	(3)
3	Water supply system	(9)
4	Design flow	(11)
5	Intake	(14)
5.1	Selection of water source	(14)
5.2	Ground water intake structure	(15)
5.3	Surface water intake structure	(18)
6	Pump house	(23)
6.1	General requirements	(23)
6.2	Forebay, suction well and water sucking condition of pump	(24)
6.3	Suction pipe and the discharge pipe within pump house	(25)
6.4	Hoisting equipment	(27)
6.5	Pump unit layout	(27)
6.6	Pump house layout	(28)
7	Water transmission and distribution	(30)
7.1	General requirements	(30)
7.2	Hydraulic calculation	(31)
7.3	Long distance water transmission pipeline	(33)
7.4	Piping layout and laying	(34)
7.5	Pipe materials and appurtenances	(36)
7.6	Storage structure	(37)
8	General layout of waterworks	(39)

9	Water treatment	(43)
9.1	General requirements	(43)
9.2	Pre-treatment	(43)
9.3	Dosage of coagulant and coagulant aid	(46)
9.4	Coagulation, sedimentation and clarification	(48)
9.5	Filtration	(53)
9.6	Groundwater deironing and demanganize	(61)
9.7	Defluorinate	(64)
9.8	Dearsenicating	(65)
9.9	Disinfection	(68)
9.10	Ozonation	(76)
9.11	Activated carbon adsorption	(81)
9.12	Hollow fiber microfiltration and ultrafiltration membrane filtration	(84)
9.13	Stabilization treatment of water quality	(90)
10	Waste residuals treatment of waterworks	(91)
10.1	General requirements	(91)
10.2	Process flow	(92)
10.3	Reservoir	(93)
10.4	Thickening	(95)
10.5	Balancing	(96)
10.6	Dewatering	(96)
10.7	Waste residuals reclaiming and reusing	(99)
10.8	Sludge cake disposing and utilizing	(100)
11	Emergency water supply	(101)
11.1	General requirements	(101)
11.2	Emergency water resource	(101)
11.3	Emergency water treatment	(102)
12	Monitoring and control	(104)

12.1	General requirements	(104)
12.2	Online monitoring	(104)
12.3	Control	(106)
12.4	Computer control and management system	(107)
12.5	Monitoring system	(108)
12.6	Water supply information system	(108)
Appendix A Hydraulic parameters values for pipe friction		
	head loss calculation	(109)
Explanation of wording in this standard (110)		
Lists of quoted standards (111)		
Addition; Explanation of provisions (113)		

1 总 则

1.0.1 为规范室外给水工程设计,保障工程设计质量,满足水量、水质、水压的要求,做到安全可靠、技术先进、经济合理、管理方便,制定本标准。

1.0.2 本标准适用于新建、扩建和改建的城镇及工业区永久性给水工程设计。

1.0.3 给水工程设计应以批准的城镇总体规划和给水专业规划为主要依据。水源选择、厂站位置、输配水管线路等的确定应符合相关专项规划的要求。

1.0.4 给水工程设计应综合考虑水资源节约、水生态环境保护和水资源的可持续利用,正确处理各种用水的关系,提高用水效率。

1.0.5 给水工程设计应贯彻节约用地和土地资源合理利用的原则。

1.0.6 给水工程设计应按远期规划、近远期结合、以近期为主的原则。近期设计年限宜采用5年~10年,远期设计年限宜采用10年~20年。

1.0.7 给水工程构筑物主体结构和地下输配水干管的结构设计使用年限应符合现行国家标准《城镇给水排水技术规范》GB 50788的有关规定。主要设备、器材和其他管道的设计使用年限宜按材质、产品更新周期和更换的便捷性,经技术经济比较确定。

1.0.8 给水工程设计应在不断总结生产实践经验和科学研究的基础上,积极采用行之有效的新技术、新工艺、新材料和新设备。

1.0.9 在保证供水安全的前提下,给水工程设计应合理降低工程

造价及运行成本、减少环境影响和便于运行优化及管理。

1.0.10 给水工程设计除应符合本标准的规定外,尚应符合国家现行有关标准的规定。

2 术 语

2.0.1 复合井 mixed well

由非完整式大口井和井底以下设置一根至数根管井过滤器所组成的地下水取水构筑物。

2.0.2 反滤层 inverted layer

在大口井或渗渠进水处铺设的粒径沿水流方向由细到粗的级配砂砾层。

2.0.3 前池 suction intank canal

连接进水管渠和吸水池(井),使进水水流均匀进入吸水池(井)的构筑物。

2.0.4 进水流道 inflow runner

为改善大型水泵吸水条件而设置的连接吸水池与水泵吸入口的水流通道。

2.0.5 生物预处理 biological pre-treatment

主要利用生物作用,去除原水中氨氮、异臭、有机微污染物等的净水过程。

2.0.6 翻板滤池 shutter filter

在滤格一侧进水和另一侧采用翻板阀排水,冲洗时不排水、冲洗停止时以翻板阀排水,可设置单层或多层滤料的气水反冲洗滤池。

2.0.7 翻板阀 flap valve

阀板以长边为转动轴,可在 $0^{\circ}\sim 90^{\circ}$ 范围内翻转形成不同开度的阀门。

2.0.8 铁盐混凝沉淀法除氟 ferrosferriccoagulation sedimentation for defluorinate

采用在水中投加具有凝聚能力或与氟化物产生沉淀的物质,形成大量脱稳胶体物质或沉淀,氟化物也随之凝聚或沉淀,后续再通过过滤将氟离子从水中除去的过程。

2.0.9 活性氧化铝吸附法除氟 activated aluminum process for defluorinate

采用活性氧化铝滤料吸附、交换氟离子,将氟化物从水中除去的过程。

2.0.10 再生 regeneration

离子交换剂或滤料失效后,用再生剂使其恢复到原形态交换能力的工艺过程。

2.0.11 吸附容量 adsorption capacity

滤料或离子交换剂吸附某种物质或离子的能力。

2.0.12 污染指数 fouling index

综合表示进料中悬浮物和胶体物质的浓度和过滤特性,表征进料对微孔滤膜堵塞程度的指标。

2.0.13 氯消毒 chlorine disinfection

将液氯或次氯酸钠、漂白粉、漂白精投入水中接触完成氧化和消毒的工艺。

2.0.14 紫外线水消毒设备 ultraviolet (UV) reactor

通过紫外灯管照射水体而进行消毒的设备,由紫外灯、石英套管、镇流器、紫外线强度传感器和清洗系统等组成。

2.0.15 管式紫外线消毒设备(管式消毒设备) closed vessel reactor

紫外灯管布置在闭合式的管路中的紫外线消毒设备。

2.0.16 臭氧氧化 ozonation

利用臭氧在水中的直接氧化和所生成的羟基自由基的氧化能力对水进行净化的方法。

2.0.17 颗粒活性炭吸附池 activated carbon adsorption tank

由单一颗粒活性炭作为吸附填料而兼有生物降解作用的处理

构筑物。

2.0.18 炭砂滤池 granular activated carbon-sand filter

在下向流颗粒活性炭吸附池炭层下增设较厚的砂滤层,可同时除浊、除有机物的滤池。

2.0.19 内压力式中空纤维膜 inside-out hollow fiber membrane

在压力驱动下待滤水自膜丝内过滤至膜丝外的中空纤维膜。

2.0.20 外压力式中空纤维膜 outside-in hollow fiber membrane

在压力驱动下待滤水自膜丝外过滤至膜丝内的中空纤维膜。

2.0.21 压力式膜处理工艺 pressurized membrane process

由正压驱动待滤水进入装填中空纤维膜的柱状压力容器进行过滤的膜处理工艺。

2.0.22 浸没式膜处理工艺 submerged membrane process

中空纤维膜置于待滤水水池内并由负压驱动膜产水进行过滤的膜处理工艺。

2.0.23 死端过滤 dead-end filtration

待滤水全部透过膜滤的过滤方式。

2.0.24 错流过滤 cross-flow filtration

待滤水部分透过膜滤、其他仅流经膜表面的过滤方式。

2.0.25 膜完整性检测 integrity test

膜系统污染物去除能力及膜破损程度的定期检测。

2.0.26 膜组 module set

压力式膜处理工艺系统中由膜组件、支架、集水配水管、布气管以及各种阀门构成的可独立运行的过滤单元。

2.0.27 膜池 membrane tank

浸没式膜处理工艺系统中可独立运行的过滤单元。

2.0.28 膜箱 membrane cassette

膜池中带有膜组件、支架、集水管和布气管的基本过滤模块。

2.0.29 压力衰减测试 pressure decay test

基于泡点原理,通过监测膜系统气压衰减速率检测膜系统完整性的方法。

2.0.30 泄漏测试 leak test

基于泡点原理,通过气泡定位膜破损点的方法。

2.0.31 设计通量 normal flux

设计水温和设计流量条件下,系统内所有膜组(膜池)均处于过滤状态时的膜通量。

2.0.32 最大设计通量 maximum flux

设计水温和设计流量条件下,系统内最少数量的膜组(膜池)处于过滤状态时的膜通量。

2.0.33 设计跨膜压差 normal transmembrane pressure

设计水温和设计通量条件下,系统内所有膜组(膜池)均处于过滤状态时的跨膜压差。

2.0.34 最大设计跨膜压差 maximum transmembrane pressure

设计水温和设计通量条件下,系统内最大允许数量的膜组(膜池)处于未过滤状态时的跨膜压差。

2.0.35 化学稳定性 chemical stability

水中发生的各种化学反应对水质与管道的影响程度,包括水对管道的腐蚀、难溶性物质的沉淀析出、管壁腐蚀产物的溶解释放以及水中消毒副产物的生成积累等。

2.0.36 生物稳定性 biostability

出厂水中可生物降解有机物支持异养细菌生长的潜力。

2.0.37 拉森指数 Larson Ratio(LR)

用以相对定量地预测水中氯离子、硫酸根离子对金属管道腐蚀及对管壁腐蚀产物溶解释放倾向性的指数。

2.0.38 调节池 adjusting tank

用以调节进、出水流量的构筑物。

2.0.39 排水池 drain tank

用以接纳和调节滤池反冲洗废水为主的调节池,当反冲洗废水回用时,也称回用水池。

2.0.40 排泥池 sludge discharge tank

用以接纳和调节沉淀池排泥水为主的调节池。

2.0.41 浮动槽排泥池 sludge tank with floating trough

设有浮动槽收集上清液的排泥池。

2.0.42 综合排泥池 combined sludge tank

既接纳和调节沉淀池排泥水,又接纳和调节滤池反冲洗废水的调节池。

2.0.43 原水浊度设计取值 design turbidity value of raw water

用以确定排泥水处理系统设计规模即处理能力的原水浊度取值。

2.0.44 超量泥渣 supernumerary sludge

原水浊度高于设计取值时,其差值所引起的泥渣量(包括药剂所引起的泥渣量)。

2.0.45 干化场 sludge drying bed

通过土壤渗滤或自然蒸发,从泥渣中去除大部分含水量的处置设施。

2.0.46 应急供水 emergency water supply

当城市发生突发性事件,原有给水系统无法满足城市正常用水需求,需要采取适当减量、减压、间歇供水或使用应急水源和备用水源的供水方式。

2.0.47 备用水源 alternate water resource

为应对极端干旱气候或周期性咸潮、季节性排涝等水源水量或水质问题导致的常用水源可取水量不足或无法取用而建设,能与常用水源互为备用、切换运行的水源,通常以满足规划期城市供水保证率为目标。

2.0.48 应急水源 emergency water resource

为应对突发性水源污染而建设,水源水质基本符合要求,且具备与常用水源快速切换运行能力的水源,通常以最大限度地满足城市居民生存、生活用水为目标。

2.0.49 应急净水 emergency water treatment

在水源水质受到突发污染影响或采用水质相对较差的应急水源时,为实现水质达标所采取的应急净化处理措施。

3 给水系统

3.0.1 给水系统的选择应根据当地地形、水源条件、城镇规划、城乡统筹、供水规模、水质、水压及安全供水等要求,结合原有给水工程设施,从全局出发,通过技术经济比较后综合考虑确定。

3.0.2 地形高差大的城镇给水系统宜采用分压供水。对于远离水厂或局部地形较高的供水区域,可设置加压泵站,采用分区供水。

3.0.3 当用水量较大的工业企业相对集中,且有合适水源可利用时,经技术经济比较可独立设置工业用水给水系统,采用分质供水。

3.0.4 当水源地与供水区域有地形高差可利用时,应对重力输配水与加压输配水系统进行技术经济比较,择优选用。

3.0.5 当给水系统采用区域供水,向范围较广的多个城镇供水时,应对采用原水输送或清水输送以及输水管路的布置和调节水池、增压泵站等的设置,做多方案技术经济比较后确定。

3.0.6 采用多水源供水的给水系统应具有原水或管网水相互调度的能力。

3.0.7 城市给水系统的备用水源或应急水源应符合现行国家标准《城镇给水排水技术规范》GB 50788 和《城市给水工程规划规范》GB 50282 的有关规定。

3.0.8 城镇给水系统中水量调节构筑物的设置,宜对集中于净水厂内(清水池)或部分设于配水管网内(高位水池、水池泵站)做多方案技术经济比较后确定。

3.0.9 生活用水的给水系统供水水质必须符合现行国家标准《生活饮用水卫生标准》GB 5749 的有关规定,专用的工业用水给水系统水质应根据用户的要求确定。

3.0.10 给水管网水压按直接供水的建筑层数确定时,用户接管处的最小服务水头,一层应为 10m,二层应为 12m,二层以上每增加一层应增加 4m。当二次供水设施较多采用叠压供水模式时,给水管网水压直接供水用户接管处的最小服务水头宜适当增加。

3.0.11 城镇给水系统的扩建或改建工程设计应充分利用原有给水设施。

4 设计水量

4.0.1 设计供水量应由下列各项组成：

- 1 综合生活用水,包括居民生活用水和公共设施用水；
- 2 工业企业用水；
- 3 浇洒市政道路、广场和绿地用水；
- 4 管网漏损水量；
- 5 未预见用水；
- 6 消防用水。

4.0.2 水厂设计规模应按设计年限,规划供水范围内综合生活用水、工业企业用水、浇洒市政道路、广场和绿地用水,管网漏损水量,未预见用水的最高日用水量之和确定。当城市供水部分采用再生水直接供水时,水厂设计规模应扣除这部分再生水水量。

4.0.3 居民生活用水定额和综合生活用水定额应根据当地国民经济和社会发展、水资源充沛程度、用水习惯,在现有用水定额基础上,结合城市总体规划和给水专业规划,本着节约用水的原则,综合分析确定。当缺乏实际用水资料情况下,可参照类似地区确定,或按表 4.0.3-1~表 4.0.3-4 选用。

表 4.0.3-1 最高日居民生活用水定额[L/(人·d)]

城市类型	超大城市	特大城市	I型大城市	II型大城市	中等城市	I型小城市	II型小城市
一区	180~320	160~300	140~280	130~260	120~240	110~220	100~200
二区	110~190	100~180	90~170	80~160	70~150	60~140	50~130
三区	—	—	—	80~150	70~140	60~130	50~120

表 4.0.3-2 平均日居民生活用水定额[L/(人·d)]

城市类型	超大城市	特大城市	I型大城市	II型大城市	中等城市	I型小城市	II型小城市
一区	140~280	130~250	120~220	110~200	100~180	90~170	80~160
二区	100~150	90~140	80~130	70~120	60~110	50~100	40~90
三区	—	—	—	70~110	60~100	50~90	40~80

表 4.0.3-3 最高日综合生活用水定额[L/(人·d)]

城市类型	超大城市	特大城市	I型大城市	II型大城市	中等城市	I型小城市	II型小城市
一区	250~480	240~450	230~420	220~400	200~380	190~350	180~320
二区	200~300	170~280	160~270	150~260	130~240	120~230	110~220
三区	—	—	—	150~250	130~230	120~220	110~210

表 4.0.3-4 平均日综合生活用水定额[L/(人·d)]

城市类型	超大城市	特大城市	I型大城市	II型大城市	中等城市	I型小城市	II型小城市
一区	210~400	180~360	150~330	140~300	130~280	120~260	110~240
二区	150~230	130~210	110~190	90~170	80~160	70~150	60~140
三区	—	—	—	90~160	80~150	70~140	60~130

注:1 超大城市指城区常住人口 1000 万及以上的城市,特大城市指城区常住人口 500 万以上 1000 万以下的城市,I 型大城市指城区常住人口 300 万以上 500 万以下的城市,II 型大城市指城区常住人口 100 万以上 300 万以下的城市,中等城市指城区常住人口 50 万以上 100 万以下的城市,I 型小城市指城区常住人口 20 万以上 50 万以下的城市,II 型小城市指城区常住人口 20 万以下的城市。以上包括本数,以下不包括本数。

2 一区包括:湖北、湖南、江西、浙江、福建、广东、广西、海南、上海、江苏、安徽,二区包括:重庆、四川、贵州、云南、黑龙江、吉林、辽宁、北京、天津、河北、山西、河南、山东、宁夏、陕西、内蒙古河套以东和甘肃黄河以东的地区,三区包括:新疆、青海、西藏、内蒙古河套以西和甘肃黄河以西的地区。

3 经济开发区和特区城市,根据用水实际情况,用水定额可酌情增加。

4 当采用海水或污水再生水等作为冲刷用水时,用水定额相应减少。

4.0.4 工业企业生产过程用水量应根据生产工艺要求确定。大工业用水户或经济开发区的生产过程用水量宜单独计算；一般工业企业的用水量可根据国民经济发展规划，结合现有工业企业用水资料分析确定。

4.0.5 消防用水量、水压及延续时间应符合现行国家标准《建筑设计防火规范》GB 50016 和《消防给水及消火栓系统技术规范》GB 50974 的有关规定。

4.0.6 浇洒市政道路、广场和绿地用水量应根据路面、绿化、气候和土壤等条件确定。浇洒道路和广场用水可根据浇洒面积按 $2.0\text{L}/(\text{m}^2 \cdot \text{d}) \sim 3.0\text{L}/(\text{m}^2 \cdot \text{d})$ 计算，浇洒绿地用水可根据浇洒面积按 $1.0\text{L}/(\text{m}^2 \cdot \text{d}) \sim 3.0\text{L}/(\text{m}^2 \cdot \text{d})$ 计算。

4.0.7 城镇配水管网的基本漏损水量宜按综合生活用水、工业企业用水、浇洒市政道路、广场和绿地用水量之和的 10% 计算，当单位供水量管长值大或供水压力高时，可按现行行业标准《城镇供水管网漏损控制及评定标准》CJJ 92 的有关规定适当增加。

4.0.8 未预见水量应根据水量预测时难以预见因素的程度确定，宜采用综合生活用水、工业企业用水、浇洒市政道路、广场和绿地用水、管网漏损水量之和的 8%~12%。

4.0.9 城镇供水的时变化系数、日变化系数应根据城镇性质和规模、国民经济和社会发展、供水系统布局，结合现状供水曲线和日用水变化分析确定。当缺乏实际用水资料时，最高日城市综合用水的时变化系数宜采用 1.2~1.6，日变化系数宜采用 1.1~1.5。当二次供水设施较多采用叠压供水模式时，时变化系数宜取大值。

5 取 水

5.1 水 源 选 择

5.1.1 水源选择前的水资源勘察和论证应符合现行国家标准《城镇给水排水技术规范》GB 50788 的有关规定。

5.1.2 水源的选用应通过技术经济比较后综合确定,并应满足下列条件:

- 1 位于水体功能区划所规定的取水地段;
- 2 不易受污染,便于建立水源保护区;
- 3 选择次序宜先当地水、后过境水,先自然河道、后需调节径流的河道;

- 4 可取水量充沛可靠;
- 5 水质符合国家有关现行标准;
- 6 与农业、水利综合利用;
- 7 取水、输水、净水设施安全经济和维护方便;
- 8 具有交通、运输和施工条件。

5.1.3 供水水源采用地下水时,应有与设计阶段相对应的水文地质勘测报告,取水量应符合现行国家标准《城镇给水排水技术规范》GB 50788 的有关规定。

5.1.4 供水水源采用地表水时的设计枯水流量年保证率和设计枯水位的保证率应符合现行国家标准《城镇给水排水技术规范》GB 50788 的有关规定。

5.1.5 备用水源或应急水源的选择与构建应结合当地水资源状况、常用水源特点以及备用或应急水源的用途,经技术经济比较后确定。

5.2 地下水取水构筑物

I 一般规定

5.2.1 地下水取水构筑物的位置应根据水文地质条件综合选择确定,并应满足下列条件:

- 1 位于水质好、不易受污染且可设立水源保护区的富水地段;
- 2 尽量靠近主要用水地区城市或居民区的上游地段;
- 3 施工、运行和维护方便;
- 4 尽量避开地震区、地质灾害区、矿产采空区和建筑物密集区。

5.2.2 地下水取水构筑物形式的选择应根据水文地质条件,通过技术经济比较确定,并应满足下列条件:

- 1 管井适用于含水层厚度大于 4m,底板埋藏深度大于 8m;
- 2 大口井适用于含水层厚度在 5m 左右,底板埋藏深度小于 15m;
- 3 渗渠仅适用于含水层厚度小于 5m,渠底埋藏深度小于 6m;
- 4 泉室适用于有泉水露头,流量稳定,且覆盖层厚度小于 5m;
- 5 复合井适用于地下水位较高、含水层厚度较大或含水层透水性较差的场合。

5.2.3 地下水取水构筑物的设计应符合下列规定:

- 1 应有防止地面污水和非取水层水渗入的措施;
- 2 取水构筑物周围的水源保护区范围内应设置警示标志;
- 3 过滤器应有良好的进水条件,结构坚固,抗腐蚀性强,不易堵塞;
- 4 大口井、渗渠和泉室应有通风设施。

II 管井

5.2.4 从补给水源充足、透水性良好,且厚度在 40m 以上的中、粗砂及砾石含水层中取水。经分段或分层抽水试验并通过技术经济比较,可采用分段取水。

5.2.5 管井结构和过滤器设计应符合现行国家标准《管井技术规范》GB 50296 的有关规定。

5.2.6 管井井口应加设套管,并填入优质黏土或水泥浆等不透水材料封闭。封闭厚度应根据当地水文地质条件确定,并应自地面算起向下不小于 5m。当井上直接有建筑物时,应自基础底起算。

5.2.7 采用管井取水时应设至少 1 口备用井,备用井的数量宜按 10%~20% 的设计水量所需井数确定。

III 大口井

5.2.8 大口井的深度不宜大于 15m。大口井的直径应根据设计水量、抽水设备布置和便于施工等因素确定,但不宜大于 10m。

5.2.9 大口井应根据当地水文地质条件,确定采用井底进水、井底井壁同时进水或井壁加辐射管等进水方式。

5.2.10 大口井井底反滤层宜成凹弧形。反滤层可设 3 层~4 层,每层厚度宜为 200mm~300mm。与含水层相邻一层的反滤层滤料粒径可按下式计算:

$$d/d_i = 6 \sim 8 \quad (5.2.10)$$

式中: d ——反滤层滤料的粒径;

d_i ——含水层颗粒的计算粒径;当含水层为细砂或粉砂时, $d_i = d_{40}$;为中砂时, $d_i = d_{30}$;为粗砂时, $d_i = d_{20}$;为砾石或卵石时, $d_i = d_{10} \sim d_{15}$ (d_{40} 、 d_{30} 、 d_{20} 、 d_{15} 、 d_{10} 分别为含水层颗粒过筛重量累计百分比为 40%、30%、20%、15%、10% 时的颗粒粒径)。两相邻反滤层的粒径比宜为 2~4。

5.2.11 大口井井壁进水孔的反滤层可分两层填充,滤料粒径的计算应符合本标准第 5.2.10 条的规定。

5.2.12 无砂混凝土大口井适用于中、粗砂及砾石含水层时,井壁的透水性能、阻砂能力和制作要求等,应通过试验或参照相似条件下的经验确定。

5.2.13 大口井应采取下列防止污染水质的措施:

- 1 人孔应采用密封的盖板,盖板顶高出地面不得小于 0.5m;
- 2 井口周围应设不透水的散水坡,宽度宜为 1.5m;在渗透土壤中散水坡下应填厚度不小于 1.5m 的黏土层,或采用其他等效的防渗措施。

IV 渗 渠

- 5.2.14 渗渠的规模和布置应保证在检修时仍能满足取水要求。
- 5.2.15 渗渠中管渠的断面尺寸应按下列规定计算确定:
 - 1 水流速度宜为 0.5m/s~0.8m/s;
 - 2 充满度宜为 0.4~0.8;
 - 3 内径或短边长度不应小于 600mm;
 - 4 管底最小坡度不应小于 0.2%。
- 5.2.16 水流通过渗渠孔眼的流速不应大于 0.01m/s。
- 5.2.17 渗渠外侧应做反滤层,层数、厚度和滤料粒径的计算应符合本标准第 5.2.10 条的规定,但最内层滤料的粒径应略大于进水孔孔径。
- 5.2.18 集取河道表流渗透水的渗渠阻塞系数应根据进水水质并结合使用年限等因素选用。
- 5.2.19 位于河床及河漫滩的渗渠,反滤层上部应根据河道冲刷情况设置防护措施。
- 5.2.20 渗渠的端部、转角和断面变换处应设置检查井。直线部分的检查井间距,应视渗渠的长度和断面尺寸确定,宜采用 50m。
- 5.2.21 检查井宜采用钢筋混凝土结构,宽度宜为 1m~2m,井底宜设 0.5m~1.0m 深的沉沙坑。
- 5.2.22 地面式检查井应安装封闭式井盖,井顶应高出地面 0.5m,并应有防冲设施。
- 5.2.23 渗渠出水量较大时,集水井宜分成两格,进水管入口处应设闸门。
- 5.2.24 集水井宜采用钢筋混凝土结构,容积可按不小于渗渠 30min 出水量计算,并可按最大一台水泵 5min 抽水量校核。

V 复 合 井

5.2.25 复合井底部过滤器直径宜为 200mm~300mm。

5.2.26 当含水层较厚时,宜采用非完整过滤器,且过滤器有效长度应比管井稍长,过滤器长度与含水层厚度的比值应小于 0.75。

5.2.27 复合井上部大口井部分可按本标准第 5.2.8 条~第 5.2.13 条确定,下部管井部分的结构、过滤器的设计应符合现行国家标准《管井技术规范》GB 50296 的有关规定。

5.3 地表水取水构筑物

5.3.1 地表水取水构筑物位置的选择应通过技术经济比较综合确定,并应满足下列条件:

1 位于水质较好的地带;

2 靠近主流,有足够的水深,有稳定的河床及边岸,有良好的工程地质条件;

3 尽可能不受泥沙、漂浮物、冰凌、冰絮等影响;

4 不妨碍航运和排洪,并应符合河道、湖泊、水库整治规划的要求;

5 尽量不受河流上的桥梁、码头、丁坝、拦河坝等人工构筑物或天然障碍的影响;

6 靠近主要用水地区;

7 供生活饮用水的地表水取水构筑物的位置,位于城镇和工业企业上游的清洁河段,且大于工程环评报告规定的与上下游排污口的最小距离。

5.3.2 在沿海地区的内河水系取水,应避免咸潮影响。当在咸潮河段取水时,应根据咸潮特点对采用避咸蓄淡水库取水或在咸潮影响范围以外的上游河段取水,经技术经济比较确定,并应符合下列规定:

1 避咸蓄淡水库的有效调节容积,可根据历年咸潮入侵数据的统计分析所得出的原水氯化物平均浓度超过 250mg/L 时的连续不可取水天数,并应考虑连续不可取水期间必需的原水供应量,

计算得出；

2 避咸蓄淡水水库可利用现有河道容积蓄淡，也可利用沿河滩地筑堤修库蓄淡等，并应根据当地具体条件确定；

3 可能发生富营养问题的避咸蓄淡水水库，应采取增加水库水流动性和控藻、除藻措施。

5.3.3 在含藻的湖泊、水库或河流取水时，取水口位置的选择应符合现行行业标准《含藻水给水处理设计规范》CJJ 32 的有关规定；在高浊度水源取水时，取水口位置的选择及避沙、避凌调蓄水池的设计应符合现行行业标准《高浊度水给水设计规范》CJJ 40 的有关规定。

5.3.4 寒冷地区取水口应设在水内冰较少和不易受冰块撞击的地方，不宜设在流冰容易堆积的浅滩、砂洲和桥孔的上游附近；严寒地区的取水口不应设在陡坡、流急、水深小的河段。

5.3.5 从江河取水的大型取水构筑物，当河道及水文条件复杂，或取水量占河道的最枯流量比例较大时，应采用计算机仿真模拟、水工模型试验或两者相结合的方法，对取水构筑物的设计做环境影响与设施安全可靠性的验证与优化。

5.3.6 取水构筑物的形式应根据取水量和水质要求，结合河床地形及地质、河床冲淤、水深及水位变幅、泥沙及漂浮物、冰情和航运等因素以及施工条件，在保证安全可靠的前提下，通过技术经济比较确定。

5.3.7 江河、湖泊取水构筑物的防洪标准不应低于城市防洪标准。水库取水构筑物的防洪标准应与水库大坝等主要建筑物的防洪标准相同，并应采用设计和校核两级标准。

5.3.8 固定式取水构筑物设计时，应考虑发展的需要与衔接。

5.3.9 取水构筑物应根据水源情况，采取相应保护措施防止下列情况发生：

- 1 漂浮物、泥沙、冰凌、冰絮和水生物的阻塞；
- 2 洪水冲刷、淤积、冰盖层挤压和雷击的破坏；

3 冰凌、木筏和船只的撞击；

4 通航河道上水面浮油的进入。

5.3.10 在通航水域中，取水构筑物应根据现行国家标准《内河交通安全标志》GB 13851 的规定并结合航运管理部门的要求设置警示标志。

5.3.11 岸边式取水泵房进口地坪的设计标高应符合下列规定：

1 当泵房在渠道边时，应为设计最高水位加 0.5m；

2 当泵房在江河边时，应为设计最高水位加浪高再加 0.5m，必要时尚应采取防止浪爬高的措施；

3 泵房在湖泊、水库或海边时，应为设计最高水位加浪高再加 0.5m，并应采取防止浪爬高的措施。

5.3.12 位于江河上的取水构筑物最底层进水孔下缘距河床的高度，应根据河流的水文和泥沙特性以及河床稳定程度等因素确定，并应符合下列规定：

1 侧面进水孔不得小于 0.5m；当水深较浅、水质较清、河床稳定、取水量不大时，其高度可减至 0.3m；

2 顶面进水孔不得小于 1.0m；

3 在高浊度江河取水时，应在最底层进水孔以上不同水深处设置多个可交替使用的进水孔。

5.3.13 当湖泊或水库的取水构筑物所处位置水深大于 10m 时，宜采取分层取水方式。

5.3.14 位于湖泊或水库的取水构筑物最底层进水孔下缘距水体底部的高度，应根据水体底部泥沙沉积和变迁情况等因素确定，不宜小于 1.0m；当水深较浅、水质较清，且取水量不大时，可减至 0.5m。

5.3.15 取水构筑物淹没进水孔上缘在设计最低水位下的深度，应根据水域的水文、冰情、气象和漂浮物等因素通过水力计算确定，并应符合下列规定：

1 顶面进水时，不得小于 0.5m；

2 侧面进水时，不得小于 0.3m；

3 湖泊、水库取水或虹吸进水时,不宜小于 1.0m;当水体封冻时,可减至 0.5m;

4 水体封冻情况下,应从冰层下缘起算;

5 湖泊、水库、海边或大江河边的取水构筑物,应考虑风浪的影响。

5.3.16 取水构筑物的取水头部宜分设两个或分成两格。漂浮物多的河道,相邻头部在沿水流方向宜有较大间距。

5.3.17 取水构筑物进水孔应设置格栅,栅条间净距应根据取水量、冰絮和漂浮物等确定。小型取水构筑物宜为 30mm~50mm,大、中型取水构筑物宜为 80mm~120mm。当江河中冰絮或漂浮物较多时,栅条间净距宜取大值。

5.3.18 进水孔的过栅流速,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、水环境生态保护要求以及检查和清理格栅的方便等因素确定。计算进水孔的过栅流速时,格栅的阻塞面积应按 25%确定,并应符合下列规定:

1 岸边式取水构筑物,有冰絮时宜为 0.2m/s~0.6m/s,无冰絮时宜为 0.4m/s~1.0m/s;

2 河床式取水构筑物,有冰絮时宜为 0.1m/s~0.3m/s,无冰絮时宜为 0.2m/s~0.6m/s;

3 邻近鱼类产卵区域时,不应大于 0.1m/s。

5.3.19 当需要清除通过格栅后水中的漂浮物时,在进水间内可设置平板式格网、旋转式格网或自动清污机。平板式格网的阻塞面积应按 50%确定,通过流速不应大于 0.5m/s;旋转式格网或自动清污机的阻塞面积应按 25%确定,通过流速不应大于 1.0m/s。

5.3.20 进水自流管或虹吸管的数量及其管径应根据最低水位,通过水力计算确定,其数量不宜少于两条。当一条管道停止工作时,其余管道的通过流量应满足事故用水要求。

5.3.21 进水自流管和虹吸管的设计流速,不宜小于 0.6m/s。必要时,应有清除淤积物的措施。虹吸管宜采用钢管。

5.3.22 取水构筑物进水间平台上应设便于操作的闸阀启闭设备和格栅起吊设备。必要时,应设清除泥沙的设施。

5.3.23 当水位变幅大,水位涨落速度小于 2.0m/h ,且水流不急、要求施工周期短和建造固定式取水构筑物有困难时,可采用缆车或浮船等活动式取水构筑物。

5.3.24 活动式取水构筑物的个数应根据供水规模、联络管的接头形式及有无安全贮水池等因素,综合考虑确定。

5.3.25 活动式取水构筑物的缆车或浮船应有足够的稳定性和刚度,机组、管道等的布置应考虑缆车或船体的平衡。机组基座的设计应考虑减少机组对缆车或船体的振动,每台机组均宜设在同一基座上。

5.3.26 缆车式和浮船式取水构筑物的设计应符合现行国家标准《泵站设计规范》GB 50265的有关规定。

5.3.27 山区浅水河流的取水构筑物可采用低坝式(活动坝或固定坝)或底栏栅式。低坝式取水构筑物宜用于推移质不多的山区浅水河流;底栏栅式取水构筑物宜用于大颗粒推移质较多的山区浅水河流。

5.3.28 低坝位置应选择在稳定河段上。坝的设置不应影响原河床的稳定性。取水口宜布置在坝前河床凹岸处。

5.3.29 低坝的坝高应满足取水深度的要求。坝的泄水宽度,应根据河道比降、洪水流量、河床地质以及河道平面形态等因素,综合考虑确定。冲沙闸的位置及过水能力应按将主槽稳定在取水口前,并能冲走淤积泥沙的要求确定。

5.3.30 底栏栅的位置应选择在河床稳定、纵坡大、水流集中和山洪影响较小的河段。

5.3.31 底栏栅式取水构筑物的栏栅宜采用活动分块形式,间隙宽度应根据河流泥沙粒径和数量、廊道排沙能力、取水水质要求等因素确定。栏栅长度应按进水要求确定。底栏栅式取水构筑物应有沉沙、冲沙以及必要的防冰絮堵塞设施。

6 泵 房

6.1 一 般 规 定

6.1.1 泵房应根据规模、功能、位置、机组数量和选型、水力条件、工程场地状况、结构布置、施工技术以及安装与运行维护要求等因素进行整体考虑布置。平面布置上应采用矩形或圆形，高程布置上可采用地面式、半地下式和全地下式。

6.1.2 水泵的选型及台数应满足泵房设计流量、设计扬程的要求，并应根据供水水量和水压变化、运行水位、水质情况、泵型及水泵特性、场地条件、工程投资和运行维护等，综合考虑确定。同一泵房内的泵型宜一致，规格不宜过多，机组供电电压宜一致。

6.1.3 水泵泵型的选择应根据水泵性能、布置条件、安装、维护和工程投资等因素择优确定。

6.1.4 水泵性能的选择应遵循高效、安全和稳定运行的原则。当供水水量和水压变化较大时，经过技术经济比较，可采用大小规格搭配、机组调速、更换叶轮、调节叶片角度等措施。

6.1.5 并联运行水泵的设计扬程宜相近，并联台数应通过各种运行工况下水泵特性的适应性分析确定。

6.1.6 泵房应设置备用水泵 1 台~2 台，且应与所备用的所有工作泵能互为备用。当泵房设有不同规格水泵且规格差异不大时，备用水泵的规格宜与大泵一致；当水泵规格差异较大时，宜分别设置备用水泵。

6.1.7 泵房用电负荷分级应符合下列规定：

- 1 一、二类城市的主要泵房应采用一级负荷；
- 2 一、二类城市的非主要泵房及三类城市的配水泵房可采用二级负荷；

3 当不能满足要求时,应设置备用动力设施。

6.1.8 泵房的防洪标准应符合下列规定:

1 位于江河、湖泊、水库的江心式或岸边式取水泵房以及岸上取水泵房的开放式前池和吸水池(井)的防洪标准应符合本标准第5.3.7条的规定;

2 岸上取水泵房其他建筑的防洪标准不应低于城市防洪标准;

3 水厂和输配管道系统中的泵房防洪标准不应低于所处区域的城市防洪标准。

6.1.9 泵房应根据气候和环境条件采取相应的供暖、通风和降噪措施。泵房的供暖和通风设计应按现行国家标准《工业建筑供暖通风与空气调节设计规范》GB 50019 和《泵站设计规范》GB 50265 的有关规定执行。泵房的噪声控制应符合现行国家标准《声环境质量标准》GB 3096 的规定,并按现行国家标准《工业企业噪声控制设计规范》GB/T 50087 的规定设计。

6.1.10 可能产生水锤危害的泵房,设计中应进行事故停泵水锤计算。当事故停泵瞬态特性不符合现行国家标准《泵站设计规范》GB 50265 的规定时,应采取防护措施。

6.1.11 泵房前池和吸水池(井)周围应控制和防范可能污染水质的污染源,并应符合本标准第7.6.11条的规定。

6.1.12 泵房的消防设计应符合现行国家标准《建筑设计防火规范》GB 50016 及《消防给水及消火栓系统技术规范》GB 50974 的有关规定。

6.2 泵房前池、吸水池(井)与水泵吸水条件

6.2.1 泵房前池与吸水池(井)的布置应根据泵房用途、泵型、机组台数、拦污与清污设备、输水水质、启动方式和安装维护要求等因素综合确定。当泵房仅设一个吸水池(井)时,应分格布置。

6.2.2 与取水构筑物合建的取水泵房,进水口应设置拦污格栅,前池或吸水池(井)内应设拦污格网或格栅清污机,并应符合本标

准第 5.3.18 条和第 5.3.19 条的规定。

6.2.3 前池布置应满足池内水流顺畅、流速均匀和不产生涡流的要求。吸水池(井)布置应使井内流态良好,满足水泵进水要求,且便于维护。

6.2.4 经管(渠)自流进水且采用大型混流泵、轴流泵的原水泵房,前池宜采用正向进水,前池扩散角不应大于 40° 。侧向进水时,宜设分水导流设施,并宜通过计算机仿真模拟或水工模型进行效果验证。

6.2.5 吸水池(井)的尺寸应满足水泵进水管喇叭口的布置要求。离心泵进水管喇叭口的直径以及离心泵或小口径混流泵、轴流泵进水管喇叭口在吸水池(井)的布置应符合现行国家标准《泵站设计规范》GB 50265 的有关规定。

大口径混流泵、轴流泵的布置应满足水泵制造商的规定要求,或经计算机仿真模拟或水工模型验证确定。

6.2.6 吸水池(井)最低运行水位下的容积,应在符合最小尺寸布置要求的前提下,满足共用吸水池(井)的水泵 30 倍~50 倍的设计秒流量要求。

6.2.7 当进水自流管长度大于 1000m 时,宜根据自流管流速、前池与吸水池(井)面积以及水泵机组的配置情况,验算泵房事故失电或最大水泵机组启停时前池与吸水池(井)雍水或超降状况,并根据验算结果采取应对措施。

6.3 水泵进出水管道

6.3.1 水泵进水管及出水管的设计流速宜符合表 6.3.1 的规定。

表 6.3.1 水泵进水管及出水管设计流速

管径(mm)	进水管流速(m/s)	出水管流速(m/s)
$D < 250$	1.0~1.2	1.5~2.0
$250 \leq D < 1000$	1.2~1.6	2.0~2.5
$D \geq 1000$	1.5~2.0	2.0~3.0

6.3.2 离心泵进水管在平面布置上靠近水泵入口段应顺直,在高程布置上应避免局部隆起。

- 6.3.3** 最高进水液位高于离心泵进水管时,应设置手动检修阀门。
- 6.3.4** 离心泵进水管应应符合下列规定:
- 1 非自灌充水的每台离心泵应分别设置进水管;
 - 2 自灌充水启动或采用叠压增压方式的离心泵时,可采用合并吸水总管,分段数不应少于 2 个;
 - 3 吸水总管的设计流速宜采用与其相连的最大水泵吸水管设计流速的 50%;
 - 4 每条吸水总管应分别从可独立工作的不同吸水井(池)吸水或与上游管道连接;当一条吸水总管发生事故时,其余吸水总管应能通过设计水量;
 - 5 每条吸水总管及相互间的联络管上应设隔离阀。
- 6.3.5** 离心泵出水管应设置工作阀和检修阀。工作阀门的额定工作压力及操作力矩应满足水泵启停的要求。出水管不应采用无缓闭功能的普通逆止阀。
- 6.3.6** 混流泵、轴流泵出水管隔离设施的设计应符合下列规定:
- 1 当采用虹吸出水方式时,虹吸出水管驼峰顶部应设置真空破坏阀;
 - 2 当采用自由跌水出水方式时,可不设隔离设施;
 - 3 当采用压力管道出水、管道很短且就近连接开口水池(井)时,应设置拍门或普通逆止阀;
 - 4 当混流泵的设计扬程较高,且直接与压力输水管道系统连接时,出水管道的阀门设置应符合本标准第 6.3.5 条的规定。
- 6.3.7** 水泵进、出水管及阀门应安装伸缩节,安装位置应便于水泵、阀门和管路的安装和拆卸,伸缩接头应采用传力式带限位的形式。
- 6.3.8** 水泵进、出水管路上的阀门、伸缩节、三通、弯头、堵板等处应根据受力条件设置支撑设施。
- 6.3.9** 泵房出水管不宜少于 2 条,每条出水管应能独立工作。
- 6.3.10** 驱动水泵进出水管路阀门的液压或压缩空气系统应满足泵房各种运行工况下阀门启闭的要求。

6.4 起重设备

6.4.1 泵房内的起重设备额定起重量应根据最重吊运部件和吊具的总重量确定,提升高度应从最低起吊部件所处位置的地坪起算。

6.4.2 起重设备吊钩在平面上应覆盖所有拟起吊的部件及整个吊运路径,吊运部件在吊运过程中与周边相邻固定物的水平方向净距不应小于 0.4m。

6.4.3 起重机型式宜按下列规定选用:

- 1 起重量小于 0.5t 时,宜采用固定吊钩或移动吊架;
- 2 起重量在 0.5t~3t 时,宜采用手动或电动起重设备;
- 3 起重量在 3t 以上时,宜采用电动起重设备;
- 4 起吊高度大、吊运距离长或起吊次数多的泵房,宜采用电动起重设备。

6.4.4 电动起重机及其制动器与电气设备的工作制、跨度级差以及轨道阻进器(车挡)的设置应符合现行国家标准《泵站设计规范》GB 50265 的有关规定。

6.5 水泵机组布置

6.5.1 水泵机组的布置应满足设备的运行、维护、安装和检修要求。

6.5.2 卧式水泵及小型立式离心泵机组的平面布置应符合下列规定:

1 单排布置时,相邻两个机组及机组至墙壁间的净距:电动机容量不大于 55 kW 时,不应小于 1.0m;电动机容量大于 55kW 时,不应小于 1.2m;当机组进出水管道不在同一平面轴线上时,相邻机组进、出水管道间净距不应小于 0.6m;

2 双排布置时,进、出水管道与相邻机组间的净距宜为 0.6m~1.2m;

3 当考虑就地检修时,应保证泵轴和电动机转子在检修时能拆卸;

4 地下式泵房或活动式取水泵房以及电动机容量小于20kW时,水泵机组间距可适当减小。

6.5.3 混流泵、轴流泵及大型立式离心泵机组的水平净距不应小于1.5m,并应满足水泵吸水进水流道的布置要求。当水泵电机采用风道抽风降温时,相邻两台电动机风道盖板间的水平净距不应小于1.5m。

6.5.4 靠近泵房设备入口端的机组与墙壁之间的水平距离应满足设备运输、吊装以及楼梯、交通通道布置的要求。

6.5.5 水泵高程布置应符合下列规定:

1 较小汽蚀余量的水泵采用自灌或非自灌充水布置方式应经技术经济比较后确定,气蚀余量大、高原低气压地区或要求起动快的大型水泵,应采用自灌充水布置方式;

2 各种运行工况下水泵的可用气蚀余量应大于必须气蚀余量;

3 湿式安装的潜水泵最低水位应满足电机干运转的要求。

6.6 泵房布置

6.6.1 泵房的主要通道宽度不应小于1.2m。当一侧布置有操作柜时,其净宽不宜小于2.0m。

6.6.2 泵房内的架空管道,不得阻碍通道和跨越电气设备。

6.6.3 泵房地面层的净高,除应考虑通风、采光等条件外,尚应符合下列规定:

1 当采用固定吊钩或移动吊架时,净高不应小于3.0m;

2 吊起设备的底部与其吊运所跨越物体顶部之间的净距不应小于0.5m;

3 桁架式起重机最高点与屋面大梁底部距离不应小于0.3m;

4 地下式泵房,吊运时设备底部与地面层地坪间净距不应小于0.3m;

5 当采用立式水泵时,应满足水泵轴或电动机转子联轴的吊运要求;当叶轮调节机构为机械操作时,尚应满足调节杆吊装的要求;

6 管井泵房的设备吊装可采用屋盖上设吊装孔的方式,净高应满足设备安装和人员巡检的要求。

6.6.4 立式水泵与电机分层布置的泵房除应符合本标准第 6.6.1 条~第 6.6.3 条的规定,尚应符合下列规定:

1 水泵层的楼盖上应设吊装孔。吊装孔的位置应在起重机的工作范围之内。吊装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。

2 必要时应设置通向中间轴承的平台和爬梯。

6.6.5 采用非自灌充水启动或抽真空虹吸出水的泵房,应设置真空泵引水装置。真空泵应有备用,真空泵引水装置的能力应符合下列规定:

1 离心泵单泵进水管抽气充水时间不宜大于 5min;

2 轴流泵和混流泵抽除进水流道或虹吸出水管道内空气的时间宜为 10min ~20min;

3 水泵启闭频繁的泵房,离心泵抽气充水的真空泵引水装置宜采用常吊真空形式。

6.6.6 水泵需预润滑启动或常润滑运行的泵房,应设置水质、水量和水压满足水泵启动或运行要求的润滑水供水系统。水泵常润滑运行时,润滑水供水系统宜采用双母管或多母管分段供水方式。

6.6.7 水泵电机或变频器采用水冷却的泵房,应设置水质、水量、水温和水压满足设备冷却要求的冷却水供水系统。大型重要泵房的冷却水供应系统应采用双母管或多母管分段供水方式,并应为具有冷却、净化、补水功能以及双回路供电模式的闭式循环系统。

6.6.8 当泵房同时需要润滑和冷却水时,经技术经济比较后,可采用一套供水系统,但其水质、水量、水温和水压应同时满足设备润滑和冷却的要求。

6.6.9 泵房内应设排除积水的设施。当积水不能自流排除时,应设集水坑和排水泵,排水泵不得少于 2 台,并应根据集水坑水位自动启停。

6.6.10 泵房应至少设一个可搬运最大设备的门。

7 输 配 水

7.1 一 般 规 定

7.1.1 输配水管(渠)线路的选择应通过技术经济比较综合确定,并应满足下列条件:

- 1 沿现有或规划道路敷设、缩短管线的长度,避开毒害物污染区以及地质断层、滑坡、泥石流等不良地质构造处;
- 2 减少拆迁、少占良田、少毁植被、保护环境;
- 3 施工、维护方便,节省造价,运行安全可靠;
- 4 在规划和建有城市综合管廊的区域,优先将输配水管道纳入管廊。

7.1.2 从水源至净水厂的原水输水管(渠)的设计流量,应按最高日平均时供水量确定,并计入输水管(渠)的漏损水量和净水厂自用水量。从净水厂至管网的清水输水管道的的设计流量,应按最高日最高时用水条件下,由净水厂负担的供水量计算确定。

7.1.3 城镇供水事故水量应为设计水量的70%。原水输水管道应采用2条以上,并按事故用水量设置连通管。多水源或设置了调蓄设施并能保证事故用水量的条件下,可采用单管输水。

7.1.4 在各种设计工况下运行时,管道不应出现负压。

7.1.5 原水输送宜选用管道或暗渠(隧洞);当采用明渠输送原水时,应有可靠的防止水质污染和水量流失的安全措施。清水输送应采用有压管道(隧洞)。

7.1.6 原水输水管道系统的输水方式可采用重力式、加压式或两种并用方式,并应通过技术经济比较后选定。

7.1.7 城镇公共供水管网严禁与非生活饮用水管网连接,严禁擅

自与自建供水设施连接。

7.1.8 配水管网宜采用环状布置。当允许间断供水时,可采用枝状布置,但应考虑将来连成环状管网的可能。

7.1.9 规模较大的供水管网系统的布置宜考虑供水分区计量管理的可能。

7.1.10 配水管网应按最高日最高时供水量及设计水压进行水力计算,并应按下列 3 种设计工况校核:

- 1 消防时的流量和水压要求;
- 2 最大转输时的流量和水压要求;
- 3 最不利管段发生故障时的事故用水量和水压要求。

7.1.11 配水管网应进行优化设计,在保证水质安全和设计水量、水压满足用户要求的条件下,应进行不同方案的技术、经济比选优化。

7.1.12 压力输水管应防止水流速度剧烈变化产生的水锤危害,并应采取有效的水锤防护措施。

7.1.13 负有消防给水任务管道的最小直径和室外消火栓的间距应符合现行国家标准《消防给水及消火栓系统技术规范》GB 50974 的有关规定。

7.2 水力计算

7.2.1 管(渠)道总水头损失宜按下式计算:

$$h_z = h_y + h_j \quad (7.2.1)$$

式中: h_z ——管(渠)道总水头损失(m);

h_y ——管(渠)道沿程水头损失(m);

h_j ——管(渠)道局部水头损失(m)。

7.2.2 管(渠)道沿程水头损失宜按下列公式计算:

- 1 塑料管及采用塑料内衬的管道:

$$h_y = \lambda \cdot \frac{l}{d_j} \cdot \frac{v^2}{2g} \quad (7.2.2-1)$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \lg \left(\frac{\Delta}{3.7 d_j} + \frac{2.51}{Re \sqrt{\lambda}} \right) \quad (7.2.2-2)$$

式中： λ ——沿程阻力系数；

l ——管段长度(m)；

d_j ——管道计算内径(m)；

v ——过水断面平均流速(m/s)；

g ——重力加速度(m/s²)；

Δ ——当量粗糙度；

Re ——雷诺数。

2 混凝土管(渠)及采用水泥砂浆内衬管道：

$$h_y = \frac{v^2 l}{C^2 R} \quad (7.2.2-3)$$

$$C = \frac{1}{n} R^y \quad (7.2.2-4)$$

当 $0.1 \leq R \leq 3.0$, $0.011 \leq n \leq 0.040$ 时, y 可按下式计算, 管道水力计算时, y 也可取 $\frac{1}{6}$, 即 C 按公式 $C = \frac{1}{n} R^{1/6}$ 计算。

$$y = 2.5 \sqrt{n} - 0.13 - 0.75 \sqrt{R} (\sqrt{n} - 0.1) \quad (7.2.2-5)$$

式中： C ——流速系数；

R ——水力半径(m)；

n ——粗糙系数；

y ——指数。

3 输配水管道：

$$h_y = \frac{10.67 q^{1.852}}{C_h^{1.852} d_j^{4.87}} l \quad (7.2.2-6)$$

式中： q ——设计流量(m³/s)；

C_h ——海曾-威廉系数。

Δ (当量粗糙度)、 n (粗糙系数)、 C_h (海曾-威廉系数)3个摩阻系数,可采用水力物理模型试验检测相关参数值,再进行推算获得;没有试验值时,可根据管道的管材种类,按本标准附录A表

A.0.1 选用。

7.2.3 管(渠)道局部水头损失宜按下式计算：

$$h_j = \sum \zeta \frac{v^2}{2g} \quad (7.2.3)$$

式中： ζ ——管(渠)道局部水头阻力系数，可根据水流边界形状、大小、方向的变化等选用。

7.2.4 配水管网水力平差计算宜按本标准式(7.2.2-6)计算。

7.3 长距离输水

7.3.1 管(渠)线线路应在深入进行实地踏勘和线路方案比选优化后确定。

7.3.2 输水系统应在保证水质安全、安全可靠和各种运行工况设计水量、水压均满足用水要求的前提下，进行重力流、加压、调压、调蓄等输水方式的技术、经济比选优化。

7.3.3 经济管径应根据投资、运行成本等采用折算成现值的动态年计算费用方法，计算比选确定。

7.3.4 管道各种设计工况应进行水力计算，确定水力坡降线和工作压力。

7.3.5 输水管道系统中管道阀门的位置，除应满足正常调度、切换、维修和维护保养外，尚应满足管道事故时非事故管道通过设计事故流量的需要。

7.3.6 输水管道系统水锤程度和水锤防护后的控制效果应采用瞬态水力过渡过程计算方法进行分析。采取水锤综合防护设计后的输水管道系统不应出现水柱分离，瞬时最高压力不应大于工作压力的1.3倍~1.5倍。

7.3.7 输水管道系统的水锤防护设计宜综合采用防止负压和减轻升压的措施。

7.3.8 输水管道系统中用于水锤控制的管道空气阀的位置、型式和口径，应根据瞬态水力过渡过程分析计算和本标准第7.5.7条

的规定,综合考虑确定。

7.4 管道布置和敷设

7.4.1 输配水管道线路位置的选择应近远期结合,分期建设时预留位置应确保远期实施过程中不影响已建管道的正常运行。

7.4.2 输配水管道走向与布置应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工程协调和配合。

7.4.3 地下管道的埋设深度,应根据冰冻情况、外部荷载、管材性能、抗浮要求及与其他管道交叉等因素确定。

7.4.4 架空或露天管道应设置空气阀、调节管道伸缩设施、保证管道整体稳定的措施和防止攀爬(包括警示标识)等安全措施,并应根据需要采取防冻保温措施。

7.4.5 城镇给水管道的平面布置和竖向位置,应保证供水安全,并符合现行国家标准《城市工程管线综合规划规范》GB 50289的有关规定,且应符合城市综合管廊规划的要求。

7.4.6 城镇给水管道与建(构)筑物、铁路以及和其他工程管道的水平净距应根据建(构)筑物基础、路面种类、卫生安全、管道埋深、管径、管材、施工方法、管道设计压力、管道附属构筑物的大小等确定,最小水平净距应符合国家现行标准《城市工程管线综合规划规范》GB 50289的有关规定。

7.4.7 给水管道与其他管线交叉时的最小垂直净距,应符合国家现行标准《城市工程管线综合规划规范》GB 50289的有关规定。

7.4.8 给水管道遇到有毒污染区和腐蚀地段时,应符合现行国家标准《城镇给水排水技术规范》GB 50788的有关规定。

7.4.9 给水管道与污水管道或输送有毒液体管道交叉时,给水管道应敷设在上面,且不应有接口重叠;当给水管道敷设在下面时,应采用钢管或钢套管,钢套管伸出交叉管的长度,每端不得小于3m,钢套管的两端应采用防水材料封闭。

7.4.10 给水管道穿越铁路,重要公路和城市重要道路等重要公

共设施时,应采取措施保障重要公共设施安全。

7.4.11 管道穿过河道时,可采用管桥或河底穿越等方式,并应符合下列规定:

1 管道采用管桥穿越河道时,管桥高度应符合现行国家标准《内河通航标准》GB 50139 的有关规定,并按现行国家标准《内河交通安全标志》GB 13851 的规定在河两岸设立标志;

2 穿越河底的给水管道应避开锚地,管内流速应大于不淤流速。管道应有检修和防止冲刷破坏的保护设施。管道的埋设深度应同时满足相应防洪标准(根据管道等级确定)洪水冲刷深度和规划疏浚深度,并应预留不小于 1m 的安全埋深;河道为通航河道时,管道埋深尚应符合现行国家标准《内河通航标准》GB 50139 的有关规定。

7.4.12 管道的地基、基础、垫层、回填土压实度等的要求,应根据管材的性质(刚性管或柔性管)、结合管道埋设处的具体地质情况,按现行国家标准《给水排水工程管道结构设计规范》GB 50332 的有关规定确定。

7.4.13 管道功能性试验要求应符合现行国家标准《给水排水管道工程施工及验收规范》GB 50268 的有关规定。

7.4.14 敷设在城市综合管廊中的给水管道应符合现行国家标准《城市综合管廊工程技术规范》GB 50838 的规定,并应符合下列规定:

1 输配水管道在管廊中占用的空间,应便于管道工程的施工和维护管理,与其他管道的距离净距不应小于 0.5m;

2 管廊内管线应进行抗震设计;

3 管廊内金属管道应进行防腐设计;

4 管线引出管廊沟壁处应增加适应不均匀沉降的措施;

5 非整体连接型给水管道的三通、弯头等部位,应与管廊主体结构设计结合,并应增加保护管道稳定的措施;

6 输配水给水管道宜与热力管道分舱设置。

7.4.15 原有管道设施的改造与更新应对现状情况进行评估,经综合技术经济分析确定。

7.4.16 管网中设置增压泵站或配水池时,应符合下列规定:

1 增压泵站的增压方式应结合市政供水管网压力、实际可利用的供水压力,经综合技术经济分析确定;

2 应采取稳压限流措施,保证上游市政供水管网压力不低于当地供水服务水头;

3 必要时应设置补充消毒措施。

7.5 管渠材料及附属设施

7.5.1 输配水管道材质的选择应根据管径、内压、外部荷载和管道敷设区的地形、地质、管材供应,按运行安全、耐久、减少漏损、施工和维护方便、经济合理以及清水管道防止二次污染的原则,对钢管(SP)、球墨铸铁管(DIP)、预应力钢筒混凝土管(PCCP)、化学建材管等经技术、经济、安全等综合分析确定。

7.5.2 金属管道应考虑防腐措施。金属管道内防腐宜采用水泥砂浆衬里。金属管道外防腐宜采用环氧煤沥青、胶粘带等涂料。

金属管道敷设在腐蚀性土中以及电气化铁路附近或其他有杂散电流存在的地区时,应采取防止发生电化学腐蚀的外加电流阴极保护或牺牲阳极的阴极保护措施。

7.5.3 输配水管道的管材及金属管道内防腐材料和承插管接口处填充料应符合现行国家标准《生活饮用水输配水设备及防护材料的安全性评价标准》GB/T 17219的有关规定。

7.5.4 非整体连接管道在垂直和水平方向转弯处、分叉处、管道端部堵头处,以及管径截面变化处支墩的设置,应根据管径、转弯角度、管道设计内水压力和接口摩擦力,以及管道埋设处的地基和周围土质的物理力学指标等因素计算确定。

7.5.5 输水管(渠)道的始点、终点、分叉处以及穿越河道、铁路、公路段,应根据工程的具体情况和有关部门的规定设置阀(闸)门。

输水管道尚应按事故检修的需要设置阀门。配水管网上两个阀门之间独立管段内消火栓的数量不宜超过 5 个。

7.5.6 需要进行较大的压力和流量调节的输配水管道系统宜设有调压(流)装置。

7.5.7 输水管(渠)道隆起点上应设通气设施,管线竖向布置平缓时,宜间隔 1000m 左右设一处通气设施。配水管道可根据工程需要设置空气阀。

7.5.8 输水管(渠)道、配水管网低洼处、阀门间管段低处、环状管网阀门之间,可根据工程的需要设置泄(排)水阀。枝状管网的末端应设置泄(排)水阀。泄(排)水阀的直径,可根据放空管道中泄(排)水所需要的时间计算确定。

7.5.9 输水管(渠)需要进人检修处,宜在必要的位置设置人孔。

7.5.10 非满流的重力输水管(渠)道,必要时应设置跌水井或控制水位的措施。

7.5.11 消火栓、空气阀和阀门井等设备及设施应有防止水质二次污染的措施,严寒和寒冷地区应采取防冻措施。

7.5.12 管道沿线应设置管道标志,城区外的地下管道应在地面上设置标志桩,城区内管道应在顶部上方 300mm 处设警示带。

7.6 调蓄构筑物

7.6.1 单管(渠)输水系统应设置事故调蓄水池,调蓄容积应根据其他水源补充能力、管道检修或事故抢修时间、输水水质以及水质保持等因素综合考虑确定。调蓄池的个数或分格数不宜小于 2 个,并应能单独工作和分别泄空。

输送原水时,调蓄容积不宜大于 7d 的输水量,并应采取防止富营养、软体动物、甲壳浮游动物滋生堵塞管道和减缓积泥的措施。输送清水时,调蓄容积不应大于 1d 的输水量,并应满足本标准第 7.6.6 条、第 7.6.7 条的规定和设置补充消毒的设施。

7.6.2 兼有水质改善或应急处理功能的原水调蓄构筑物,其容积

除应满足调蓄需求外,尚应满足水质改善或应急处理所需的水力停留时间要求。

7.6.3 用于水源地避咸、避沙、避凌的原水调蓄构筑物的设置及容积的确定应符合本标准第 5.3.2 条和第 5.3.3 条的规定。

7.6.4 水厂清水池的有效容积,应根据产水曲线、送水曲线、自用水量及消防储备水量等确定。当管网无调节构筑物时,在缺乏资料情况下,可按水厂最高日设计水量的 10%~20%确定。

7.6.5 当水厂未设置专用消毒接触池时,清水池的有效容积宜增加满足消毒接触所需的容积。游离氯消毒时应按接触时间不小于 30min 的增加容积考虑,氯胺消毒时应按接触时间不小于 120min 的增加容积考虑。

7.6.6 管网供水区域较大,距离净水厂较远,且供水区域有合适的位置和适宜的地形,可考虑在水厂外建高位水池、水塔或调节水池泵站。调节容积应根据用水区域供需情况及消防储备水量等确定。

7.6.7 清水池的个数或分格数不得小于 2 个,并应能单独工作和分别泄空;有特殊措施能保证供水要求时,可修建 1 个。

7.6.8 清水池内壁宜采用防水、防腐蚀措施,防水、防腐材料应符合现行国家标准《生活饮用水输配水设备及防护材料的安全性评价标准》GB/T 17219 的有关规定。

7.6.9 生活饮用水的清水池排空、溢流等管道严禁直接与下水道连通。生活饮用水的清水池四周应排水畅通,严禁污水倒灌和渗漏。

7.6.10 生活饮用水的清水池、调节水池、水塔,应有保证流动,避免死角,防止污染,便于清洗和通气等措施。

7.6.11 调蓄构筑物周围 10m 以内不得有化粪池、污水处理构筑物、渗水井、垃圾堆放场等污染源;周围 2m 以内不得有污水管道和污染物。当达不到上述要求时,应采取防止污染的措施。

7.6.12 水塔应根据防雷要求设置防雷装置。

8 水厂总体设计

8.0.1 水厂厂址的选择应符合城镇总体规划和相关专项规划,通过技术经济比较综合确定,并应满足下列条件:

- 1 合理布局给水系统;
- 2 不受洪涝灾害威胁;
- 3 有较好的排水和污泥处置条件;
- 4 有良好的工程地质条件;
- 5 有便于远期发展控制用地的条件;
- 6 有良好的卫生环境,并便于设立防护地带;
- 7 少拆迁,不占或少占农田;
- 8 有方便的交通、运输和供电条件;
- 9 尽量靠近主要用水区域;
- 10 有沉沙特殊处理要求的水厂,有条件时设在水源附近。

8.0.2 水厂应按实现终期规划目标的用地需求进行用地规划控制,并应在总体规划布局和分期建设安排的基础上,合理确定近期用地面积。

8.0.3 水厂总体布置应符合下列规定:

1 应结合工程目标和建设条件,在确定的工艺组成和处理构筑物形式的基础上,兼顾水厂附属建筑和设施的实际设置需求;

2 在满足水厂工艺流程顺畅的前提下,平面布置应力求功能分区明确、交通联络便捷和建筑朝向合理;

3 在满足水厂生产构筑物水力高程布置要求的前提下,竖向布置应综合生产排水、土方平衡和建筑景观等因素统筹确定;

4 对已有水厂总体规划的扩建水厂,应在维持总体规划布局基本框架不变的基础上,结合现实需求进行布置;对没有水厂总体

规划的改建、扩建水厂,应在满足现实需求的前提下,结合原有设施的合理利用、水厂生产维持和安全运行、水平衡等因素,统筹考虑布置。

8.0.4 水厂生产构筑物的布置应符合下列规定:

1 高程布置应满足水力流程通畅的要求并留有合理的余量,减少无谓的水头和能耗;应结合地质条件并合理利用地形条件,力求土方平衡;

2 在满足各构筑物和管线施工要求以及方便生产管理的前提下,生产构筑物平面上应紧凑布置,且相互之间通行方便,有条件时宜合建;

3 生产构筑物间连接管道的布置,宜流向顺直、避免迂回。构筑物之间宜根据工艺要求设置连通管、超越管;

4 并联运行的净水构筑物间应配水和集水均匀;

5 排泥水处理系统中的水收集构筑物宜设置在排泥水生产构筑物附近,处理构筑物宜集中布置。

8.0.5 水厂附属建筑和设施的设置应根据水厂规模、工艺、监控水平和管理体制,结合当地实际情况确定。

8.0.6 机修间、电修间、仓库等附属生产建筑物应结合生产要求布置,并宜集中布置和适当合建。

8.0.7 生产管理建筑物和生活设施宜集中布置,力求位置和朝向合理,并与生产构筑物保持一定距离。采暖地区锅炉房宜布置在水厂最小频率风向的上风向。

8.0.8 水厂内各种管线应综合安排,避免互相干扰,满足施工要求,有适当的维护条件;管线密集区或有分期建设要求可采用综合管廊,综合管廊的设计可按现行国家标准《城市综合管廊工程技术规范》GB 50838 的规定执行。

8.0.9 水厂的防洪标准不应低于城市防洪标准,并应留有安全裕度。

8.0.10 一、二类城市主要水厂的供电应采用一级负荷。一、二类

城市非主要水厂及三类城市的水厂可采用二级负荷。当不能满足时,应设置备用动力设施。

8.0.11 生产构筑物必须设置栏杆、防滑梯、检修爬梯、安全护栏等安全设施。

8.0.12 水厂内可设置滤料、管配件等露天堆放场地。

8.0.13 水厂建筑物造型宜简洁美观,材料选择适当,并应考虑建筑的群体效果及与周围环境的协调。

8.0.14 严寒地区的净水构筑物应建在室内;寒冷地区的净水构筑物是否建在室内或采取加盖措施应根据当地的实际气候条件确定。

8.0.15 水厂生产和附属生产及生活等建筑物的防火设计应符合现行国家标准《建筑设计防火规范》GB 50016 的有关规定。

8.0.16 水厂内应设置通向各构筑物和建筑物的通道,并应符合下列规定:

1 水厂的主要交通车辆道路应环行设置;

2 建设规模Ⅰ类水厂可设双车道,建设规模Ⅱ类和Ⅲ类水厂可设单车道;

3 主要车行道的宽度:单车道应为 3.5m ~4.0m,双车道应为 6m~7m,支道和车间引道不应小于 3m;

4 车行道尽头处和材料装卸处应根据需要设置回车道;

5 车行道转弯半径应为 6m~10m,其中主要物料运输道路转弯半径不应小于 9m;

6 人行道路的宽度应为 1.5m~2.0m;

7 通向构筑物的室外扶梯倾角不宜大于 45°;

8 人行天桥宽度不宜小于 1.2m。

8.0.17 水厂雨水管道应单独设置,水厂雨水管道设计降雨重现期宜选用 2 年~5 年,雨水排除应根据周边城市雨水管道的排水标准确定采用自排或强排水方式。有条件时,雨水宜收集利用。

8.0.18 水厂生产废水与排泥水、脱水污泥、生产与生活污水的处

置与排放应符合项目环评报告及其批复的要求。

8.0.19 水厂应设置大门和围墙。围墙高度不宜小于 2.5m。有排泥水处理的水厂,宜设置脱水泥渣专用通道及出入口。

8.0.20 水厂宜设置电视监控系统等安全保护设施,并应符合当地有关部门和水厂管理的要求。

8.0.21 水厂应进行绿化。

9 水 处 理

9.1 一 般 规 定

9.1.1 水处理工艺流程的选用及主要构筑物的组成,应根据原水水质、设计生产能力、处理后水质要求,经过调查研究以及必要的试验验证或参照相似条件下已有水厂的运行经验,结合当地操作管理条件,通过技术经济比较综合研究确定。

9.1.2 生活饮用水处理工艺流程中,必须设置消毒工艺。

9.1.3 水处理构筑物的设计水量,应按最高日供水量加水厂自用水量确定。水厂自用水量应根据原水水质、处理工艺和构筑物类型等因素通过计算确定,自用水率可采用设计规模的5%~10%。

9.1.4 水处理构筑物的设计参数必要时应按原水水质最不利情况(如沙峰、低温、低浊等)下所需最大供水量进行校核。

9.1.5 水厂设计时,应考虑任一构筑物或设备检修、清洗而停运时仍能满足生产需求。

9.1.6 净水构筑物应根据需要设置排泥管、排空管、溢流管或压力冲洗设施等。

9.1.7 用于生活饮用水处理的氧化剂、混凝剂、助凝剂、消毒剂、稳定剂和清洗剂等化学药剂产品必须符合卫生要求。

9.1.8 当原水的含沙量、浊度、色度、藻类和有机污染物等较高或pH值异常,导致水厂运行困难或出水水质下降甚至超标时,可在常规处理前增设预处理。

9.2 预 处 理

I 预 沉 处 理

9.2.1 当原水含沙量和浊度较高时,宜采取预沉处理。

9.2.2 预沉方式的选择,应根据原水含沙量及其粒径组成、沙峰持续时间、排泥要求、处理水量和水质要求等因素,结合地形条件采用沉沙、自然沉淀或凝聚沉淀。

9.2.3 预沉处理的设计含沙量应通过对设计典型年沙峰曲线的分析,结合避沙蓄水设施的设置条件,合理选取。

9.2.4 预沉处理工艺、设计参数可按现行行业标准《高浊度水给水设计规范》CJJ 40 的有关规定选取,也可通过试验或参照类似水厂的运行经验确定。

II 生物预处理

9.2.5 当原水氨氮含量较高,或同时存在可生物降解有机污染物或藻含量较高时,可采用生物预处理。

9.2.6 生物预处理设施应设置生物接触填料和曝气装置,进水温宜高于 5°C ;生物预处理设施前不宜投加除臭氧之外的其他氧化剂;生物预处理设施的设计参数宜通过试验或参照相似条件下的经验确定,当无试验数据或经验可参照时,可按本标准第 9.2.9 条的规定选取。

9.2.7 生物预处理的工艺形式可采用生物接触氧化池或颗粒填料生物滤池。

9.2.8 生物接触氧化池的设计应符合下列规定:

1 水力停留时间宜为 $1\text{h}\sim 2\text{h}$,曝气气水比宜为 $0.8:1\sim 2:1$,曝气系统可采用穿孔曝气系统和微孔曝气系统;

2 进出水可采用池底进水、上部出水或一侧进水、另一侧出水等方式,进水配水方式宜采用穿孔花墙,出水方式宜采用堰式;

3 可布置成单段式或多段式,有效水深宜为 $3\text{m}\sim 5\text{m}$,多段式宜采用分段曝气;

4 填料可采用硬性填料、弹性填料和悬浮填料等;硬性填料宜采用分层布置;弹性填料宜利用池体空间紧凑布置,可采用梅花形布置方式,单层填料高度宜为 $2\text{m}\sim 4\text{m}$;悬浮填料可按池有效体积的 $30\%\sim 50\%$ 投配,并应采取防止填料堆积及流失的

措施；

5 应设置冲洗、排泥和放空设施。

9.2.9 颗粒填料生物滤池的设计应符合下列规定：

1 可为下向流或上向流，下向流滤池可参照普通快滤池布置，上向流滤池可参照上向流颗粒活性炭吸附池布置；当采用上向流时，应采取防止进水配水系统堵塞和出水系统填料流失的措施；

2 填料粒径宜为 3mm~5mm，填料厚度宜为 2.0m~2.5m；空床停留时间宜为 15min~45min，曝气的气水比宜为 0.5 : 1~1.5 : 1；滤层终期过滤水头下向流宜为 1.0m~1.5m，上向流宜为 0.5m~1.0m；

3 下向流滤池布置方式可参照砂滤池，冲洗方式应采用气水反冲洗，并应依次进行气冲、气水联合冲、水漂洗；气冲强度宜为 10L/(m²·s)~15L/(m²·s)，气水联合冲时水冲强度宜为 4L/(m²·s)~8L/(m²·s)，单水冲洗方式时水冲强度宜为 12L/(m²·s)~17L/(m²·s)；

4 填料宜选用轻质多孔球形陶粒或轻质塑料球形颗粒填料；

5 宜采用穿孔管曝气，穿孔管位于配水配气系统的上部。

III 化学预处理

9.2.10 采用氯预氧化处理工艺时，加氯点和加氯量应合理确定，并应减少消毒副产物的产生。

9.2.11 采用臭氧氧化时，应符合本标准第 9.10 节的有关规定。

9.2.12 采用高锰酸钾预氧化时，应符合下列规定：

1 高锰酸钾宜在水厂取水口加入；当在水处理流程中投加时，先于其他水处理药剂投加的时间不宜少于 3min；

2 经过高锰酸钾预氧化的水应通过砂滤池过滤；

3 高锰酸钾预氧化的药剂用量应通过试验确定并应精确控制；

4 用于去除有机微污染物、藻和控制臭味的高锰酸钾投加量可为 0.5mg/L~2.5mg/L；

- 5 高锰酸钾宜采用湿式投加,投加溶液浓度宜为 1%~4%;
- 6 高锰酸钾投加量控制宜采用出水色度或氧化还原电位的检测反馈结合人工观察的方法;
- 7 高锰酸钾的储存、输送和投加车间应按防爆建筑设计,并应有防尘和集尘设施。

IV 粉末活性炭吸附预处理

9.2.13 原水在短时间内含较高浓度溶解性有机物、具有异臭异味时,可采用粉末活性炭吸附。采用粉末活性炭吸附应符合下列规定:

- 1 粉末活性炭投加点宜根据水处理工艺流程综合考虑确定,并宜加于原水中,经过与水充分混合、接触后,再投加混凝剂或氯;
- 2 粉末活性炭的用量宜根据试验确定,可为 5mg/L~30mg/L;
- 3 湿投的粉末活性炭浆浓度可采用 5%~10%(按重量计);
- 4 粉末活性炭粒径应按现行行业标准《生活饮用水净水厂用煤质活性炭》CJ/T 345 的规定选择或通过选炭试验确定,一般采用 200 目;
- 5 粉末活性炭的储存、输送和投加车间应按防爆建筑设计,并应有防尘和集尘设施。

9.3 混凝剂和助凝剂的投配

9.3.1 混凝剂和助凝剂品种的选择及其用量应根据原水混凝沉淀试验结果或参照相似条件下的水厂运行经验等,经综合比较确定。聚丙烯酰胺加注量应控制出厂水中的聚丙烯酰胺单体含量不超过现行国家标准《生活饮用水卫生标准》GB 5749 规定的限值。

9.3.2 混凝剂和助凝剂的储备量应按当地供应、运输等条件确定,宜按最大投加量的 7d~15d 计算。

9.3.3 混凝剂和助凝剂的投配应采用溶液投加方式。有条件的水厂应采用液体原料经稀释配置后或直接投加。

9.3.4 混凝剂和助凝剂的原料储存和溶液配置设计应符合下列规定：

1 计算固体混凝剂和助凝剂仓库面积时，其堆放高度可为1.5m~2.0m，有运输设备时堆放高度可适当增加；

2 液体原料混凝剂宜储存在地下储液池中，储液池不应少于2个；

3 混凝剂和助凝剂溶液配置应包括稀释配置投加溶液的溶液池和与投加设备相连的投加池，当混凝剂和助凝剂为固体时应配置溶解池；当设置2个及以上溶液池时，溶液池可兼作投加池，并互为备用和交替使用；

4 混凝剂和助凝剂的溶解和稀释配置应按投加量、混凝剂性质，选用水力、机械或压缩空气等搅拌、稀释方式；

5 混凝剂和助凝剂溶解和稀释配置次数应根据混凝剂投加量和配制条件等因素确定，每日不宜大于3次；

6 混凝剂和助凝剂溶解池不宜少于2个，溶液池和投加池的总数不应少于2个；溶解池宜设在地下，溶液池和投加池宜在地上；

7 采用聚丙烯酰胺为助凝剂时，聚丙烯酰胺的原料储存和溶液配置应符合现行行业标准《高浊度水给水设计规范》CJJ 40的有关规定；

8 混凝剂和助凝剂的溶解池、溶液池、投加池和原料储存池应采用耐腐蚀的化学储罐或混凝土池；采用酸、碱为助凝剂时，原料储存和溶液配置应采用耐腐蚀的化学储罐；化学储罐宜在地上，储罐下方周边应设药剂泄漏的收集槽；

9 采用氯为助凝剂时，应符合本标准第9.9节的有关规定；

10 采用石灰、高锰酸钾、聚丙烯酰胺为助凝剂时，宜采用成套配置与投加设备。

9.3.5 混凝剂和助凝剂投配的溶液浓度可采用5%~20%；固体原料按固体重量或有效成分计算，液体原料按有效成分计算。酸、碱可采用原液投加。聚丙烯酰胺投配的溶液浓度应符合现行行业

标准《高浊度水给水设计规范》CJJ 40 的有关规定。

9.3.6 混凝剂和助凝剂的投加应符合下列规定：

1 应采用计量泵加注或流量调节阀加注，且应设置计量设备并采取稳定加注量的措施；

2 加注设备宜按一对一加注配置，且每一种规格的加注设备应至少配置 1 套备用设备；当 1 台加注设备同时服务 1 个以上加注点时，加注点的设计加注量应一致，加注管道宜同程布置，同时服务的加注点不宜超过 2 个；

3 应采用自动控制投加，有反馈控制要求的加注设备应具备相应的功能；

4 聚丙烯酰胺的加注应符合现行行业标准《高浊度水给水设计规范》CJJ 40 的有关规定。

9.3.7 与混凝剂和助凝剂接触的池内壁、设备、管道和地坪，应根据混凝剂或助凝剂性质采取相应的防腐措施。

9.3.8 加药间宜靠近投药点并应尽量设置在通风良好的地段。室内应设置每小时换气 8 次~12 次的机械通风设备，入口处的室外应设置应急水冲淋设施。

9.3.9 药剂仓库及加药间应根据具体情况，设置计量工具和搬运设备。

9.4 混凝、沉淀和澄清

I 一般规定

9.4.1 沉淀池或澄清池类型应根据原水水质、设计生产能力、处理后水质要求，并考虑原水水温变化、制水均匀程度以及是否连续运转等因素，结合当地条件通过技术经济比较确定。

9.4.2 沉淀池和澄清池的个数或能够单独排空的分格数不应小于 2 个。

9.4.3 设计沉淀池和澄清池时，应考虑均匀配水和集水。

9.4.4 沉淀池积泥区和澄清池沉泥浓缩室(斗)的容积，应根据进

出水的悬浮物含量、处理水量、加药量、排泥周期和浓度等因素通过计算确定。

9.4.5 沉淀池和澄清池应采用机械化排泥装置。有条件时,可对机械化排泥装置实施自动化控制。

9.4.6 澄清池絮凝区应设取样装置。

9.4.7 沉淀池宜采用穿孔墙配水,穿孔墙孔口流速不宜大于 0.1m/s 。

9.4.8 沉淀池和澄清池宜采用集水槽集水,集水槽溢流率不宜大于 $250\text{m}^3/(\text{m}\cdot\text{d})$ 。

II 混 合

9.4.9 混合设备应根据所采用的混凝剂品种,使药剂与水进行恰当的急剧、充分混合。

9.4.10 混合方式的选择应考虑处理水量、水质变化,可采用机械混合或水力混合。

III 絮 凝

9.4.11 絮凝池应与沉淀池合建。

9.4.12 絮凝池形式和絮凝时间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。

9.4.13 隔板絮凝池应符合下列规定:

- 1 絮凝时间宜为 $20\text{min}\sim 30\text{min}$;
- 2 絮凝池廊道的流速应由大到小渐变,起端流速宜为 $0.5\text{m/s}\sim 0.6\text{m/s}$,末端流速宜为 $0.2\text{m/s}\sim 0.3\text{m/s}$;
- 3 隔板间净距宜大于 0.5m ;
- 4 絮凝池内宜有排泥设施。

9.4.14 机械絮凝池应符合下列规定:

- 1 絮凝时间宜为 $15\text{min}\sim 20\text{min}$,低温低浊水处理絮凝时间宜为 $20\text{min}\sim 30\text{min}$;
- 2 池内宜设 3 级~4 级搅拌机;
- 3 搅拌机的转速应根据桨板边缘处的线速度通过计算确定,

线速度宜自第一级的 0.5m/s 逐渐变小至末级的 0.2m/s;

4 池内宜设防止水体短流的设施;

5 絮凝池内应有放空设施。

9.4.15 折板絮凝池应符合下列规定:

1 絮凝时间宜为 15min~20min,第一段和第二段絮凝时间宜大于 5min;低温低浊水处理絮凝时间宜为 20min~30min;

2 絮凝过程中的速度应逐段降低,分段数不宜小于三段,第一段流速宜为 0.25m/s~0.35m/s,第二段流速宜为 0.15m/s~0.25m/s,第三段流速宜为 0.10m/s~0.15m/s;

3 折板夹角宜采用 90° ~ 120° ;

4 第三段宜采用直板;

5 絮凝池内应有排泥设施。

9.4.16 栅条(网格)絮凝池应符合下列规定:

1 絮凝池宜采用多格竖流式。

2 絮凝时间宜为 12min~20min;处理低温低浊水时,絮凝时间可延长至 20min~30min;处理高浊水时,絮凝时间可采用 10min~15min。

3 絮凝池竖井流速、过栅(过网)和过孔流速应逐段递减,分段数宜分三段,流速应符合下列规定:

1)竖井平均流速:前段和中段宜为 0.14m/s~0.12m/s,末段宜为 0.14m/s~0.10m/s;

2)过栅(过网)流速:前段宜为 0.30m/s~0.25m/s,中段宜为 0.25m/s~0.22m/s,末端不宜安放栅条(网格);

3)竖井之间孔洞流速:前段宜为 0.30m/s~0.20m/s,中段宜为 0.20m/s~0.15m/s,末段宜为 0.14m/s~0.10m/s;

4)用于处理高浊水时,过网眼流速宜控制在 0.6m/s~0.2m/s,并宜自前到末递减。

4 絮凝池宜布置成 2 组或多组并联形式。

5 絮凝池内应有排泥设施。

IV 平流沉淀池

9.4.17 平流沉淀池的沉淀时间和水平流速宜通过试验或参照相似条件下的水厂运行经验确定,沉淀时间可为 1.5h~3.0h,低温低浊水处理沉淀时间宜为 2.5h~3.5h,水平流速可采用 10mm/s~25mm/s。

9.4.18 平流沉淀池水流应避免过多转折。

9.4.19 平流沉淀池的有效水深可采用 3.0m~3.5m。沉淀池的每格宽度(数值等同于导流墙间距)宜为 3m~8m,不应大于 15m;长度与宽度之比不应小于 4,长度与深度之比不应小于 10。

V 上向流斜管沉淀池

9.4.20 斜管沉淀池清水区液面负荷宜通过试验或参照相似条件下的水厂确定,可采用 $5.0\text{m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{h}) \sim 9.0\text{m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{h})$,低温低浊水处理液面负荷可采用 $3.6\text{m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{h}) \sim 7.2\text{m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{h})$ 。

9.4.21 斜管管径宜为 25mm~40mm,斜长宜为 1.0m,倾角宜为 60° 。

9.4.22 斜管沉淀池的清水区保护高度不宜小于 1.2m,底部配水区高度不宜小于 2.0m。

VI 侧向流斜板沉淀池

9.4.23 侧向流斜板沉淀池的设计宜符合下列规定:

1 斜板沉淀区的设计颗粒沉降速度、液面负荷宜通过试验或参照相似条件下的水厂运行经验确定,无数据时,设计颗粒沉降速度可采用 $0.16\text{mm/s} \sim 0.30\text{mm/s}$,清水区液面负荷可采用 $6.0\text{m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{h}) \sim 12.0\text{m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{h})$,低温低浊水宜采用下限值;

2 斜板板距宜采用 80mm~100mm;

3 斜板倾斜角度宜采用 60° ;

4 单层斜板板长不宜大于 1.0m。

VII 高速澄清池

9.4.24 高速澄清池的设计应符合下列规定:

1 高速澄清池应同时投加混凝剂和高分子助凝剂。沉淀区

宜设置斜管,清水区液面负荷应根据原水水质和出水要求,按类似条件下的运行经验确定,有条件时应试验验证,可采用 $12\text{m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{h}) \sim 25\text{m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{h})$;用于高浊度水处理时可采用 $7.2\text{m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{h}) \sim 15.0\text{m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{h})$;

2 斜管管径宜为 30mm~60mm,斜长宜为 0.6m~1.0m,倾角为 60° ;

3 斜管区上部清水区保护高度不宜小于 1.0m,底部配水区高度不宜小于 1.5m,污泥浓缩区高度不宜小于 2.0m;

4 斜管下部的分离区宜每隔 30cm~50cm 设取样管;

5 絮凝区提升循环的水量应可调节,宜为设计流量的 5 倍~10 倍;

6 污泥回流量应可调节,宜为高速澄清池设计水量的 3%~5%。

Ⅷ 机械搅拌澄清池

9.4.25 机械搅拌澄清池清水区的液面负荷应按相似条件下的运行经验确定,可采用 $2.9\text{m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{h}) \sim 3.6\text{m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{h})$ 。低温低浊时,液面负荷宜采用较低值,且宜加设斜管。

9.4.26 水在机械搅拌澄清池中的总停留时间可采用 1.2h~1.5h。

9.4.27 搅拌叶轮提升流量可为进水流量的 3 倍~5 倍,叶轮直径可为第二絮凝室内径的 70%~80%,并应设调整叶轮转速和开启度的装置。

9.4.28 机械搅拌澄清池是否设置机械刮泥装置,应根据水池直径、底坡、进水悬浮物含量及其颗粒组成等因素确定。

Ⅸ 脉冲澄清池

9.4.29 脉冲澄清池清水区的液面负荷,应按相似条件下的运行经验确定,可采用 $2.5\text{m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{h}) \sim 3.2\text{m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{h})$ 。

9.4.30 脉冲周期可采用 30s~40s,充放时间比应为 3:1~4:1。

9.4.31 脉冲澄清池的悬浮层高度和清水区高度,可分别采用1.5m和2.0m。

9.4.32 脉冲澄清池应采用穿孔管配水,上设人字形稳流板。

9.4.33 虹吸式脉冲澄清池的配水总管,应设排气装置。

X 气 浮 池

9.4.34 气浮池宜用于浑浊度小于100 NTU及含有藻类等密度小的悬浮物质的原水。

9.4.35 接触室的上升流速可采用10mm/s~20mm/s,分离室的向下流速可采用1.5mm/s~2.0mm/s,分离室液面负荷可为 $5.4\text{m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{h}) \sim 7.2\text{m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{h})$ 。

9.4.36 气浮池的单格宽度不宜大于10m;池长不宜大于15m;有效水深可采用2.0m~3.0m。

9.4.37 溶气罐的压力及回流比应根据原水气浮试验情况或参照相似条件下的运行经验确定,溶气压力可采用0.2MPa~0.4MPa;回流比可采用5%~10%。溶气释放器的型号及个数应根据单个释放器在选定压力下的出流量及作用范围确定。

9.4.38 压力溶气罐的总高度可采用3.0m,罐内填料高度宜为1.0m~1.5m,罐的截面水力负荷可采用 $100\text{m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{h}) \sim 150\text{m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{h})$ 。

9.4.39 气浮池宜采用刮渣机排渣。刮渣机的行车速度不宜大于5m/min。

9.4.40 多雨、多风地区的气浮池宜设棚。

9.4.41 气浮池出水宜采用穿孔管集水,穿孔管孔口流速不宜大于0.5m/s。

9.5 过 滤

I 一般规定

9.5.1 滤料应具有足够的机械强度和抗蚀性能,可采用石英砂、无烟煤和重质矿石等。

9.5.2 滤池型式应根据设计生产能力、运行管理要求、进出水水质和净水构筑物高程布置等因素,结合厂址地形条件,通过技术经济比较确定。

9.5.3 滤池的分格数应根据滤池形式、生产规模、操作运行和维护检修等条件通过技术经济比较确定。除无阀滤池和虹吸滤池外,不得少于4格。

9.5.4 滤池的单格面积应根据滤池形式、生产规模、操作运行、滤后水收集及冲洗水分配的均匀性,通过技术经济比较确定。

9.5.5 滤料层厚度与有效粒径之比(L/d_{10} 值):细砂及双层滤料过滤应大于1000,粗砂滤料过滤应大于1250。

9.5.6 除滤池构造和运行时无法设置初滤水排放设施的滤池外,滤池宜设有初滤水排放设施。

9.5.7 光照充沛、气温较高的地区,砂滤池宜设棚。

II 滤速及滤料组成

9.5.8 滤池应按正常情况下的滤速设计,并应以检修情况下的强制滤速校核。

9.5.9 滤池滤速及滤料组成应根据进水水质、滤后水水质要求、滤池构造等因素,通过试验或参照相似条件下已有滤池的运行经验确定,并宜按表9.5.9采用。

表 9.5.9 滤池滤速及滤料组成

滤料种类	滤料组成			正常滤速 (m/h)	强制滤速 (m/h)
	有效粒径(mm)	均匀系数	厚度(mm)		
单层细砂滤料	石英砂 $d_{10}=0.55$	$K_{80}<2.0$	700	6~9	9~12
双层滤料	无烟煤 $d_{10}=0.85$	$K_{80}<2.0$	300~400	8~12	12~16
	石英砂 $d_{10}=0.55$	$K_{80}<2.0$	400		
均匀级配 粗砂滤料	石英砂 $d_{10}=0.9\sim 1.2$	$K_{60}<1.6$	1200~1500	6~10	10~13

注:滤料的相对密度(g/cm^3)为:石英砂 2.50~2.70,无烟煤 1.40~1.60,实际采购的滤料粒径与设计粒径的允许偏差为 $\pm 0.05mm$ 。

9.5.10 当滤池采用大阻力配水系统时,其承托层材料、粒径与厚度宜按表 9.5.10 采用。

表 9.5.10 大阻力配水系统承托层材料、粒径与厚度

层次(自上而下)	材料	粒径(mm)	厚度(mm)
1	砾石	2~4	100
2	砾石	4~8	100
3	砾石	8~16	100
4	砾石	16~32	本层顶面应高出配水系统孔眼 100

9.5.11 采用滤头配水(气)系统时,承托层可采用粒径 2mm~4mm 粗砂,厚度不宜小于 100mm。

Ⅲ 配水、配气系统

9.5.12 滤池配水、配气系统,应根据滤池形式、冲洗方式、单格面积、配气配水的均匀性等因素考虑选用。当采用单水冲洗时,可选用穿孔管、滤砖、滤头等配水系统;当采用气水冲洗时,可选用长柄滤头、塑料滤砖、穿孔管等配水、配气系统;配水、配气干管(渠)顶应设排气管,排出口应在滤池运行水位以上。

9.5.13 大阻力穿孔管配水系统孔眼总面积与滤池面积之比宜为 0.20%~0.28%;中阻力滤砖配水系统孔眼总面积与滤池面积之比宜为 0.6%~0.8%;小阻力滤头配水系统缝隙总面积与滤池面积之比宜为 1.25%~2.00%。

9.5.14 大阻力配水系统应按冲洗流量,根据下列要求通过计算确定:

- 1 配水干管(渠)进口处的流速宜为 1.0m/s~1.5m/s;
- 2 配水支管进口处的流速宜为 1.5m/s~2.0m/s;
- 3 配水支管孔眼出口流速宜为 5.0m/s~6.0m/s。

9.5.15 长柄滤头配气配水系统应按冲洗气量、水量,根据下列要求通过计算确定:

- 1 配气干管进口端流速宜为 10m/s~20m/s;

- 2 配水(气)渠配气孔出口流速宜为 10m/s 左右;
- 3 配水干管进口端流速宜为 1.5m/s 左右;
- 4 配水(气)渠配水孔出口流速宜为 1m/s~1.5m/s。

IV 冲 洗

9.5.16 滤池冲洗方式的选择应根据滤料层组成、配水配气系统形式,通过试验或参照相似条件下已有滤池的经验确定,并宜按表 9.5.16 采用。

表 9.5.16 滤池冲洗方式和程序

滤料组成	冲洗方式、程序
单层细砂级配滤料	(1)水冲 (2)气冲—水冲
单层粗砂均匀级配滤料	气冲—气水同时冲—水冲
双层煤、砂级配滤料	(1)水冲 (2)气冲—水冲

9.5.17 单水冲洗滤池的冲洗强度滤料膨胀率及冲洗时间宜按表 9.5.17 采用。

**表 9.5.17 单水冲洗滤池的冲洗强度滤料膨胀率
及冲洗时间(水温 20℃ 时)**

滤料组成	冲洗强度[L/(m ² ·s)]	膨胀率(%)	冲洗时间(min)
单层细砂级配滤料	12~15	45	7~5
双层煤、砂级配滤料	13~16	50	8~6

- 注:1 当采用表面冲洗设备时,冲洗强度可取低值;
- 2 应考虑由于全年水温、水质变化因素,有适当调整冲洗强度和历时的可能;
 - 3 选择冲洗强度应考虑所用混凝剂品种的因素;
 - 4 膨胀率数值仅作设计计算用;
 - 5 当增设表面冲洗设备时,表面冲洗设备宜采用 2L/(m²·s)~3L/(m²·s) (固定式)或 0.50L/(m²·s)~0.75L/(m²·s) (旋转式),冲洗时间均为 4min~6min。

9.5.18 气水冲洗滤池的冲洗强度及冲洗时间宜按表 9.5.18 采用。

表 9.5.18 气水冲洗滤池的冲洗强度及冲洗时间

滤池种类	先气冲洗		气水同时冲洗			后水冲洗		表面扫洗	
	强度[L/ (m ² ·s)]	时间 (min)	气强度 [L/ (m ² ·s)]	水强度 [L/ (m ² ·s)]	时间 (min)	强度[L/ (m ² ·s)]	时间 (min)	强度[L/ (m ² ·s)]	时间 (min)
单层细砂级配滤料	15~20	3~1	—	—	—	8~10	7~5	—	—
双层煤、砂级配滤料	15~20	3~1	—	—	—	6.5~10	6~5	—	—
单层粗砂均匀级配滤料	13~17 (13~17)	2~1 (2~1)	13~17 (13~17)	3~4 (1.5~2)	4~3 (5~4)	4~8 (3.5~4.5)	8~5 (8~5)	1.4~2.3	全程

注:1 表中单层粗砂均匀级配滤料中,无括号的数值适用于无表面扫洗的滤池;括号内的数值适用于有表面扫洗的滤池;

2 不适用于翻板滤池。

9.5.19 单水冲洗滤池的冲洗周期,当为单层细砂级配滤料时,宜采用 12h~24h;气水冲洗滤池的冲洗周期,当为粗砂均匀级配滤料时,宜采用 24h~36h。

V 滤池配管(渠)

9.5.20 滤池应设下列管(渠),其管径(断面)宜根据表 9.5.20 要求通过计算确定。

表 9.5.20 各种管(渠)和流速(m/s)

管(渠)名称	流 速
进水	0.8~1.2
出水	1.0~1.5
冲洗水	2.0~2.5
排水	1.0~1.5
初滤水排放	3.0~4.5
输气	10~20

VI 普通快滤池

- 9.5.21** 单层、双层滤料滤池冲洗前水头损失宜采用 2.0m~2.5m。
- 9.5.22** 滤层表面以上的水深宜采用 1.5m~2.0m。
- 9.5.23** 单层滤料快滤池宜采用大阻力或中阻力配水系统,双层滤料滤池宜采用中阻力配水系统。
- 9.5.24** 冲洗排水槽的总平面面积不应大于滤池面积的 25%,滤料表面到洗砂排水槽底的距离应等于冲洗时滤层的膨胀高度。
- 9.5.25** 滤池冲洗水的供给可采用水泵或高位水箱(塔)。

当采用高位水箱(塔)冲洗时,高位水箱(塔)有效容积应按单格滤池冲洗水量的 1.5 倍计算,水箱(塔)及出水管路上应设置调节冲洗水量的设施。

当采用水泵冲洗时,宜设 1.5 倍~2.0 倍单格滤池冲洗水量的冲洗水调节池;水泵的能力应按单格滤池冲洗水量设计;水泵的配置应适应冲洗强度变化的需求,并应设置备用机组。

VII V 型滤池

- 9.5.26** V 型滤池冲洗前的水头损失可采用 2.0m~2.5m。
- 9.5.27** 滤层表面以上的水深不应小于 1.2m。
- 9.5.28** V 型滤池宜采用长柄滤头配气、配水系统。
- 9.5.29** V 型滤池冲洗水的供应应采用水泵,并应设置备用机组;水泵的配置应适应冲洗强度变化的需求。
- 9.5.30** V 型滤池冲洗气源的供应应采用鼓风机,并应设置备用机组。
- 9.5.31** V 型滤池两侧进水槽的槽底配水孔口至中央排水槽边缘的水平距离宜在 3.5m 以内,不得大于 5m。表面扫洗配水孔的纵向轴线应保持水平。
- 9.5.32** V 型进水槽断面应按非均匀流满足配水均匀性要求计算确定,其斜面与池壁的倾斜度宜采用 $45^{\circ}\sim 50^{\circ}$ 。
- 9.5.33** V 型滤池的进水系统应设置进水总渠,每格滤池进水应

设可调整堰板高度的进水堰；每格滤池出水应设调节阀并宜设可调整堰板高度的出水堰，滤池的出水系统宜设置出水总渠。

9.5.34 反冲洗空气总管的管底应高于滤池的最高水位。

9.5.35 V型滤池长柄滤头配气配水系统的设计应采取有效措施，控制同格滤池所有滤头滤帽或滤柄顶表面在同一水平高程，其误差允许范围应为 $\pm 5\text{mm}$ 。

9.5.36 V型滤池的冲洗排水槽顶面宜高出滤料层表面 500mm 。

Ⅷ 虹吸滤池

9.5.37 虹吸滤池的最少分格数，应按滤池在低负荷运行时，仍能满足一格滤池冲洗水量的要求确定。

9.5.38 虹吸滤池冲洗前的水头损失，可采用 1.5m 。

9.5.39 虹吸滤池冲洗水头应通过计算确定，宜采用 $1.0\text{m}\sim 1.2\text{m}$ ，并应有调整冲洗水头的措施。

9.5.40 虹吸进水管和虹吸排水管的断面积宜根据下列流速通过计算确定：

1 进水管： $0.6\text{m/s}\sim 1.0\text{m/s}$ ；

2 排水管： $1.4\text{m/s}\sim 1.6\text{m/s}$ 。

Ⅸ 重力式无阀滤池

9.5.41 无阀滤池的分格数宜采用2格 \sim 3格。

9.5.42 每格无阀滤池应设单独的进水系统，进水系统应有防止空气进入滤池的措施。

9.5.43 无阀滤池冲洗前的水头损失可采用 1.5m 。

9.5.44 过滤室内滤料表面以上的直壁高度应等于冲洗时滤料的最大膨胀高度再加保护高度。

9.5.45 无阀滤池的反冲洗应设有辅助虹吸设施，并应设置调节冲洗强度和强制冲洗的装置。

Ⅹ 翻板滤池

9.5.46 翻板滤池冲洗前的水头损失可采用 $2.0\text{m}\sim 2.5\text{m}$ 。

9.5.47 滤层表面以上的水深宜采用 $1.5\text{m}\sim 2.0\text{m}$ 。

9.5.48 翻板滤池可采用适合气水联合反冲的专用穿孔管或滤头配水、配气系统；采用专用穿孔管配水、配气时，承托层的顶面应高出横向布水布气管顶部配气孔 50mm 以上，承托层的级配可按本标准表 9.5.10 或通过试验确定；采用滤头配水、配气时，承托层可按本标准第 9.5.11 条确定。

9.5.49 翻板滤池冲洗方式的选择应根据滤料种类及分层组成，通过试验或参照相似条件下已有滤池的经验确定，气冲强度宜为 $15\text{L}/(\text{m}^2 \cdot \text{s}) \sim 17\text{L}/(\text{m}^2 \cdot \text{s})$ ，气水同时冲洗下的水冲强度宜为 $2.5\text{L}/(\text{m}^2 \cdot \text{s}) \sim 3\text{L}/(\text{m}^2 \cdot \text{s})$ ，单水冲下的水冲强度宜为 $15\text{L}/(\text{m}^2 \cdot \text{s}) \sim 17\text{L}/(\text{m}^2 \cdot \text{s})$ 。

9.5.50 翻板滤池冲洗水的供应可采用水泵，也可采用高位水箱。当采用水泵冲洗时，宜设有 1.5 倍～2.0 倍单格滤池冲洗水量的冲洗水调节池；水泵的能力应按单格滤池冲洗水量设计；水泵的配置应适应冲洗强度变化的需求，并应设置备用机组。当采用高位水箱(塔)冲洗时，水箱(塔)有效容积应按单格滤池冲洗水量的 1.5 倍计算，水箱(塔)及出水管路上应设置调节冲洗水量的设施。

9.5.51 翻板滤池冲洗气源的供应应采用鼓风机，并应设置备用机组。

9.5.52 翻板滤池的池宽不宜大于 6m，不应大于 8m；翻板滤池的长度不应大于 15m。

9.5.53 翻板滤池的进水系统应设置进水总渠；每格滤池进水应设可调整堰板高度的进水堰；每格滤池出水应设调节阀并宜设可调整堰板高度的出水堰；滤池的出水系统宜设置出水总渠；翻板滤池的排水系统应设置分阶段开启的翻板阀及排水总渠。

9.5.54 滤层表面以上水临时储存冲洗废水区域高度不应小于 1.5m。

9.5.55 翻板阀底距滤层顶垂直距离不应小于 0.30m。

9.5.56 反冲气空气总管的管底应符合本标准第 9.5.34 条的规定。

9.5.57 采用穿孔管配水、配气系统时,宜采用竖向配水、配气总渠(管)结合横向布水、布气支管的基本构架,横向布水、布气支管应在不同高度分别设置气孔和水孔,气孔和水孔的孔径与数量应确保布水布气均匀。配水、配气系统宜按下列数据通过计算确定:

1 竖向配水管流速:1.5m/s~2.5m/s;

2 竖向配气管流速:15m/s~25m/s;

3 横向布水、布气管水孔流速:1.0m/s~1.5m/s,气孔流速:10m/s~20m/s。

9.5.58 穿孔管配水、配气系统的材料的选用应符合涉水卫生标准的要求,宜采用PE管或不低于S304材质的不锈钢管。

9.5.59 穿孔管配水、配气系统,横向布水、布气管单根管,水平误差允许范围应为 $\pm 3\text{mm}$,同格滤池相互水平误差允许范围应为 $\pm 10\text{mm}$;竖向配水管、配气管应保证垂直,下端管口的水平误差允许范围应为 $\pm 2\text{mm}$ 。

9.6 地下水除铁和除锰

I 工艺流程选择

9.6.1 生活饮用水的地下水源中铁、锰含量超过生活饮用水卫生标准规定时,或生产用水中铁、锰含量超过工业用水标准时,应进行除铁、除锰处理。

9.6.2 地下水除铁、除锰工艺流程的选择及构筑物的组成应根据原水水质、处理后水质要求、除铁、除锰试验或参照水质相似水厂运行经验,通过技术经济比较确定。

9.6.3 当原水中二价铁小于 5mg/L ,二价锰小于 0.5mg/L 时,工艺流程应为:原水 \rightarrow 曝气溶氧装置 \rightarrow 除铁、除锰滤池 \rightarrow 出水。

9.6.4 当原水中二价铁大于 5mg/L ,二价锰大于 0.5mg/L 时,可采用本标准第9.6.3条中的工艺流程,除铁、除锰滤池滤层应适当加厚,也可采用两级过滤流程。采用一级过滤或是两级过滤,设

计时应根据具体情况对工程的经济性和水质风险进行全面评估来决定。两级过滤工艺流程应为：原水→曝气溶氧装置→除铁滤池→除锰滤池→出水。

9.6.5 当含铁锰水中伴生氨氮，且氨氮大于 1mg/L 时，宜采用两级曝气两级过滤工艺：原水→曝气溶氧装置→除铁滤池→曝气溶氧装置→除锰滤池→出水。

II 曝气装置

9.6.6 曝气装置应根据原水水质和工艺对溶解氧的需求来选定，可采用跌水、淋水、喷水、射流曝气、压缩空气、板条式曝气塔、接触式曝气塔或叶轮式表面曝气装置。

9.6.7 采用跌水装置时，跌水级数可采用1级~3级，每级跌水高度宜为 $0.5\text{m}\sim 1.0\text{m}$ ，单宽流量宜为 $20\text{m}^3/(\text{m}\cdot\text{h})\sim 50\text{m}^3/(\text{m}\cdot\text{h})$ 。

9.6.8 采用淋水装置（穿孔管或莲蓬头）时，孔眼直径可采用 $4\text{mm}\sim 8\text{mm}$ ，孔眼流速宜为 $1.5\text{m/s}\sim 2.5\text{m/s}$ ，安装高度宜为 $1.5\text{m}\sim 2.5\text{m}$ 。当采用莲蓬头时，每个莲蓬头的服务面积宜为 $1.0\text{m}^2\sim 1.5\text{m}^2$ 。

9.6.9 采用喷水装置时，每 10m^2 集水池面积上宜装设4个~6个向上喷出的喷嘴，喷嘴处的工作水头宜采用 7m 。

9.6.10 采用射流曝气装置时，其构造应根据工作水的压力、需气量和出口压力等通过计算确定。工作水可采用全部、部分原水或其他压力水。

9.6.11 采用压缩空气曝气时，每立方米水的需气量（以 L 计）宜为原水二价铁含量（以 mg/L 计）的2倍~5倍。

9.6.12 采用板条式曝气塔时，板条层数可为4层~6层，层间净距宜为 $400\text{mm}\sim 600\text{mm}$ 。

9.6.13 采用接触式曝气塔时，填料层层数可为1层~3层，填料宜采用 $30\text{mm}\sim 50\text{mm}$ 粒径的焦炭块或矿渣，每层填料厚度宜为 $300\text{mm}\sim 400\text{mm}$ ，层间净距不宜小于 600mm 。

9.6.14 淋水装置、喷水装置、板条式曝气塔和接触式曝气塔的淋

水密度,可采用 $5\text{m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{h}) \sim 10\text{m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{h})$ 。淋水装置接触水池容积,宜按 $30\text{min} \sim 40\text{min}$ 处理水量计算。接触式曝气塔底部集水池容积,宜按 $15\text{min} \sim 20\text{min}$ 处理水量计算。

9.6.15 采用叶轮表面曝气装置时,曝气池容积可按 $20\text{min} \sim 40\text{min}$ 处理水量计算,叶轮直径与池长边或直径之比可为 $1:6 \sim 1:8$,叶轮外缘线速度可为 $4\text{m/s} \sim 6\text{m/s}$ 。

9.6.16 当跌水、淋水、喷水、板条式曝气塔、接触式曝气塔或叶轮表面曝气装置设在室内时,应考虑通风设施。

III 除铁、除锰滤池

9.6.17 除铁、除锰滤池的滤料可选择天然锰砂、石英砂和无烟煤等。

9.6.18 除铁、除锰滤池滤料的粒径:石英砂宜为 $d_{\text{min}} = 0.5\text{mm}$, $d_{\text{max}} = 1.2\text{mm}$;锰砂宜为 $d_{\text{min}} = 0.6\text{mm}$, $d_{\text{max}} = 1.2\text{mm} \sim 2.0\text{mm}$ 。厚度宜为 $800\text{mm} \sim 1200\text{mm}$ 。滤速宜为 $5\text{m/h} \sim 7\text{m/h}$ 。

9.6.19 除铁、除锰滤池宜采用大阻力配水系统,其承托层可按本标准表 9.5.10 选用。当采用锰砂滤料时,承托层的顶面两层应改为锰矿石。

9.6.20 除铁、除锰滤池的冲洗强度、膨胀率和冲洗时间可按表 9.6.20 采用。

表 9.6.20 除铁、除锰滤池的冲洗强度、膨胀率和冲洗时间

序号	滤料种类	滤料粒径 (mm)	冲洗方式	冲洗强度 [$\text{L}/(\text{m}^2 \cdot \text{s})$]	膨胀率 (%)	冲洗时间 (min)
1	石英砂	0.5~1.2	水冲洗	10~15	30~40	>7
2	锰砂	0.6~1.2	水冲洗	12~18	30	10~15
3	锰砂	0.6~1.5	水冲洗	15~18	25	10~15
4	锰砂	0.6~2.0	水冲洗	15~18	22	10~15

注:表中所列锰砂滤料冲洗强度为按滤料相对密度($\text{g} \cdot \text{cm}^{-3}$)在 3.4~3.6 之间,且冲洗水温为 8C 时的数据。

9.7 除 氟

I 一般规定

9.7.1 当原水氟化物含量超过现行国家标准《生活饮用水卫生标准》GB 5749 的规定时,应进行除氟。

9.7.2 饮用水除氟可采用混凝沉淀法、活性氧化铝吸附法、反渗透法等。本标准除氟工艺适用于原水含氟量 $1\text{mg/L}\sim 10\text{mg/L}$ 、含盐量小于 10000mg/L 、悬浮物小于 5mg/L 、水温 $5\text{C}\sim 30\text{C}$ 。

9.7.3 除氟过程中产生的废水及泥渣排放应符合国家现行标准的有关规定。

II 混凝沉淀法

9.7.4 混凝沉淀法宜用于含氟量小于 4mg/L 的原水,投加的药剂宜选用铝盐。

9.7.5 药剂投加量(以 Al^{3+} 计)应通过试验确定,宜为原水含氟量的 10 倍 \sim 15 倍。

9.7.6 工艺流程宜选用:原水 \rightarrow 混合 \rightarrow 絮凝 \rightarrow 沉淀 \rightarrow 过滤。

9.7.7 混合、絮凝和过滤的设计参数应符合本标准第 9.3 节 \sim 第 9.5 节的规定,投加药剂后水的 pH 值应控制在 $6.5\sim 7.5$ 。

9.7.8 沉淀时间应通过试验确定,宜为 4h。

III 活性氧化铝吸附法

9.7.9 活性氧化铝的粒径应小于 2.5mm ,宜为 $0.5\text{mm}\sim 1.5\text{mm}$ 。

9.7.10 在原水接触滤料之前,宜采用投加硫酸、盐酸、醋酸等酸性溶液或投加二氧化碳气体等调整 pH 值在 $6.0\sim 7.0$ 。

9.7.11 吸附滤池的滤速和运行方式应按下列规定采用:

1 当滤池进水 pH 值大于 7.0 时,应采用间断运行方式,滤速宜为 $2\text{m/h}\sim 3\text{m/h}$,连续运行时间 $4\text{h}\sim 6\text{h}$,间断 $4\text{h}\sim 6\text{h}$;

2 当滤池进水 pH 值小于 7.0 时,宜采用连续运行方式,其滤速宜为 $6\text{m/h}\sim 8\text{m/h}$ 。

9.7.12 滤池滤料厚度宜按下列规定选用:

- 1 当原水含氟量小于 4mg/L 时,滤料厚度宜大于 1.5m;
- 2 当原水含氟量大于或等于 4mg/L 时,滤料厚度宜大于 1.8m。

9.7.13 滤池滤料再生处理的再生液宜采用氢氧化钠溶液,也可采用硫酸铝溶液。

9.7.14 采用氢氧化钠再生时,再生过程可采用“反冲→再生→二次反冲→中和”四个阶段;采用硫酸铝再生时,可省去中和阶段。

IV 反 渗 透 法

9.7.15 反渗透装置宜由保安过滤器、高压泵、反渗透膜组件、清洗系统、控制系统等组成。

9.7.16 进入反渗透装置原水的污染指数(FI)应小于 4。若原水不能满足膜组件的进水水质要求时,应采取相应的预处理措施。

9.7.17 反渗透预处理水量可按下式计算:

$$Q = (Q_d + Q_n)a \quad (9.7.17)$$

式中:Q——预处理水量(m³/h);

Q_d——淡水流量(m³/h);

Q_n——浓水流量(m³/h);

a——预处理设备的自用水系数,可取 1.05~1.10。

9.7.18 反渗透装置设计时,设备之间应留有足够的操作和维修空间,设备不能设置在多尘、高温、震动的地方,装置宜放置室内且避免阳光直射;当环境温度低于 4℃ 时,应采取防冻措施。

9.8 除 砷

I 一 般 规 定

9.8.1 当生活饮用水的原水中砷含量超过现行国家标准《生活饮用水卫生标准》GB 5749 的规定时,应采取除砷处理。

9.8.2 饮用水除砷方法应根据出水水质要求、处理水量、当地经济条件等,通过技术经济比较后确定。可采用铁盐混凝沉淀法,也

可采用离子交换法、吸附法、反渗透或低压反渗透(纳滤)法等。

9.8.3 含砷水处理应先采用氯、臭氧、过氧化氢、高锰酸钾或其他锰化合物将水中的三价砷氧化成五价砷,然后再采用本标准第9.8.2条的方法加以去除。

9.8.4 除砷过程中产生的浓水或泥渣等排放应符合国家现行标准的有关规定。

II 铁盐混凝沉淀法

9.8.5 铁盐混凝沉淀法除砷宜用于含砷量小于 1mg/L 、 pH 值 $6.5\sim 7.8$ 的原水。对含有三价砷的原水,应先预氧化后,再处理。

9.8.6 铁盐混凝沉淀法除砷可采用下列工艺流程(图9.8.6)。

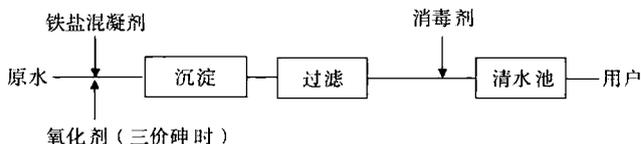


图9.8.6 铁盐混凝沉淀法除砷工艺流程

9.8.7 投加的药剂宜选用聚合硫酸铁、三氯化铁或硫酸亚铁。药剂投加量宜为 $20\text{mg/L}\sim 30\text{mg/L}$,可通过试验确定。

9.8.8 沉淀宜选用机械搅拌澄清池,混合时间宜为 1min ,混合搅拌转速宜为 $100\text{r/min}\sim 400\text{r/min}$;絮凝区水力停留时间宜为 20min 。

9.8.9 过滤可采用多介质过滤器过滤或微滤。选用多介质过滤器过滤时,滤速宜为 $4\text{m/h}\sim 6\text{m/h}$,空床接触时间宜为 $2\text{min}\sim 5\text{min}$ 。选用微滤过滤时,微滤膜孔径宜选用 $0.2\mu\text{m}$ 。

9.8.10 当地下水砷超标不多、悬浮物浓度较低时,可采用预氧化、铁盐微絮凝直接过滤的工艺。

III 离子交换法

9.8.11 离子交换法除砷宜用于含砷量小于 0.5mg/L 、 pH 值为 $6.5\sim 7.5$ 的原水。对 pH 值不在此范围内的原水,应先调节 pH 值后,再处理。

9.8.12 离子交换法除砷可采用下列工艺流程(图 9.8.12)。



图 9.8.12 离子交换法除砷工艺流程

9.8.13 离子交换树脂宜选用聚苯乙烯阴离子树脂。接触时间宜为 1.5min~3.0min,层高宜为 1m。

9.8.14 离子交换树脂的再生宜采用氯化钠再生法。聚苯乙烯树脂宜采用最低浓度不小于 3%的氯化钠溶液再生。

9.8.15 用氯化钠溶液再生时,用盐量宜为 $87\text{kg}/(\text{m}^3 \text{树脂})$,树脂再生可使用 10 次。

9.8.16 含砷的废盐溶液可投加三氯化铁除砷,投加量宜为 $39\text{kg FeCl}_3/\text{kg As}$ 。

IV 吸 附 法

9.8.17 吸附法除砷宜用于含砷量小于 $0.5\text{mg}/\text{L}$ 、pH 值为 5.5~6.0 的原水。对 pH 值不在此范围内的原水,应先调节 pH 值后,再处理。

9.8.18 吸附剂宜选用活性氧化铝。再生时可采用氢氧化钠或硫酸铝溶液。

9.8.19 吸附法除砷可采用下列工艺流程(图 9.8.19)。

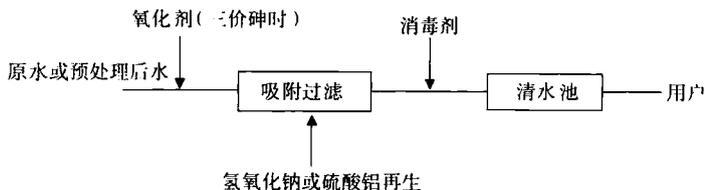


图 9.8.19 吸附法除砷工艺流程

9.8.20 当选用活性氧化铝吸附时,活性氧化铝的粒径应小于2.5mm,宜为0.5mm~1.5mm,层高宜为1.5m,空床流速宜为5m/h~10m/h。

9.8.21 当选用活性氧化铝吸附时,可用1.0mol/L的氢氧化钠溶液再生,所用体积应为4倍床体积;用0.2mol/L的硫酸淋洗,所用体积应为4倍床体积;每次再生会损耗2%的三氧化二铝。

V 反渗透或低压反渗透(纳滤)法

9.8.22 反渗透或低压反渗透(纳滤)法除砷工艺宜用于处理砷含量较高的地下水或地表水。可根据不同水质,采用反渗透或低压反渗透(纳滤)。

9.8.23 反渗透或低压反渗透(纳滤)法除砷可采用下列工艺流程(图9.8.23)。

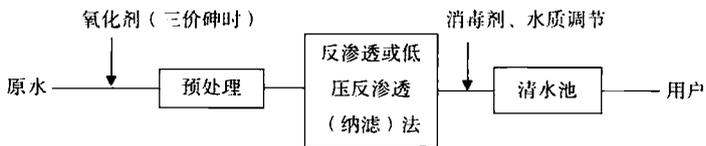


图 9.8.23 反渗透或低压反渗透(纳滤)法除砷工艺流程

9.8.24 反渗透或低压反渗透(纳滤)法装置的进水水质要求、技术工艺等宜按本标准第9.7.15条~第9.7.18条执行。

9.9 消毒

I 一般规定

9.9.1 消毒工艺的选择应依据处理水量、原水水质、出水水质、消毒剂来源、消毒剂运输与储存的安全要求、消毒副产物形成的可能、净水处理工艺等,通过技术经济比较确定。消毒工艺可选择化学消毒、物理消毒以及化学与物理组合消毒,并应符合下列规定:

1 常用的化学消毒工艺应包括氯消毒、氯胺消毒、二氧化氯消毒、臭氧消毒等,物理消毒工艺应为紫外线消毒;

2 当使用液氯和液氨在运输和贮存方面受到较多限制时,经技术经济比较和安全评估后,可采用次氯酸钠和硫酸铵;

3 液氯或次氯酸钠供应不便、消毒剂量需求不大的偏远地区小型水厂或集中式供水装置可采用漂白粉、漂白精等稳定型消毒剂,或是采用现场制备二氧化氯、次氯酸钠消毒剂的设备;

4 采用紫外线消毒作为主消毒工艺时,后续应设置化学消毒设施。

9.9.2 消毒工艺位置设置应根据原水水质、工艺流程和消毒方法等,并适当考虑水质的变化确定。采用化学消毒工艺时,消毒剂可在过滤后单点投加,也可在工艺流程中多点投加。采用紫外消毒工艺时,应设在滤后。

9.9.3 化学消毒剂的设计投加量和紫外线设计剂量,宜通过试验并根据相似条件水厂运行经验按最大用量确定,出厂水消毒剂剩余浓度和消毒副产物应符合现行国家标准《生活饮用水卫生标准》GB 5749 的有关规定。

9.9.4 采用化学消毒时,消毒剂与水应充分混合接触,接触时间应根据消毒剂种类和消毒目标以满足 CT 值的要求确定;水厂有条件时,宜单独设立消毒接触池。兼用于消毒接触的清水池,内部廊道总长与单宽之比宜大于 50。

紫外线消毒应保证充分照射的条件,并选用使用寿命内稳定达到设计剂量的紫外线水消毒设备。

9.9.5 消毒设备应适应水质、水量变化对消毒剂量变化的需要,并能在设计变化范围内精确控制剂量。消毒设备应有备用。

9.9.6 消毒系统中所有与化学物接触的设备与器材均应有良好的密封性和耐腐蚀性,所有可能接触到化学物的建筑结构、构件和墙地面均应做防腐处理。

II 液氯消毒、液氯和液氨氯胺消毒

9.9.7 液氯消毒或液氯与液氨的氯胺消毒系统设计应包括液氯(液氨)瓶储存、气化、投加和安全等方面。

9.9.8 当采用液氯与液氨的氯胺消毒时,氯与氨的投加比例应通过试验确定,可采用重量比 3 : 1~6 : 1。

9.9.9 水与氯、氨应充分混合,氯消毒有效接触时间不应小于 30min,氯胺消毒有效接触时间不应小于 120min。

9.9.10 水厂宜采用全自动真空加氯系统,并应符合下列规定:

1 系统宜包括氯瓶歧管(气相或液相)、工作和待命氯瓶歧管切换装置、蒸发器(必要时)、真空调节器、真空加氯机、氯气输送管道、投加水射器和水射器动力水系统。

2 氯库内在线工作氯瓶和在线待命氯瓶的连接数量均不宜大于 4 个,歧管切换装置与真空调节器宜设置在氯库内。

3 当加氯量大于 40kg/h 时,系统中应设置蒸发器或采取其他安全可靠的增加气化量的措施;设置蒸发器时,氯瓶歧管应采用液相歧管,蒸发器与真空调节器应设在专设的蒸发器间内。

4 投加水射器应安装在氯投加点处;加氯机与水射器之间的氯气输送管道长度不宜大于 200m;水射器动力水宜经专用泵自厂用水管网或出厂总管上抽取加压供给,供水压力应满足水射器加注的需求,管道布置上应满足不间断供水要求。

5 加氯机宜采用一对一加注的方式配置;当 1 台加氯机同时服务 1 个以上加注点时,每个加注点的设计加注量应一致,水射器后的管道宜同程布置,同时服务的加注点不宜超过 2 个。

6 加氯机及其管道应有备用;当配有不同规格加氯机时,至少应配置 1 套最大规格的公共备用加氯机。

7 加氯机应能显示瞬间投加量。

9.9.11 采用漂白粉或漂粉精消毒时,应先配制成浓度为 1%~2% 的澄清溶液,再通过计量泵加注。原料储存、溶液配制及加注系统可按本标准第 9.3 节的有关规定执行。

9.9.12 水厂宜采用全自动真空加氨系统。除可不设蒸发器外,系统的基本组成、配置与布置要求与全自动真空加氯系统相同。当水射器动力水硬度大于 50mg/L 时,应采取防止和消除投加口

结垢堵塞的措施。

采用直接压力投加氨气时,投加设备的出口压力应小于 0.1MPa;当原水硬度大于 50mg/L 时,应采取消除投加口结垢堵塞的措施。

9.9.13 加氯间和氯库、加氨间和氨库应设置在水厂最小频率风向的上风向,宜与其他建筑的通风口保持一定的距离,并应远离居住区、公共建筑、集会和游乐场所。

9.9.14 所有连接在加氯歧管上的氯瓶均应设置电子秤或磅秤;采用温水加温氯瓶气化时,设计水温应低于 40℃;氯瓶、氨瓶与加注设备之间应设置防止水或液氯倒灌的截止阀、逆止阀和压力缓冲罐。

9.9.15 氯库的室内温度应控制在 40℃ 以内。氯(氨)库和加氯(氨)间室内采暖应采用散热器等无明火方式,散热器不应邻近氯(氨)瓶和投加设备布置。

9.9.16 加氯(氨)间、氯(氨)库和氯蒸发器间应采取下列安全措施:

1 氯库不应设置阳光直射氯(氨)瓶的窗户。氯库应设置单独外开的门,不应设置与加氯间和氯蒸发器间相通的门。氯库大门上应设置人行安全门,其安全门应向外开启,并能自行关闭。

2 加氯(氨)间、氯(氨)库和氯蒸发器间必须与其他工作间隔开,并应设置直接通向外部并向外开启的门和固定观察窗。

3 加氯(氨)间、氯(氨)库和氯蒸发器间应设置低、高检测极限的泄漏检测仪和报警设施。

4 氯库、加氯间和氯蒸发器间应设事故漏氯吸收处理装置,处理能力按 1h 处理 1 个满瓶漏氯量计,处理后的尾气应符合现行国家标准《大气污染物综合排放标准》GB 16297 的有关规定。漏氯吸收装置应设在临近氯库的单独房间内,氯库、加氯间和氯蒸发器间的地面应设置通向事故漏氯吸收处理装置的吸气地沟。

5 氯库应设置专用的空瓶存放区。

6 加氯间和氨库的建筑均应按防爆建筑要求进行设计,房间内的电气设备应采用防爆型设备。

9.9.17 加氯(氨)间、氯(氨)库和氯蒸发器间的通风系统的设置应符合下列规定:

1 加氯(氨)间、氯(氨)库和氯蒸发器间应设每小时换气8次~12次的通风系统;

2 加氯间、氯库和氯蒸发器间的通风系统应设置高位新鲜空气进口和低位室内空气排至室外高处的排放口;

3 加氯间及氨库的通风系统应设置低位进口和高位排出口;

4 氯(氨)库应设根据氯(氨)气泄漏量启闭通风系统或漏氯吸收处理装置的自动切换控制系统。

9.9.18 加氯(氨)间、氯(氨)库和氯蒸发器间外部应设有室内照明和通风设备的室外开关以及防毒护具、抢救设施和抢修工具箱等。

9.9.19 加氯、加氨管道及配件应采用耐腐蚀材料。输送氯和氨的有压部分管道应采用特殊厚壁无缝钢管,加氯(氨)间真空管道及氯(氨)水溶液管道及取样管等应采用塑料等耐腐蚀管材。

9.9.20 氯瓶和氨瓶应分别存放在单独的仓库内,且应与加氯间(或氯蒸发器间)和加氨间毗连。

液氯(氨)瓶库应设置起吊机械设备,起重量应大于满瓶重量的一倍以上。库房的出入口要便于瓶的装卸进出。

液氯(氨)库的储备量应按当地供应、运输等条件确定,城镇水厂可按最大用量的7d~15d计算。

III 二氧化氯消毒

9.9.21 二氧化氯应采用化学法现场制备后投加。二氧化氯制备宜采用盐酸还原法和氯气氧化法。

9.9.22 二氧化氯设计投加量的确定应保证出厂水的亚氯酸盐或氯酸盐浓度不超过现行国家标准《生活饮用水卫生标准》GB 5749规定的限值。

9.9.23 二氧化氯消毒系统应采用包括原料调制供应、二氧化氯发生、投加的成套设备,发生设备与投加设备应有备用,并应有相应有效的各种安全设施。二氧化氯消毒系统中的储罐、发生设备和管材均应有良好的密封性和耐腐蚀性。在设置二氧化氯消毒系统设备的建筑内,所有可能与原料或反应生成物接触的建筑构件和墙地面应做防腐处理。

9.9.24 二氧化氯与水应充分混合,消毒接触时间不应少于30min。

9.9.25 制备二氧化氯的原材料氯酸钠、亚氯酸钠和盐酸、氯气等严禁相互接触,必须分别贮存在分类的库房内,贮放槽应设置隔离墙。

9.9.26 二氧化氯发生与投加设备应设在独立的设备间内,并与原料库房毗邻且设置观察原料库房的固定观察窗。

9.9.27 二氧化氯消毒系统的各原料库房与设备间应符合下列规定:

- 1 各个房间应相互隔开,室内应互不连通;
- 2 各个房间均应设置直接通向外部并对外开启的门,外部均应设室内照明和通风设备的室外开关以及放置防毒面具、抢救设施和抢修工具箱等;

- 3 氯酸钠、亚氯酸钠库房建筑均应按防爆建筑要求进行设计;

- 4 原料库房与设备间均应有保持良好通风的设备,每小时换气应为8次~12次,室内应备有快速淋浴、洗眼器;氯酸钠、亚氯酸钠库房应有保持良好干燥状态的设施,盐酸库房内应设置酸泄漏的收集槽,氯瓶库房设计应符合本标准第9.9.14条~第9.9.18条的有关规定;

- 5 二氧化氯发生与投加设备间应配备二氧化氯泄漏的低、高检测极限检测仪和报警设施,并室内应设喷淋装置。

9.9.28 二氧化氯制备的原料库房储存量可按不大于最大用量10d计算。

IV 次氯酸钠氯消毒、次氯酸钠与硫酸铵氯胺消毒

9.9.29 采用次氯酸钠氯消毒时,经技术经济比较后,可采用商品次氯酸钠溶液或采用次氯酸钠发生器通过电解食用盐现场制取;采用硫酸铵溶液加氨进行氯胺消毒时,宜采用商品硫酸铵溶液,氯和氨的投加比例及消毒接触时间应按本标准第 9.9.8 条和第 9.9.9 条执行。

9.9.30 商品次氯酸钠溶液原液浓度约 10%(有效氯)时,储存浓度宜按 5%(有效氯)考虑,储备量宜按储存浓度和最大用量的 7d 左右计算。商品硫酸铵溶液可采用 7%~8%(有效氨)原液储存和直接投加;当投加量较小时,可进行 1:1~1:3 稀释后储存并投加,储备量可按储存浓度和最大用量的 7d~15d 计算。

9.9.31 次氯酸钠和硫酸铵溶液的溶液池可兼做投加池,不宜少于 2 个;次氯酸钠和硫酸铵溶液池均应做防腐处理,有条件时,可按本标准第 9.3.4 条的规定采用化学储罐作为溶液池。次氯酸钠和硫酸铵溶液可在室内或室外储存,应单独储存;当次氯酸钠和硫酸铵溶液储存在同一建筑内时,应分别设在不同的房间内,且储液池(罐)放空系统不应相通,并应各自接至室外独立的废液处理井;当在室外储存时,两种溶液的储液池不应共用公共池壁,应单独设储液池(罐)且不应相邻布置,放空系统不应相通,并应各自接至独立的废液处理井;气温较高地区宜设置在室内或室外地下。

9.9.32 次氯酸钠、硫酸铵溶液投加系统的设计可按本标准第 9.3.6 条的第 1 款~第 3 款执行。当投加设备处在同一建筑内时,应分别设在不同的房间内,且室内加注管道不应在同一管槽或空间内敷设。

9.9.33 次氯酸钠和硫酸铵溶液的投加间、储存间应设置每小时换气 8 次~12 次的机械通风设备,室内可能与次氯酸钠和硫酸铵溶液接触的建筑构件和墙地面应做防腐处理,在房间出入口附近应至少设置一套快速淋浴、洗眼器。

9.9.34 次氯酸钠发生投加系统的设计应采用包括盐水调配、盐

水储存、次氯酸钠发生、投加、储存、风机等的成套设备，并应有相应有效的各种安全设施。

9.9.35 对于大型或重要性较高的水厂，在采用制用次氯酸钠时，原盐溶解和次氯酸钠发生系统宜设置 2 组以上的，宜有 20%~30% 的富裕能力。次氯酸钠制成溶液储存容量宜按 12h~48h 最大用量设置。

9.9.36 次氯酸钠发生系统的原料储备量可按平均投加量的 5d~10d 计算；贮藏面积计算时，堆放高度可按 1.5m~2.0m 计；次氯酸钠发生系统的盐水每日配置次数不宜大于 2 次，并宜采用自动化程度配置较高的装置。

9.9.37 次氯酸钠发生器上部应设密封罩收集电解产生的氢气，罩顶应设专用高位通风管直接伸至户外，且出风管口应远离火种、不受雷击。次氯酸钠发生器所在建筑的屋顶不得有吊顶、梁顶无通气孔的下翻梁。

9.9.38 次氯酸钠发生器及制成液储存设施的所在房间应设置每小时换气 8 次~12 次的高位通风的机械通风设备，在房间出入口附近应至少设置一套快速淋浴、洗眼器。

9.9.39 食用盐储存间内的起重设备、电气设备、门窗等均应采取耐高盐度的防腐措施。

V 紫外线消毒

9.9.40 紫外线消毒工艺的采用应根据原水水质特征、水处理工艺特点及出水水质的要求，经技术经济比较后确定。

9.9.41 当紫外线消毒作为主要消毒工艺时，紫外线有效剂量不应小于 $40\text{mJ}/\text{cm}^2$ 。

9.9.42 紫外线水消毒设备应采用管式消毒设备。

9.9.43 紫外线消毒工艺应设置于过滤后，且应设置超越系统。

9.9.44 应根据待消毒水的处理规模、用地条件、原水水质特征、进入紫外线水消毒设备的进水水质、经济性、合理性、管理便利性等情况，合理确定紫外灯类型、紫外线水消毒设备的数量和备用

方式。

9.9.45 管式消毒设备的选型应根据适用的流速与消毒效果,结合水头损失综合考虑确定。管式消毒设备本身水头损失宜小于0.5m,管路系统的设计流速宜采用1.2m/s~1.6m/s。

9.9.46 管式消毒设备间的设计应符合下列规定:

1 平面布置可平行布置,也可交错布置,水平间距应满足紫外灯管抽检的要求;

2 高程布置宜避免局部隆起积气;

3 消毒设备前后宜保持一定长度的直管段,前部直管段长度不应小于消毒设备管径的3倍,后部直管段长度宜大于消毒设备管径的3倍;

4 每台消毒设备前后直管段上应设置隔离阀门,前部管段的高点应设置排气阀;

5 每台消毒设备前宜设置流量计;

6 设备间宜设置起重机。

9.9.47 紫外线灯套管的清洗方式应根据水质情况、使用寿命、维护管理等选择化学、机械或两者结合的方式。

9.10 臭氧氧化

I 一般规定

9.10.1 臭氧氧化工艺的设置应根据其净水工艺不同的目的确定,并宜符合下列规定:

1 以去除溶解性铁、锰、色度、藻类,改善臭味以及混凝条件,替代前加氯以减少氯消毒副产物为目的的预臭氧,宜设置在混凝沉淀(澄清)之前;

2 以降解大分子有机物、灭活病毒和消毒或为其后续生物氧化处理设施提高溶解氧为目的后臭氧,宜设置在沉淀、澄清后或砂滤池后。

9.10.2 臭氧氧化工艺设施的设计应包括气源装置、臭氧发生装

置、臭氧气体输送管道、臭氧接触池,以及臭氧尾气消除装置。

9.10.3 臭氧设计投加量宜根据待处理水的水质状况并结合试验结果确定,也可参照相似水质条件下的经验选用,预臭氧宜为 0.5mg/L ~1.0mg/L,后臭氧宜为 1.0mg/L ~2.0mg/L。

当原水溴离子含量较高时,臭氧投加量的确定应考虑防止出厂水溴酸盐超标,必要时,尚应采取阻断溴酸盐生成途径或降低溴酸盐生成量的工艺措施。

9.10.4 臭氧氧化系统中必须设置臭氧尾气消除装置。

9.10.5 所有与臭氧气体或溶解有臭氧的水体接触的材料应耐臭氧腐蚀。

II 气源装置

9.10.6 臭氧发生装置的气源品种及气源装置的形式应根据气源成本、臭氧的发生量、场地条件以及臭氧发生的综合单位成本等因素,经技术经济比较后确定。

9.10.7 臭氧发生装置的气源可采用空气或氧气,氧气的气源装置可采用液氧储罐或制氧机。所供气体的露点应低于 -60°C ,其中的碳氧化物、颗粒物、氮以及氩等物质的含量不能超过臭氧发生装置的要求。

9.10.8 气源装置的供气量及供气压力应满足臭氧发生装置最大发生量时的要求,且气源装置应邻近臭氧发生装置设置。

9.10.9 供应空气的气源装置中的主要设备应有备用。

9.10.10 液氧储罐供氧装置的液氧储存量应根据场地条件和当地的液氧供应条件综合考虑确定,不宜少于最大日需氧量的 3d 用量,液氧气化装置宜有备用。

9.10.11 制氧机供氧装置应设有备用液氧储罐,其备用液氧的储存量应满足制氧设备停运维护或故障检修时的氧气供应量,不宜少于 2d 的用量。

9.10.12 以空气或制氧机为气源的气源装置应设在室内,并应采取隔音降噪措施;以液氧储罐为气源的气源装置宜设置在露天。

除臭氧发生车间外,液氧储罐、制氧站与其他各类建筑的防火距离应符合现行国家标准《氧气站设计规范》GB 50030 的有关规定;液氧储罐四周宜设栅栏或围墙,不应设产生可燃物的设施,四周地面和路面应按现行国家标准《氧气站设计规范》GB 50030 规定的范围设置非沥青路面层的不燃面层。

采用液氧储罐或制氧机气源装置时,厂区应有满足液氧槽车通行、转弯和回车要求的道路和场地。

III 臭氧发生装置

9.10.13 臭氧发生装置应包括臭氧发生器、供电及控制设备、冷却设备以及臭氧和氧气泄漏探测及报警设备。

9.10.14 臭氧发生装置的产量应满足最大臭氧加注量的要求。

9.10.15 采用空气源时,臭氧发生器应采用硬备用配置;采用氧气源时,经技术经济比较后,可选择采用软备用或硬备用配置;采用软备用配置时,臭氧发生器的配置台数不宜少于 3 台。

9.10.16 臭氧发生器内循环水冷却系统宜包括冷却水泵、热交换器、压力平衡水箱和连接管路。与内循环水冷却系统中热交换器换热的外部冷却水水温不宜高于 30℃;外部冷却水源应接自厂自用水管道;当外部冷却水水温不能满足要求时,应采取降温措施。

9.10.17 臭氧发生装置应尽可能设置在离臭氧用量较大的臭氧接触池较近的位置。

9.10.18 臭氧发生装置应设置在室内。室内空间应满足设备安装维护的要求;室内环境温度宜控制在 30℃ 以内,必要时,可设空调设备。

9.10.19 臭氧发生间的设置应符合下列规定:

1 臭氧发生间内应设置每小时换气 8 次~12 次的机械通风设备,通风系统应设置高位新鲜空气进口和低位室内空气排至室外高处的排放口;

2 应设置臭氧泄漏低、高检测极限的检测仪和报警设施;

3 车间入口处的室外应放置防护器具、抢救设施和工具箱,

并应设置室内照明和通风设备的室外开关。

IV 臭氧气体输送管道

9.10.20 输送臭氧气体的管道直径应满足最大输气量的要求,管道设计流速不宜大于15m/s。管材应采用316L不锈钢。

9.10.21 臭氧气体输送管道敷设可采用架空、埋地或管沟。在气候炎热地区,设置在室外的臭氧气体管道宜外包绝热材料。

以氧气为气源发生的臭氧气体输送管道的敷设设计可按现行国家标准《氧气站设计规范》GB 50030中的有关氧气管道的敷设规定执行。

V 臭氧接触池

9.10.22 臭氧接触池的个数或能够单独排空的分格数不宜少于2个。

9.10.23 臭氧接触池的接触时间应根据工艺目的和待处理水的水质情况,通过试验或参照相似条件下的运行经验确定。当无试验条件或可参照经验时,可按本标准第9.10.26条、第9.10.27条的规定选取。

9.10.24 臭氧接触池应全密闭。池顶应设置臭氧尾气排放管和自动双向压力平衡阀,池内水面与池内顶宜保持0.5m~0.7m距离,接触池入口和出口处应采取防止接触池顶部空间内臭氧尾气进入上下游构筑物的措施。

9.10.25 臭氧接触池水流应采用竖向流,并应设置竖向导流隔板将接触池分成若干区格。导流隔板间净距不宜小于0.8m,隔板顶部和底部应设置通气孔和流水孔。接触池出水宜采用薄壁堰跌水出流。

9.10.26 预臭氧接触池应符合下列规定:

1 接触时间宜为2min~5min;

2 臭氧气体应通过水射器抽吸后注入设于接触池进水管上的静态混合器,或经设在接触池的射流扩散器直接注入接触池内;

3 抽吸臭氧气体水射器的动力水,可采用沉淀(澄清)后、过滤后或厂用水,不宜采用原水;动力水应设置专用动力水增压泵供水;

4 接触池设计水深宜采用 4m~6m;

5 采用射流扩散器投加时,设置扩散器区格的平面形状宜为弧角矩形或圆形,扩散器应设于该反应区格的平面中心;

6 接触池顶部应设尾气收集管;

7 接触池出水端水面处宜设置浮渣排除管。

9.10.27 后臭氧接触池应符合下列规定:

1 接触池宜由二段到三段接触室串联而成,由竖向隔板分开;

2 每段接触室应由布气区格和后续反应区格组成,并由竖向导流隔板分开;

3 总接触时间应根据工艺目的确定,宜为 6min~15min,其中第一段接触室的接触时间宜为 2min~3min;

4 臭氧气体应通过设在布气区格底部的微孔曝气盘直接向水中扩散;微孔曝气盘的布置应满足该区格臭氧气体在±25%的变化范围内仍能均匀布气,其中第一段布气区格的布气量宜占总布气量的 50%左右;

5 接触池的设计水深宜采用 5.5m~6m,布气区格的水深与水平长度之比宜大于 4;

6 每段接触室顶部均应设尾气收集管。

9.10.28 臭氧接触池内壁应强化防裂、防渗措施。

VI 臭氧尾气消除装置

9.10.29 臭氧尾气消除装置应包括尾气输送管、尾气中臭氧浓度监测仪、尾气除湿器、抽气风机、剩余臭氧消除器,以及排放气体臭氧浓度监测仪及报警设备等。

9.10.30 臭氧尾气消除可采用电加热分解消除、催化剂接触分解消除或活性炭吸附分解消除等方式,以氧气为气源的臭氧处理设

施中的尾气不应采用活性炭消除方式。

9.10.31 臭氧尾气消除装置的最大设计气量应与臭氧发生装置的最大设计气量一致。抽气风机应根据臭氧发生装置的实际供气量适时调节抽气量。

9.10.32 臭氧尾气消除装置应有备用。

9.10.33 臭氧尾气消除装置设置应符合下列规定：

1 可设在臭氧接触池池顶，也可另设他处；另设他处时，臭氧尾气抽送管道的最低处应设凝结水排除装置；

2 电加热分解装置应设在室内；催化剂接触或活性炭吸附分解装置可设在室内，也可设置在室外，室外设置时应设防雨篷；

3 室内设尾气消除装置时，室内应有强排风设施，必要时可加设空调设备。

9.11 颗粒活性炭吸附

I 一般规定

9.11.1 颗粒活性炭吸附或臭氧-生物活性炭处理工艺可适用于降低水中有机、有毒物质含量或改善色、臭、味等感官指标。

9.11.2 颗粒活性炭吸附池的设计参数应通过试验或参照相似条件下的运行经验确定。

9.11.3 颗粒活性炭吸附或臭氧-生物活性炭处理工艺在水厂工艺流程中的位置，应经过技术经济比较后确定；颗粒活性炭吸附工艺宜设在砂滤之后，臭氧-生物活性炭处理工艺可设在砂滤之后或砂滤之前；当颗粒活性炭吸附或臭氧-生物活性炭处理工艺设在砂滤之后时，其进水浊度宜小于 0.5NTU；当臭氧-生物活性炭处理工艺设在砂滤之前，且前置工艺投加聚丙烯酰胺时，应慎重控制投加量；当水厂因用地紧张而难以同时建设砂滤池和炭吸附池，且原水浊度不高和有机污染较轻时，可采用在下向流颗粒活性炭吸附池炭层下增设较厚的砂滤层的方法，形成同时除浊除有机物的炭砂滤池。

9.11.4 颗粒活性炭吸附池的过流方式应根据其在工艺流程中的位置、水头损失和运行经验等因素确定,可采用下向流(降流式)或上向流(升流式)。当颗粒活性炭吸附池设在砂滤之后且其后续无进一步除浊工艺时,应采用下向流;当颗粒活性炭吸附池设在砂滤之前时,宜采用上向流。

9.11.5 颗粒活性炭吸附池分格数及单池面积应根据处理规模和运行管理条件比较确定。分格数不宜少于4个。

9.11.6 颗粒活性炭吸附池的池型应根据处理规模确定。除设计规模较小时可采用压力滤罐外,宜采用单水冲洗的普通快滤池、虹吸滤池或气水联合冲洗的普通快滤池、翻板滤池等形式。

9.11.7 活性炭应采用吸附性能好、机械强度高、化学稳定性高、粒径适宜和再生后性能恢复好的煤质颗粒活性炭。

活性炭粒径及粒度组成应根据颗粒活性炭吸附池的作用、过流方式和位置,按现行行业标准《生活饮用水净水厂用煤质活性炭》CJ/T 345的规定选择或通过选炭试验确定。下向流、砂滤后的可选用 $\phi 1.5\text{mm}$ 、8目 $\times 30$ 目、12目 $\times 40$ 目或试验确定的规格,上向流的宜选用30目 $\times 60$ 目或试验确定的规格。

9.11.8 颗粒活性炭吸附池高程设计时,应根据设计选定的活性炭膨胀度曲线,校核排(出)水槽底和出水堰顶的高程是否满足不同设计水温时,设计水量和冲洗强度下的炭床膨胀高度的要求。

9.11.9 室外设置的颗粒活性炭吸附池面应采取隔离或防护措施,管廊池壁宜设有观察窗;采用臭氧-生物活性炭工艺时,室内设置的炭吸附池池面上部建筑空间应采取防止臭氧泄漏和强化通风措施,上部建筑空间应具备便于观察、技术测定、更换炭需要的高度。

9.11.10 颗粒活性炭吸附池内壁与颗粒活性炭接触部位应强化防裂防渗措施。

9.11.11 颗粒活性炭吸附池装卸炭宜采用水力输送,整池出炭、进炭总时间宜小于24h。水力输炭管内流速应为 $0.75\text{m/s} \sim$

1.5m/s,输炭管内炭水体积比宜为1:4。输炭管的管材应采用不锈钢或硬聚氯乙烯(UPVC)管。输炭管道转弯半径应大于5倍管道直径。

II 下向流颗粒活性炭吸附池

9.11.12 处理水与活性炭层的空床接触时间宜采用6min~20min,炭床厚度宜为1.0m~2.5m,空床流速宜为8m/h~20m/h。炭床最终水头损失应根据活性炭粒径、炭层厚度和空床流速确定。

9.11.13 经常性的冲洗周期宜采用3d~6d。

采用单水冲洗时,常温下经常性冲洗强度宜采用 $11\text{L}/(\text{m}^2 \cdot \text{s})$ ~ $13\text{L}/(\text{m}^2 \cdot \text{s})$,历时宜为8min~12min,膨胀率宜为15%~20%;定期大流量冲洗强度宜采用 $15\text{L}/(\text{m}^2 \cdot \text{s})$ ~ $18\text{L}/(\text{m}^2 \cdot \text{s})$,历时宜为8min~12min,膨胀率宜为25%~35%。

采用气水联合冲洗时,应采用先气冲后水冲的模式;气冲强度宜采用 $15\text{L}/(\text{m}^2 \cdot \text{s})$ ~ $17\text{L}/(\text{m}^2 \cdot \text{s})$,历时宜为3min~5min,常温下水冲洗强度宜采用 $7\text{L}/(\text{m}^2 \cdot \text{s})$ ~ $12\text{L}/(\text{m}^2 \cdot \text{s})$,历时宜为8min~12min,膨胀率宜为15%~20%。

冲洗水应采用颗粒活性炭吸附池出水或滤池出水,采用滤池出水时,滤池进水不宜投加氯;水冲洗宜采用水泵供水,水泵配置应适应不同水温时冲洗强度调整的需要;气冲洗应采用鼓风机供气。

9.11.14 采用单水冲洗时,宜采用中阻力滤砖配水系统;采用气水联合冲洗时,宜采用适合与气水冲洗的专用穿孔管或小阻力滤头配水配气系统;滤砖配水系统承托层宜采用砾石分层级配,粒径宜为2mm~16mm,厚度不宜小于250mm;专用穿孔管配水配气系统承托层可按本标准表9.5.9采用;滤头配水配气系统承托层可按本标准第9.5.11条执行。

9.11.15 设在滤后的颗粒活性炭吸附池宜设置初滤水排放设施。

9.11.16 炭砂滤池砂滤料的厚度与级配可通过试验确定或参照本标准第9.5节的有关规定,冲洗强度应经过试验确定或参照相

似工程经验,并应满足两种滤料冲洗效果良好和冲洗不流失的要求。

III 上向流颗粒活性炭吸附池

9.11.17 处理水与活性炭层的空床接触时间宜采用 6min~10min,空床流速宜为 10m/h~12m/h,炭层厚度宜为 1.0m~2.0m。炭层最终水头损失应根据活性炭粒径、炭层厚度和空床流速确定。

9.11.18 最高设计水温时,活性炭层膨胀率应大于 25%;最低设计水温低时,正常运行和冲洗时炭层膨胀面应低于出水槽底或出水堰顶。

9.11.19 出水可采用出水槽和出水堰集水,溢流率不宜大于 $250\text{m}^3/(\text{m}\cdot\text{d})$ 。

9.11.20 经常性的冲洗周期宜采用 7d~15d。冲洗可采用先气冲后水冲,冲洗强度应满足不同水温时炭层膨胀度限制要求,冲洗水可采用滤池进水或产水。

9.11.21 配水配气系统宜采用适合于气水冲洗的专用穿孔管或小阻力滤头。专用穿孔管配水配气系统承托层可按本标准表 9.5.10 采用或通过试验确定,滤头配水配气系统承托层可按本标准第 9.5.11 条执行。

9.12 中空纤维微滤、超滤膜过滤

I 一般规定

9.12.1 中空纤维微滤、超滤膜过滤处理工艺应采用压力式膜处理工艺或浸没式膜处理工艺。膜处理工艺系统应包括过滤、物理清洗、化学清洗、完整性检测及膜清洗废液处置等基本子系统,系统主要设计参数应通过试验或根据相似工程的运行经验确定。

9.12.2 中空纤维膜应选用化学性能好、无毒、耐腐蚀、抗氧化、耐污染、酸碱度适用范围宽的成膜材料,并应符合现行国家标准《生

活饮用水输配水设备及防护材料的安全性评价标准》GB/T 17219 的有关规定。中空纤维膜的平均孔径不宜大于 $0.1\mu\text{m}$ 。

9.12.3 膜过滤的正常设计水温与最低设计水温应根据年度水质、水温和供水量的变化特点,经技术经济比较后选定。正常设计水温不宜低于 15C ,最低设计水温不宜低于 2C 。

9.12.4 在正常设计水温条件下,膜过滤系统的设计产水量应达到工程设计规模;在最低设计水温条件下,膜处理系统的产水量可低于工程设计规模,但应满足实际供水量要求。

9.12.5 膜过滤系统的水回收率不应小于 90% 。

9.12.6 当膜过滤前处理工艺投加聚丙烯酰胺时,膜进水中聚丙烯酰胺残余量不得超过膜产品的允许值。

9.12.7 过滤系统应由多个膜组或膜池及其进水、出水和排水系统组成,并应符合下列规定:

1 应满足各种设计工况条件下膜系统的通量和跨膜压差不大于最大设计通量和最大跨膜压差;

2 膜组或膜池数量不宜小于 4 个。

9.12.8 物理清洗系统应包括冲洗水泵、鼓风机(或空压机)、管道与阀门等,并应符合下列规定:

1 气冲洗和水冲洗强度宜按不同产品的建议值并结合水质条件确定;

2 冲洗水泵与鼓风机宜采用变频调速;

3 冲洗水泵与鼓风机(或空压机)应设备用;

4 反向水冲洗应采用膜过滤后水。

9.12.9 化学清洗系统应包括药剂的储存、配制、加热、投加、循环设施及配套的药剂泵、搅拌器和管道与阀门等,并应符合下列规定:

1 化学清洗应包括低浓度化学清洗和高浓度化学清洗;

2 低浓度化学清洗药剂宜采用次氯酸钠、柠檬酸,高浓度化学清洗药剂宜采用次氯酸钠、盐酸、柠檬酸和氢氧化钠等;

- 3 清洗周期应通过试验或根据相似工程的运行经验确定；
- 4 加药泵应设备用；
- 5 化学药剂的储存量不应小于 1 次化学清洗用药量，次氯酸钠的储存天数不宜大于 1 周；
- 6 清洗药剂应满足饮用水涉水产品的卫生要求。

9.12.10 化学药剂间布置应符合下列规定：

- 1 应单独设置，并宜靠近膜组或膜池；
- 2 药剂间各类药剂应分开储存、配制和投加；
- 3 应设防护设备及冲洗与洗眼设施；
- 4 酸、碱和氧化剂等药剂储罐下部应设泄漏药剂收集槽；
- 5 应设置通风设备。

9.12.11 膜完整性检测系统应包括空压机、进气管路、压力传感器或带气泡观察窗等，并应符合下列规定：

- 1 应采用压力衰减测试或与泄漏测试相结合的检测方法；
- 2 检测最小用气压力应能测出不小于 $3\mu\text{m}$ 的膜破损，最大用气压力不应导致膜破损；
- 3 空压机应采用无油螺杆式空压机或带除油装置的空压机。

9.12.12 物理清洗废水应收集于废水池或水厂排泥水系统。

II 压力式膜处理工艺

9.12.13 设计通量宜为 $30\text{L}/(\text{m}^2 \cdot \text{h}) \sim 80\text{L}/(\text{m}^2 \cdot \text{h})$ ，最大设计通量不宜大于 $100\text{L}/(\text{m}^2 \cdot \text{h})$ ；设计跨膜压差宜小于 0.10MPa ，最大设计跨膜压差不宜大于 0.20MPa ；物理清洗周期宜大于 30min ，清洗历时宜为 $1\text{min} \sim 3\text{min}$ 。

9.12.14 膜组件可采用内压力式或外压力式中空纤维膜，内压力式中空纤维膜的过滤方式可采用死端过滤或错流过滤，外压力式中空纤维膜应采用死端过滤。

9.12.15 进水系统宜包括吸水井、供水泵、预过滤器、进水母管及阀门等。

9.12.16 供水泵应采用变频调速，供水泵及其变频器的配置应满

足任何设计条件下进水流量和系统压力的要求,且应设备用。

9.12.17 吸水井的有效容积不宜小于最大一台供水泵 30min 的设计水量。

9.12.18 预过滤器应具有自清洗功能,过滤精度宜为 $100\mu\text{m}\sim 500\mu\text{m}$,并应设备用。

9.12.19 出水系统应由出水母管、阀门及出水总堰或其他控制出水压力稳定的设施组成。

9.12.20 排水系统应包括排水支管(渠)和总管(渠),且宜采用重力排水方式。

9.12.21 膜组应设在室内,可单排布置,也可多排布置;各个膜组间应配水均匀;每个膜组连接的膜组件数量不得影响各个膜组件间配水均匀性;相邻膜组件的间距应满足膜组件维护拆装的要求。

9.12.22 膜组设置区域的布置应符合下列规定:

- 1 应设置至少一个通向室外、可搬运最大尺寸设备的大门;
- 2 室内高度应满足设备安装、维修和更换的要求;
- 3 膜组上部可设起吊设备,起吊能力应按最大起吊设备的重量要求配置;
- 4 未设起吊设备时,每排膜组一侧宜设置适合轻型运输车通向大门的通道;
- 5 每个膜组周围应设检修通道。

9.12.23 化学清洗系统应设置防止化学药剂进入产水侧的自动安全措施。

Ⅲ 浸没式膜处理工艺

9.12.24 设计通量宜为 $20\text{L}/(\text{m}^2 \cdot \text{h})\sim 45\text{L}/(\text{m}^2 \cdot \text{h})$,最大设计通量不宜大于 $60\text{L}/(\text{m}^2 \cdot \text{h})$;设计跨膜压差宜小于 0.03MPa ,最大设计跨膜压差不宜大于 0.06MPa ;物理清洗周期宜大于 60min,清洗历时宜为 1min~3min;气冲洗强度应按膜池内膜箱或膜组件投影面积计算。

9.12.25 膜组件应采用外压力式中空纤维膜,过滤方式应采用死端过滤。

9.12.26 进水系统应包括进水总渠(管)、每个膜池的进水闸(阀)和堰等。

9.12.27 出水系统应包括每个膜池中连接膜箱或膜组件的集水支管、集水总管、阀门、出水泵和汇集膜池集水总管的出水总渠(管)等。出水方式可采用泵吸出水或虹吸自流水。

9.12.28 采用泵吸出水时,应符合下列规定:

- 1 出水泵应有较小的必需汽蚀余量;
- 2 出水泵应采用变频调速;
- 3 水泵启动的真空形成与控制装置应设在水泵管路最高点。

9.12.29 采用虹吸自流水时,应符合下列规定:

- 1 膜池集水总管上应设调节阀门,宜设水封堰;
- 2 真空控制装置应设在集水总管最高点。

9.12.30 排水系统应包括每个膜池的排水管和闸(阀)及汇集膜池排水管的排水总渠(管)等。

9.12.31 膜池可采用单排或双排布置,并宜布置在室内;膜池室外布置应加盖或加棚,室内布置时应设置通风设施;每个膜池的产水侧应至少设一处人工取样口;膜池一侧应设置室内管廊,出水总渠(管)、出水泵和真空形成与维持装置应布置在管廊内,冲洗泵及化学清洗加药循环泵宜布置在管廊内。

9.12.32 膜池深度应根据膜箱或膜组件高度及其底部排水区高度、顶部浸没水深、膜池超高确定。膜箱或膜组件底部排水区高度和顶部浸没水深不宜小于 300mm,膜池超高不宜小于 500mm。

9.12.33 膜池内膜箱或膜组件的数量及布置应满足集水及清洗系统均匀布气、布水的要求。膜箱或膜组件宜紧凑布置,并应有防止进水冲击膜丝的措施。膜池应设有排水管和防止底部积泥的措施,膜池排水总渠(管)应设可排至废水收集池或化学处理池的切换装置。

9.12.34 采用异地高浓度化学清洗方式时,独立化学清洗池不宜少于2个,并宜设置在每排膜池的一端。采用异地高浓度化学清洗方式的化学清洗池内壁和采用就地高浓度化学清洗方式的膜池内壁应做防腐处理,池顶四周应设置围栏和警示标志,并宜设防护设备及冲洗与洗眼设施。

9.12.35 膜池顶部四周应设走道和检修平台。检修平台应满足临时堆放不小于一个膜箱的空间要求,并应设置完整性检测气源接口和冲洗与排水设施。

9.12.36 膜池上部应设置起吊设备,起吊设备的吊装范围应包括膜池、化学清洗池、走道和检修平台。

IV 废水池

9.12.37 收集膜物理清洗废水的废水池可单独设置,并宜靠近膜处理设施。

9.12.38 废水池有效容积不应小于膜处理系统物理清洗时最大一次排水量的1.5倍,且宜分为独立的2格。

9.12.39 废水池出水提升设备应满足后续回用或排放处理设施连续均匀进水的要求,并应设备用。

V 化学处理池

9.12.40 化学清洗废水及化学清洗结束后的物理清洗废液应收集于化学处理池。化学处理池应靠近膜处理设施,也可与膜处理设施合并布置。

9.12.41 化学处理池的有效容积不宜小于膜处理系统一次化学清洗最大废液量的2倍,且宜分为独立的2格。

9.12.42 化学处理池应有混合设施,可采用池内搅拌器混合,也可采用泵循环混合;当化学处理池采用水泵排水时,排水泵可兼作循环混合泵,水泵数量不宜小于2台,并应设备用泵。

9.12.43 化学处理池内壁应做防腐处理,池内与清洗废液接触的设备应采用防腐材料;化学处理池边宜设防护设备及冲洗与洗眼设施。

9.13 水质稳定处理

9.13.1 城镇给水系统的水质稳定处理应包括原水的化学稳定性处理和出厂水的化学稳定性与生物稳定性处理。

9.13.2 原水、出厂水与管网水的化学稳定性中水 碳酸盐钙系统的稳定处理,宜按其水质饱和指数 I_L 和稳定指数 I_R 综合考虑确定:

1 当 $I_L > 0.4$ 和 $I_R < 6$ 时,酸化处理工艺应通过试验和技术经济比较确定;

2 当 $I_L < -1.0$ 和 $I_R > 9$ 时,宜加碱处理;

3 碱剂的品种及用量,应根据试验资料或相似水质条件的水厂运行经验确定;可采用石灰、氢氧化钠或碳酸钠;

4 侵蚀性二氧化碳浓度高于 15mg/L 时,可采用曝气法去除。

9.13.3 出厂水与管网水的化学稳定性中铁的稳定处理,宜按其水质拉森指数 LR 考虑确定。对于内壁裸露的铁制管材,当 LR 值较高时,铁腐蚀和管垢铁释放控制处理工艺应通过试验和技术经济比较确定。

9.13.4 出厂水与管网水的生物稳定处理,宜根据出厂水中可同化有机碳(AOC)和余氯综合考虑确定。应根据原水水质条件,选择合适的水处理工艺,使出厂水 AOC 小于 $150\mu\text{g/L}$,余氯量大于 0.3mg/L 。

9.13.5 水质稳定处理所使用的药剂含量不得对环境或工业生产造成不良影响。

10 净水厂排泥水处理

10.1 一般规定

10.1.1 水厂排泥水处理对象应包括沉淀池(澄清池)排泥水、气浮池浮渣、滤池反冲洗废水及初滤水、膜过滤物理清洗废水等。

10.1.2 水厂排泥水排入河道、沟渠等天然水体的水质应符合现行国家标准《污水综合排放标准》GB 8978 的有关规定。排入城镇排水系统时,应在该排水系统排入流量的承受能力之内。

10.1.3 水厂排泥水处理系统的污泥处理系统设计规模应按设计处理干泥量确定,水力系统设计应按设计处理流量确定。设计处理干泥量应满足多年 75%~95%日数的全量完全处理要求。

10.1.4 设计处理干泥量可按下式计算:

$$S_0 = (k_1 C_0 + k_2 D) \times k_0 Q_0 \times 10^{-6} \quad (10.1.4)$$

式中: S_0 ——设计处理干泥量(t/d);

C_0 ——原水设计浊度取值(NTU);

k_1 ——原水浊度单位 NTU 与悬浮固体单位 mg/L 的换算系数,应经过实测确定;

D ——药剂投加量(mg/L),当投加几种药剂时,应分别计算后叠加;

k_2 ——药剂转化成干泥量的系数,当投加几种药剂时,应分别取不同的转化系数计算后迭加;

Q_0 ——水厂设计规模(m^3/d);

k_0 ——水厂自用水量系数。

10.1.5 原水浊度设计取值应按全量完全处理保证率达到75%~95%、采用数理统计方法确定。当原水浊度系列资料不足时,可按下式计算:

$$C_0 = K_p \bar{C} \quad (10.1.5)$$

式中： \bar{C} ——原水多年平均浊度(NTU)；

K_p ——取值倍数，可按表 10.1.5 采用。

表 10.1.5 不同保证率的取值倍数

保证率	95%	90%	85%	80%	75%
K_p	4.00	2.77	2.20	1.63	1.39

10.1.6 水厂排泥水处理系统的设计应分别计算分析水量的平衡和干泥量的平衡。

10.1.7 除脱水机分离水外，排泥水处理系统产生的其他分离水，经技术经济比较可回用或部分回用，并应符合下列规定：

- 1 水质应符合回用要求，且不应影响水厂出水水质；
- 2 回流量应均匀；
- 3 应回流到混合设备前，与原水及药剂充分混合；
- 4 当分离水水质不符合回用要求时，经技术经济比较，可经处理后回用。

10.1.8 排泥水处理系统应具有一定的安全余量，并应设置应急超越系统和排放口。

10.1.9 排泥水处理各类构筑物的个数或分格数不宜少于 2 个，应按同时工作设计，并能单独运行，分别泄空。

10.1.10 排泥水处理系统的平面位置宜靠近沉淀池。当水厂有地形高差可利用时，宜尽可能位于净水厂地势较低处。

10.1.11 当净水厂面积受限制而排泥水处理构筑物需在厂外择地建造时，应将排泥池和排水池建在水厂内。

10.1.12 排泥水处理系统回用水中的丙烯酰胺含量应符合现行国家标准《生活饮用水卫生标准》GB 5749 的有关规定。

10.2 工艺流程

10.2.1 水厂排泥水处理工艺流程应根据水厂所处环境、自然条

件及净水工艺确定,并应由调节、浓缩、平衡、脱水及泥饼处置的工序或其中部分工序组成。

10.2.2 调节、浓缩、平衡、脱水及泥饼处置各工序的工艺选择(包括前处理方式)应根据总体工艺流程及各水厂的具体条件确定。

10.2.3 当沉淀池排泥水平均含固率大于或等于3%时,经调节后可直接进入平衡工序而不设浓缩工序。

10.2.4 当水厂排泥水送往厂外处理时,水厂内应设调节工序,将排泥水匀质、匀量送出。

10.2.5 当水厂排泥水送往厂外处理时,其排泥水输送可设专用管渠或用罐车输送。

10.2.6 当浓缩池上清液回用至净水系统且脱水分离液进入排泥水处理系统进行循环处理时,浓缩和脱水工序使用的各类药剂必须满足涉水卫生要求。

10.2.7 气浮池浮渣宜采取消泡措施后再处理或直接以浓缩脱水一体机处理。

10.3 调 节

I 一 般 规 定

10.3.1 排泥水处理系统的排水池和排泥池宜分建;当排泥水送往厂外处理,且不考虑废水回用,或排泥水处理系统规模较小时,可合建。

10.3.2 调节池(排水池、排泥池)出流流量应均匀、连续。

10.3.3 当调节池对入流流量进行匀质、匀量时,池内应设匀质防淤设施;当只进行量的调节时,池内应分别设沉泥和上清液取出设施。

10.3.4 调节池位置宜靠近沉淀池和滤池。有条件时,宜采用重力流入调节池的收集方式。

10.3.5 调节池应设置溢流口,并宜设置放空设施。

II 排 水 池

10.3.6 排水池调节容积应在水厂净水和排泥水处理系统设计或生产运行工况的条件下,通过 24h 为周期的各时段入流和出流的流量平衡分析,考虑一定的安全余量后确定,且不应小于接受的最大一次排水量。

10.3.7 当排水池废水用排水泵排出时,排水泵的设置应符合下列规定:

- 1 排水泵的流量、扬程应按受纳对象的要求经计算确定;
- 2 当排水池废水回流至水厂生产系统时,排水泵的流量应连续、均匀,流量、扬程应满足后续净水处理设施的进水流量和压力的要求;
- 3 应具有超量排水的能力;
- 4 应设置备用泵。

III 排 泥 池

10.3.8 排泥池调节容积应在水厂净水和排泥水处理系统设计或运行工况的条件下,通过 24h 为周期的各时段入流和出流的流量平衡分析,考虑一定的安全余量后确定,且不应小于接受的最大一次排泥量。

10.3.9 当排泥池出流不具备重力流条件时,排泥泵设置应符合下列规定:

- 1 排泥泵的流量、扬程应按受纳对象的要求经计算确定;
- 2 应具有高浊期超量排泥的能力;
- 3 应设置备用泵。

IV 浮 动 槽 排 泥 池

10.3.10 当调节池采用分建时,排泥池可采用浮动槽排泥池进行调节和初步浓缩。

10.3.11 浮动槽排泥池设计应符合下列规定:

- 1 池底污泥应连续、均匀排入浓缩池;上清液应由浮动槽连续、均匀收集;

2 池体容积应按满足调节功能和重力浓缩要求中容积大者确定；

3 调节容积应符合本标准第 10.3.8 条的规定，池面积、有效水深、刮泥设备及构造应按本标准第 10.4 节有关重力浓缩池的规定执行；

4 浮动槽浮动幅度宜为 1.5m；

5 宜设置固定溢流设施。

10.3.12 上清液排放应设置上清液集水井和提升泵。

V 综合排泥池

10.3.13 排水池和排泥池合建的综合排泥池调节容积应按本标准第 10.3.6 条、第 10.3.8 条计算所得排水池和排泥池调节容积之和确定。

10.3.14 池中应设匀质防淤设施。

10.4 浓 缩

10.4.1 排泥水浓缩宜采用重力浓缩，经过技术经济比较后，也可采用离心浓缩或气浮浓缩。

10.4.2 浓缩后污泥的含固率应满足选用脱水机械的进机浓度要求，且不应小于 2%。

10.4.3 重力浓缩池宜采用圆形或方形辐流式浓缩池，当占地面积受限制时，通过技术经济比较，可采用斜板（管）浓缩池。

10.4.4 重力浓缩池面积可按固体通量计算，并按液面负荷校核。

10.4.5 固体通量、液面负荷宜通过沉降浓缩试验，或按相似排泥水浓缩数据确定。当无试验数据和资料时，辐流式浓缩池的固体通量可取 $0.5\text{kg 干固体}/(\text{m}^2 \cdot \text{h}) \sim 1.0\text{kg 干固体}/(\text{m}^2 \cdot \text{h})$ ，液面负荷不宜大于 $1.0\text{m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{h})$ 。

10.4.6 辐流式浓缩池设计应符合下列规定：

1 池边水深宜为 3.5m~4.5m；

2 宜采用机械排泥,当池子直径或正方形边长较小时,也可采用多斗排泥;

3 刮泥机上宜设置浓缩栅条,外缘线速度不宜大于2m/min;

4 池底坡度宜为8%~10%,超高宜大于0.3m;

5 浓缩泥水排出管管径不应小于150mm。

10.4.7 当重力浓缩池为间歇进水和间歇出泥时,可采用浮动槽收集上清液提高浓缩效果。

10.5 平 衡

10.5.1 脱水工序之前应设置平衡池,平衡池不宜少于2个(格)。

10.5.2 平衡池的容积应在排泥水处理系统设计运行工况的条件下,通过24h为周期的各时段入流和出流的流量平衡分析,考虑一定的超过设计保证率的超量泥量和安全余量后确定。

10.5.3 平衡池宜采用圆形或方形,池内应设置匀质防淤设施。

10.5.4 平衡池的进、出泥管管径不应小于150mm。当无法满足时,应设管道冲洗设施。

10.6 脱 水

I 一 般 规 定

10.6.1 污泥脱水宜采用机械脱水,有条件的地方也可采用干化场。

10.6.2 脱水机械的选型应根据浓缩后泥水的性质、最终处置对脱水泥饼的要求,经技术经济比较后选用。可采用板框压滤机、离心脱水机,对于一些易于脱水的泥水,也可采用带式压滤机。

10.6.3 脱水机的产率及对进机含固率的要求宜通过试验或按相同机型、相似排泥水性质的运行经验确定,并应考虑低温对脱水机产率的不利影响。

10.6.4 脱水机的台数应根据所处理的干泥量、脱水机的产率及

设定的运行时间确定,但不宜少于 2 台。

10.6.5 脱水前化学调质时,药剂种类及投加量宜由试验或按相同机型、相似排泥水性质的运行经验确定。

10.6.6 机械脱水间的布置除应考虑脱水机械及附属设备外,尚应考虑泥饼运输设施和通道。

10.6.7 脱水间内泥饼的运输方式及泥饼堆置场的容积应根据所处理的泥量、泥饼出路及运输条件确定,泥饼堆积容积可按 3d~7d 泥饼量确定。

10.6.8 脱水机间和泥饼堆置间地面应设能完全排除脱水机冲洗和地面清洗时的地面积水的排水系统。排水管应能方便清通管内沉积泥沙。

10.6.9 机械脱水间应考虑通风和噪声消除设施。

10.6.10 脱水机间宜设置分离水回收井,分离水应经调节后均匀排出。

10.6.11 输送浓缩泥水的管道应适当设置管道冲洗注水口和排水口,其弯头宜易于拆卸和更换。

10.6.12 脱水机房应尽可能靠近浓缩池。

II 板框压滤机

10.6.13 污泥进入板框压滤机前的含固率不宜小于 2%,脱水后的泥饼含固率不应小于 30%,固体回收率不应小于 95%。

10.6.14 板框压滤机宜配置高压滤布清洗系统。

10.6.15 板框压滤机宜解体后吊装,起重量可按板框压滤机解体后部件的最大重量确定。脱水机不吊装时,宜结合更换滤布需要设置单轨吊车。

10.6.16 滤布的选型宜通过试验确定。

10.6.17 板框压滤机投料泵宜选用容积式泵,宜采用自灌式启动。

III 离心脱水机

10.6.18 离心脱水机选型应根据浓缩泥水性状、泥量、运行方式

确定,宜选用卧式离心沉降脱水机。

10.6.19 离心脱水机进泥含固率不宜小于3%,脱水后泥饼含固率不应小于20%,固体回收率不应小于90%。

10.6.20 离心脱水机的产率、分离因数与转速、转差率及堰板高度的关系宜通过拟选用机型和拟脱水的排泥水的试验或按相似机型、相近泥水运行数据确定。在缺乏上述试验和数据时,离心机的分离因数不宜小于3000。

10.6.21 离心脱水机房应采取降噪措施,离心脱水机房内外的噪声应符合现行国家标准《工业企业噪声控制设计规范》GB/T 50087的有关规定。

10.6.22 离心脱水机前宜设置污泥切割机,脱水机应设冲洗装置,分离液排出管宜设空气排除装置。

IV 干化场

10.6.23 污泥干化场面积可按下式计算:

$$A = \frac{S \times T}{G} \quad (10.6.23)$$

式中: A —— 污泥干化场面积(m²);

S —— 日平均的干泥量(kg 干固体/d);

G —— 干泥负荷(kg 干固体/m²);

T —— 干化周期(d)。

10.6.24 干化场的干化周期、干泥负荷宜根据小型试验或根据泥渣性质、年平均气温、年平均降雨量、年平均蒸发量等因素,参照相似地区经验确定。

10.6.25 干化场的单床面积宜为500m²~1000m²,床数不宜少于2个。

10.6.26 进泥口的个数及分布应根据单床面积、布泥均匀性综合确定。

10.6.27 干化场排泥深度宜采用0.5m~0.8m,超高宜为0.3m。

10.6.28 干化场宜设人工排水层,人工排水层下设不透水层。不

透水层应坡向排水设施,坡度宜为 1%~2%。

10.6.29 干化场应在四周设上清液排出装置。当上清液直接排放时,悬浮物含量应符合现行国家标准《污水综合排放标准》GB 8978 的有关规定。

10.7 排泥水回收利用

I 一般规定

10.7.1 水厂排泥水中初滤水可直接回用至混合设施前。滤池、炭吸附池反冲洗废水及浓缩池上清液根据排泥水水质,经技术经济比较后可直接回用、弃用或经过处理后回用,并应符合下列规定:

1 不应影响水厂出水水质;

2 当采用直接回用时,应回流到水厂最前端处理设施前;当采用处理后回用时,根据处理后的水质可回流至混凝沉淀(澄清)、滤池、颗粒活性炭吸附池或经消毒后直接进入清水池;

3 回流量应在时空上均匀分布,不对净构筑物产生冲击负荷。最大回流量不宜超过水厂设计流量的 5%。

10.7.2 排水池可同时接纳和调节滤池反冲洗废水和初滤水,当滤池反冲洗废水需处理后回用时,应单设排水池接纳和调节反冲洗废水,另设排水池接纳和调节初滤水。

10.7.3 回流管路上应安装流量计。

10.7.4 用于回流的水泵台数不宜少于 2 台,并应设置备用泵。水泵宜设置调速装置。

II 膜处理滤池反冲洗废水

10.7.5 原水有机物和氨氮含量低且藻类较少的滤池反冲洗废水可经膜处理后回用。

10.7.6 膜处理工艺前应采取混凝或混凝沉淀等预处理措施,预处理后的出水浊度指标应通过试验或参照相似工程的运行经验确定。

10.7.7 滤池反冲洗废水在进入膜处理系统前应在排水池设提升水泵。提升水泵的配置除应满足膜处理工艺流程所需的流量和压力外,尚应满足膜处理系统连续均衡进水的要求。

10.7.8 滤池反冲洗废水宜采用浸没式膜处理工艺,膜处理系统的工艺设计参数选择和布置、基本组成与形式应符合本标准第9.12节的有关规定,膜通量宜选用低值。

10.7.9 膜系统出水经消毒后可进入清水池;当水厂净水工艺中有颗粒活性炭吸附或臭氧生物活性炭设施时,膜系统出水宜进入这些设施再处理。

III 气浮处理滤池反冲洗废水

10.7.10 当滤池反冲洗废水、浓缩池上清液中有有机物、铁、锰及藻类、隐孢子虫、贾第鞭毛虫等有害生物指标较高时,可采用气浮处理后回用。

10.7.11 气浮工艺前应有混凝沉淀预处理措施,沉淀设备可采用同向流斜板、上向流斜管等高效处理设备。

10.7.12 排水池出水可根据地形采用排水泵提升或重力流连续均匀流入气浮工艺系统。

10.7.13 气浮池出水应均匀回流到净水工艺混合设备前,与原水及药剂充分混合。

10.8 泥饼处置和利用

10.8.1 脱水后的泥饼处置可采用地面填埋和有效利用等方式。有条件时,应有效利用。

10.8.2 当采用填埋方式处置时,渗滤液不得对地下水和地表水体造成污染。

10.8.3 当填埋场规划在远期有其他用途时,填埋泥饼的性状不得影响远期规划用途。

10.8.4 有条件时,泥饼可送往城市垃圾卫生填埋场与垃圾混合填埋。采用单独填埋时,泥饼填埋深度宜为3m~4m。

11 应急供水

11.1 一般规定

11.1.1 城镇给水系统应对水源突发污染的应急处置应包括应急水源和应急净水等设施。

11.1.2 应急供水可采用原水调度、清水调度和应急净水的供水模式,也可根据具体条件,采用三者相结合的应急供水模式。

当采用原水调度应急供水时,应急水源应有与常用水源或给水系统快速切换的工程设施。当采用清水调度应急供水时,城镇配水管网系统应有满足应急供水期间的应急水量调入的能力。当采用应急净水应急供水时,给水系统应具有应急净水的相应设施。

11.1.3 水源存在较高突发污染风险、原水输送设施存在外界污染隐患、供水安全性要求高的集中水源工程和重要水厂,应设有应对水源突发污染的应急净化设施。当具备条件时,应充分利用自水源到水厂的管(渠)、调蓄池以及水厂常用净化设施的应急净化能力。

11.1.4 应急供水期间的供水量除应满足城市居民基本生活用水需求,尚应根据城市特性及特点确定其他必要的供水量需求。

11.2 应急水源

11.2.1 应急水源的建设应考虑城市近、远期应急供水需求,为远期城市发展留有余地,并应协调与城市常用供水水源的关系。

11.2.2 应急水源宜本地建设,也可异地应急调水。

11.2.3 应急水源可选用地下水或地表水。可取水量应满足应急供水量的需求。

11.2.4 水源水质不宜低于常用水源水质,或采取应急处理后水

厂处理工艺可适应的水质。

11.3 应急净水

11.3.1 应急净水设施应根据水源突发污染和给水系统的特点,经过技术经济比较后,采取充分利用或适度改造现有设施以及新建工程等方法。

11.3.2 应急净水技术根据特征污染物的种类,可按下列条件选用:

- 1 应对可吸附有机污染物时,可采用粉末活性炭吸附技术;
- 2 应对金属、非金属污染物时,可采用化学沉淀技术;
- 3 应对还原性污染物时,可采用化学氧化技术;
- 4 应对挥发性污染物时,可采用曝气吹脱技术;
- 5 应对微生物污染时,可采用强化消毒技术;
- 6 应对藻类爆发引起水质恶化时,可采用综合应急处理技术。

11.3.3 采用粉末活性炭吸附时,应符合下列规定:

- 1 当取水口距水厂有较长输水管道或渠道时,粉末活性炭的投加设施宜设在取水口处;
- 2 不具备上述条件时,粉末活性炭的投加点应设置在水厂混凝剂投药点处;
- 3 粉末活性炭的设计投加量可按 $20\text{mg/L} \sim 40\text{mg/L}$ 计,并应留有一定的安全余量。

11.3.4 采用化学沉淀技术时,根据污染物的具体种类,可按下列条件选择:

- 1 弱碱性化学沉淀法,适用于镉、铅、锌、铜、镍等金属污染物;
- 2 弱酸性铁盐沉淀法,适用于锑、钼等污染物;
- 3 硫化物化学沉淀法,适用于镉、汞、铅、锌等污染物;
- 4 预氧化化学沉淀法,适用于砷、锰、砷等污染物;

5 预还原化学沉淀法,适用于六价铬污染物。

11.3.5 存在氰化物、硫化物等还原性污染物风险的水源,可采用化学氧化技术。氧化剂可采用氯(液氯或次氯酸钠)、高锰酸钾、过氧化氢等。设有臭氧氧化工艺或水厂二氧化氯消毒工艺的水厂也可采用臭氧或二氧化氯作氧化剂。

11.3.6 存在难于吸附或氧化去除的卤代烃类等挥发性污染物等的水源,可采用曝气吹脱技术。曝气吹脱技术可通过在取水口至水厂的取水、输水管(渠道)或调蓄设施设置应急曝气装置实施。曝气装置宜由鼓风机、输气管道和布气装置组成。

11.3.7 存在微生物污染风险的水源,可采用加大消毒剂量和多点消毒(预氯化、过滤前、过滤后、出厂水)的强化消毒技术,但应控制消毒副产物含量。

11.3.8 存在藻类暴发风险的水源,藻类暴发综合应急处理技术根据污染物的具体种类,可按下列条件选择:

1 除藻时,可采用预氧化(高锰酸钾、臭氧、氯、二氧化氯等)、强化混凝、气浮、加强过滤等;

2 除藻毒素时,可采用预氯化、粉末活性炭吸附等;

3 除藻类代谢产物类致嗅物质时,可采用臭氧、粉末活性炭吸附。当水厂有臭氧氧化工艺时,也可采用臭氧预氧化;

4 除藻类腐败致嗅物质时,宜采用预氧化技术;

5 同时存在多种特征污染物的情况,应综合采用上述技术。

11.3.9 水源存在油污染风险的水厂,应在取水口处储备拦阻浮油的围栏、吸油装置,并应在取水口或水厂内设置粉末活性炭投加装置。

11.3.10 水厂应急处置的加药设施宜结合常用加药设施统筹布置,并应符合本标准第9章的有关规定。

11.3.11 设有应急净水设施的水厂,当排泥水处理系统设有回用系统时,回用系统应设置应急排放设施。

12 检测与控制

12.1 一般规定

12.1.1 给水工程检测与控制设计应根据工程规模、工艺流程特点、取水及输配水方式、净水构筑物组成、生产管理运行要求等确定。

12.1.2 自动化仪表及控制系统应保证给水系统安全可靠,提高和保障供水水质,且应便于运行,节约成本,改善劳动条件。

12.1.3 计算机控制管理系统应满足企业生产经营的现代化科学管理要求,宜兼顾现有、新建及规划发展的要求。

12.2 在线检测

12.2.1 水源在线检测设置应符合下列规定:

1 河流型水源应检测 pH 值、浊度、水温、溶解氧、电导率等水质参数。水源易遭受污染时应增加氨氮、耗氧量或其他可实现在线检测的特征污染物等项目。

2 湖库型水源应检测 pH 值、电导率、浑浊度、溶解氧、水温、总磷、总氮等水质参数。水体存在富营养化可能时,应增加叶绿素 a 等项目;水源易遭受污染时,应增加氨氮、耗氧量或其他可实现在线检测的特征污染物等项目。

3 地下水水源应检测 pH 值、电导率、浊度等水质参数,当铁、锰、砷、氟化物、硝酸盐或其他指标存在超标现象时,应增加色度、溶解氧等项目。

4 水源存在咸潮影响风险时,应增加氯化物检测。

5 对规模较大、污染风险较高的水源可增加在线生物毒性检测。

6 水源存在重金属污染的风险时,应对可能出现的重金属进行在线检测。

7 应对水源水位、取水泵站出水流量和压力在线检测。当水泵电动机功率较大时,应检测轴温、电动机绕组温度、工作电流、电压与功率。

12.2.2 水厂在线检测设置应符合下列规定:

1 应检测进水水压(水位)、流量、浊度、pH 值、水温、电导率、耗氧量、氨氮等。

2 每组沉淀池(澄清池)应检测出水浊度,并可根据需要检测池内泥位。

3 每组滤池应检测出水浊度,并应根据滤池型式及冲洗方式检测水位、水头损失、冲洗流量等相关参数。除铁除锰滤池应检测进水溶解氧、pH 值。

4 臭氧制备车间应检测氧气压力、氧气质量和臭氧发生器产生的臭氧浓度、压力与流量,臭氧接触池应检测尾气臭氧浓度和处理后的尾气臭氧浓度。

5 药剂投加系统检测项目及检测点位置应根据投加药剂性质和控制方式确定。

6 回用水系统应检测水池液位及进水流量。

7 清水池应检测水位。

8 排泥水处理系统的检测装置应根据系统设计及构筑物布置和操作控制的要求设置。

9 中空纤维微滤、超滤膜过滤的在线检测仪表配置应符合下列规定:

1)进水总管(渠)应配置浊度仪、水温仪及可能需要的其他水质仪;

2)出水总管(渠)应配置浊度仪,且宜配置颗粒计数仪;

3)排水总管宜配置流量计;

4)冲洗用气或用水总管应配置流量计及压力仪;

5) 每个膜组应配置进水流量计、跨膜压差检测仪、完整性检测压力仪、出水浊度仪、进水压力仪；

6) 每个膜池应配置膜池运行水位液位仪、跨膜压差的液位—压力组合检测仪、完整性检测压力仪、出水浊度仪。

10 出水应检测流量、压力、浊度、pH 值、余氯等水质参数。

12.2.3 输水系统在线检测内容应根据输水方式、距离等条件确定，并应符合下列规定：

1 长距离输水时，除应检测输水起端、分流点、末端流量、压力外，尚应增加管线中间段检测点；

2 泵站应检测吸水井水位及水泵进、出水压力和电机工况，并应有检测水泵出水流量的措施；真空启动时应检测真空装置的真空度。

12.2.4 配水管网在线检测的设置应符合下列规定：

1 配水管网在线检测应包括水力和水质状态的检测；

2 水力检测应根据配水管网的运行和管理要求，选择流量、压力和水位的部分或全部进行在线检测；

3 水质检测应满足配水管网在线监测点设置的要求，在线监测点的数量应符合现行行业标准《城镇供水水质在线监测技术标准》CJJ/T 271 的有关规定；检测项目至少应包括余氯、浊度，并可根据需要检测 pH 值、电导率等；

4 配水管网检测应纳入城市供水调度与水质监测系统。

12.2.5 机电设备应检测工作与事故状态下的运行参数。

12.3 控 制

12.3.1 数据采集和监控(SCADA)系统应根据规模、控制和节能要求配置，并应能实现取水、输水、水处理过程及配水的自动化控制和现代化管理。

12.3.2 应有自控系统故障时手动紧急切换装置。应能保证自控系统故障时，在电动情况下工艺设备正常运行。

12.3.3 地下水取水井群及水源地取水泵应根据用水量、出水压力、水质指标控制水泵运行数量。宜采用遥测、遥控系统。应根据当地的各类信号状况、通信距离、带宽要求和运营成本,确定选用移动通信网络或无线电台及光纤通信技术。

12.3.4 净水厂自动控制宜采用可编程控制器。模拟量及调节控制量较多的大、中型规模水厂可采用集散型微机控制系统。水厂进水,重力流宜根据流量、压力调节阀开度进行控制;压力流除应调节进水阀门外,也可调节控制上一级泵站水泵运行台数和转速。加药量应根据处理水量、水质与处理后的水质进行控制。对于沉淀池,宜根据原水浊度和温度控制排泥时间。滤池宜根据滤层压差或出水浊度控制反冲洗周期、反冲洗时间和强度。对于臭氧接触池,宜根据出水余臭氧含量控制臭氧投加量。水厂出水,重力流送水时应根据出水流量调节阀开度控制水量,压力流时应根据出水压力、流量控制送水泵运行台数或调节送水泵转速。

12.3.5 净水厂中空纤维膜微滤或超滤系统应符合下列规定:

1 膜处理系统的监控系统应包括独立的工艺检测与自动控制子系统;

2 膜处理系统的自动控制系统应设有向水厂总体监控系统传送运行参数和接收其操作指令;

3 膜处理系统自动控制系统宜采用可编程控制器(PLC)和集散控制系统(DCS);

4 膜系统的进水、出水、物理清洗、化学清洗系统应自动控制。配置预过滤器、真空系统时,也应自动控制。

12.3.6 配水管网中二次泵站应根据末端用户或泵站出口管网的压力调节水泵运行台数和转速。

12.4 计算机控制管理系统

12.4.1 计算机控制管理系统应有信息收集、处理、控制、管理及安全保护功能,宜采用信息层、控制层和设备层的三层结构。

12.4.2 计算机控制管理系统设计应符合下列规定：

- 1 应合理配置监控系统的设备层、控制层、管理层；
- 2 网络结构及通信速率应根据工程具体情况，经技术经济比较确定；
- 3 操作系统及开发工具应稳定运行、易于开发、操作界面方便；
- 4 应根据企业需求及相关基础设施，对企业信息化系统作出功能设计。

12.4.3 厂级中控室应就近设置电源箱，供电电源应为双回路；直流电源设备应安全、可靠。

12.4.4 厂、站控制室的面积应视其使用功能设定，并应考虑今后的发展。

12.5 监控系统

12.5.1 水厂和大型泵站的周界宜设电子围栏和视频监控系统。

12.5.2 水厂和大型泵站的重要出入口通道应设置门禁系统。

12.6 供水信息系统

12.6.1 供水信息系统应满足对整个给水系统的数据实时采集整理、监控整个城市供水、合理和快速调度城市供水以及供水企业管理的要求。

12.6.2 供水信息系统可为城镇信息中心的一个子集，应与水利、电力、气象、环保、安全、城市建设、规划等管理部门信息互通。

附录 A 管道沿程水头损失水力 计算参数(n 、 C_h 、 Δ)值

A.0.1 管道沿程水头损失水力计算参数值应符合表 A.0.1 的规定。

表 A.0.1 管道沿程水头损失水力计算参数(n 、 C_h 、 Δ)值

管道种类		粗糙系数 n	海曾-威廉系数 C_h	当量粗糙度 Δ (mm)
钢管、铸铁管	水泥砂浆内衬	0.011~0.012	120~130	—
	涂料内衬	0.0105~0.0115	130~140	—
	旧钢管、旧铸铁管 (未做内衬)	0.014~0.018	90~100	—
混凝土管	预应力混凝土管 (PCP)	0.012~0.013	110~130	—
	预应力钢管混凝土管(PCCP)	0.011~0.0125	120~140	—
矩形混凝土管道	—	0.012~0.014	—	—
塑料管材(聚乙烯管、聚氯乙烯管、玻璃纤维增强树脂夹砂管等)、内衬塑料的管道			140~150	0.010~0.030

本标准用词说明

1 为便于在执行本标准条文时区别对待,对要求严格程度不同的用词说明如下:

1)表示很严格,非这样做不可的:

正面词采用“必须”,反面词采用“严禁”;

2)表示严格,在正常情况下均应这样做的:

正面词采用“应”,反面词采用“不应”或“不得”;

3)表示允许稍有选择,在条件许可时首先应这样做的:

正面词采用“宜”,反面词采用“不宜”;

4)表示有选择,在一定条件下可以这样做的,采用“可”。

2 条文中指明应按其他有关标准执行的写法为:“应符合……的规定”或“应按……执行”。

引用标准名录

- 《建筑设计防火规范》GB 50016
《工业建筑供暖通风与空气调节设计规范》GB 50019
《氧气站设计规范》GB 50030
《工业企业噪声控制设计规范》GB/T 50087
《内河通航标准》GB 50139
《泵站设计规范》GB 50265
《给水排水管道工程施工及验收规范》GB 50268
《城市给水工程规划规范》GB 50282
《城市工程管线综合规划规范》GB 50289
《管井技术规范》GB 50296
《给水排水工程管道结构设计规范》GB 50332
《城镇给水排水技术规范》GB 50788
《城市综合管廊工程技术规范》GB 50838
《消防给水及消火栓系统技术规范》GB 50974
《声环境质量标准》GB 3096
《生活饮用水卫生标准》GB 5749
《污水综合排放标准》GB 8978
《内河交通安全标志》GB 13851
《大气污染物综合排放标准》GB 16297
《生活饮用水输配水设备及防护材料的安全性评价标准》GB/T
17219
《含藻水给水处理设计规范》CJJ 32
《高浊度水给水设计规范》CJJ 40

《城镇供水管网漏损控制及评定标准》CJJ 92
《城镇供水水质在线监测技术标准》CJJ/T 271
《生活饮用水净水厂用煤质活性炭》CJ/T 345

中华人民共和国国家标准

室外给水设计标准

GB 50013 - 2018

条文说明

编制说明

《室外给水设计标准》GB 50013—2018,经住房和城乡建设部2018年12月26日以第347号公告批准、颁布。

本标准是在《室外给水设计规范》GB 50013—2006的基础上修订而成,上一版的主编单位是上海市市政工程设计研究总院,参编单位是北京市市政工程设计研究总院、中国市政工程华北设计研究院、中国市政工程东北设计研究院、中国市政工程西北设计研究院、中国市政工程中南设计研究院、中国市政工程西南设计研究院、杭州市城市规划设计研究院、同济大学、哈尔滨工业大学、广州大学和重庆大学,主要起草人员是戚盛豪、万玉成、于超英、王如华、邓志光、冯一军、刘万里、刘莉萍、许友贵、何纯提、吴一繁、张朝升、张勤、张德新、李文秋、李伟、李国洪、杨文进、杨远东、杨孟进、杨楠、陈守庆、陈涌城、陈树勤、郗燕秋、金善功、姚左钢、**战峰**、徐扬纲、徐承华、徐容、聂福胜、郭兴芳、崔福义、董红、熊易华和**蔡康发**。

本标准修订过程中,编制组进行了大量的调查研究,针对我国室外给水工程的现状及经验,同时参考了美国《净水厂设计》、英国《Twort's 供水》和日本《水道设计指针》等国际先进技术文件,进一步调整和完善了原有内容,补充了新设备、新工艺相关内容,以进一步指导实际工程,解决实际问题。

为便于广大施工、监理、设计、科研、学校等单位有关人员在使用本标准时能正确理解和执行条文规定,《室外给水设计标准》编制组按章、节、条顺序编制了本标准的条文说明,对条文规定的目的、依据及执行中需注意的有关事项进行了说明,还着重

对强制性条文的强制性理由做了解释。但是,本条文说明不具备与标准正文同等的法律效力,仅供使用者作为理解和把握标准规定的参考。

目 次

1	总 则	(119)
3	给水系统	(121)
4	设计水量	(124)
5	取 水	(129)
5.1	水源选择	(129)
5.2	地下水取水构筑物	(131)
5.3	地表水取水构筑物	(138)
6	泵 房	(152)
6.1	一般规定	(152)
6.2	泵房前池、吸水池(井)与水泵吸水条件	(153)
6.3	水泵进出水管道	(155)
6.4	起重设备	(156)
6.5	水泵机组布置	(157)
6.6	泵房布置	(158)
7	输配水	(159)
7.1	一般规定	(159)
7.2	水力计算	(162)
7.3	长距离输水	(163)
7.4	管道布置和敷设	(164)
7.5	管渠材料及附属设施	(167)
7.6	调蓄构筑物	(169)
8	水厂总体设计	(171)
9	水处理	(174)
9.1	一般规定	(174)
9.2	预处理	(175)

9.3	混凝剂和助凝剂的投配	(178)
9.4	混凝、沉淀和澄清	(181)
9.5	过滤	(189)
9.6	地下水除铁和除锰	(199)
9.7	除氟	(204)
9.8	除砷	(207)
9.9	消毒	(210)
9.10	臭氧氧化	(225)
9.11	颗粒活性炭吸附	(238)
9.12	中空纤维微滤、超滤膜过滤	(246)
9.13	水质稳定处理	(253)
10	净水厂排泥水处理	(257)
10.1	一般规定	(257)
10.2	工艺流程	(262)
10.3	调节	(263)
10.4	浓缩	(266)
10.5	平衡	(268)
10.6	脱水	(269)
10.7	排泥水回收利用	(271)
10.8	泥饼处置和利用	(276)
11	应急供水	(277)
11.1	一般规定	(277)
11.2	应急水源	(278)
11.3	应急净水	(278)
12	检测与控制	(282)
12.1	一般规定	(282)
12.2	在线检测	(282)
12.3	控制	(283)
12.4	计算机控制管理系统	(284)

1 总 则

1.0.1 本条阐明了编制本标准的宗旨。为了保障基本质量,故在表述上更强调了规范设计的作用。

1.0.3 给水工程是城镇基础设施的重要组成部分,因此给水工程的设计应以城镇总体规划和给水工程专业规划为主要依据。其中,水源选择、净水厂厂址和泵站站址确定以及输配水管线的走向等更与规划的要求密切相关,因此设计时应根据相关规划要求,结合城市现状加以确定。

1.0.4 强调对水资源的节约和水体保护以及建设节水型城镇的要求,也是贯彻国家提出的“五大发展理念”的需要。设计中应处理好在一种水源有几种不同用途时的相互关系及综合利用,确保水资源的可持续利用。

1.0.5 为了节约使用土地资源,净水厂和泵站等的用地指标应符合现行《城市给水工程项目建设标准》(建标 120-2009)的要求。

1.0.6 对给水工程近、远期设计年限所做的规定。远期规划一般包括国民经济远期规划、城市总体远期规划、城市供水远期规划等。年限的确定应在满足城镇供水需要的前提下,根据建设资金投入的可能做适当调整。

1.0.7 现行国家标准《城镇给水排水技术规范》GB 50788 规定,城镇给水排水设施中主要构筑物的主体结构 and 地下干管,其结构设计使用年限不应低于 50 年;安全等级不应低于二级。

水厂和泵站中专用设备的合理使用年限由于涉及的设备品种不同,其更新周期也不相同,同时设计中所选用的材质也影响使用年限,故仍只做原则规定。同样,由于非埋地管道维护、修复,甚至更换比埋地管道容易,故对其他管道也未做明确规定。

1.0.8 近十多年来,由国家组织的饮用水安全保障“863”和“水专项”重大课题取得了丰富成果,为鼓励给水工程设计中积极应用这些成果,制定本条规定。

1.0.9 考虑到国家生活饮用水卫生标准已于2012年开始全面实施,我国目前的国力较十年前有了巨大增长,饮用安全优质的水又是全民之所盼。因此为保障供水安全和提高水质,必要的投资和成本不可避免,但需要合理控制,不能一味追求节约投资和成本。

1.0.10 明确了给水工程设计时需同时执行国家颁布的有关标准、规范的规定。

3 给水系统

3.0.1 给水系统的确定在给水中最具全局意义。系统选择的合理与否将对整个给水工程产生重大影响。一般给水系统可分成统一供水系统、分质供水系统、分压供水系统、分区供水系统以及多种供水系统的组合等。因此在给水系统选择时,应结合当地地形、水源、城镇规划、供水规模及水质要求等条件,从全局考虑,通过多种可行方案的技术经济比较,选择最合理的给水系统。

3.0.2 当城镇地形高差大时,如采用统一供水系统,为满足所有用户用水压力,则需大大提高管网的供水压力,造成极大的不必要的能量损失,并因管道承受高压而给安全运行带来威胁。因此当地形高差大时,宜按地形高低不同,采用分压供水系统,以节省能耗和有利于供水安全。在向远离水厂或局部地形高程较高的区域供水时,采用设置加压泵站的局部分区供水系统将可降低水厂的出厂水压,以达到节能降耗的目的。

3.0.3 在城镇统一供水的情况下,用水量较大的工业企业又相对集中,且有可以利用的合适水源时,在通过技术经济比较后可考虑设置独立的工业用水给水系统,采用低质水供工业用水系统,使水资源得到充分合理的利用。

3.0.4 当水源地高程相对于供水区域较高时,应根据沿程地形状况,对采用重力输水方式和加压输水方式作全面技术经济比较后,加以选定,以便充分利用水源地与供水区域的高程差。在计算加压输水方式的经常运行电费时,应考虑因年内水源水位和需水量变化而使加压流量与扬程的相应改变。

3.0.5 随着供水普及率的提高,城镇化建设的加速,以及受水源条件的限制和发挥集中管理的优势,在一个较广的范围内,统一取

用较好的水源,组成一个跨越地域向多个城镇和乡村统一供水的系统(即称之为“区域供水”)已在我国不少地区实施。由于区域供水的范围较为宽广,跨越城镇很多,增加了供水系统的复杂程度,因此在设计区域供水时,应对各种可能的供水方案做出技术经济比较后综合选定。

3.0.6 为确保供水安全,有条件的城市宜采用多水源供水系统,并考虑在事故时能相互调度。

3.0.7 现行国家标准《城镇给水排水技术规范》GB 50788 规定,大中城市应规划建设城市备用水源。

国务院《水污染防治行动计划》(国发〔2015〕17号)第二十四条规定:单一水源供水的地级及以上城市应于2020年底前基本完成备用水源或应急水源建设。

近十年来,由于极端气候条件和突发水污染事件的频现和频发,出现了短期内城镇供水严重不足,甚至断水而影响城市正常运行和引起公众恐慌的公共事件,为及时有效地控制此类事件的影响范围和时效,大中城市的城镇给水系统应建立备用或应急水源及其与城镇给水系统的联通设施。

3.0.8 城镇给水系统的设计,除了对系统总体布局采用统一、分质或分压等供水方式进行分析比较外,水量调节构筑物设置对配水管网的造价和经常运行费用有着决定性的作用,因此还需对水量调节构筑物设置在净水厂内或部分设于配水管网中做多方案的技术经济比较。管网中调节构筑物设置可以采用高位水池或调节水池加增压泵站。设置位置可采用网中设置或对置设置,应根据水量分配和地形条件等分析确定。

3.0.9 本条为强制性条文,必须严格执行。城镇给水中生活饮用水的水质必须符合国家现行生活饮用水卫生标准的要求。由于生活饮用水卫生标准规定的是用户用水点水质要求,因此在确定水厂出水水质目标时,还应考虑水厂至用户用水点水质改变的因素。

3.0.10 给水管网的最小服务水头是指城镇配水管网与居住小区

或用户接管点处为满足用水要求所应维持的最小水头,对于城镇给水系统,最小服务水头通常按需要满足直接供水的建筑物层数的要求来确定(不包括设置水箱,利用夜间进水,由水箱供水的层数)。单独的高层建筑或在地上的个别建筑,其要求的服务水头可设局部加压装置来解决,不宜作为城镇给水系统的控制条件。

3.0.11 在城镇给水系统设计中,应对原有给水设施和构筑物做到充分和合理的利用,尽量发挥原有设施能力,节约工程投资,但应做好新、旧构筑物的合理衔接。

4 设计水量

4.0.2 本条规定了水厂设计规模的计算方法。明确水厂规模是指设计最高日的供水量。

4.0.3 地域的划分参照现行国家标准《建筑气候区划标准》GB 50178 的相应规定。现行国家标准《建筑气候区划标准》GB 50178 主要根据气候条件将全国分为 7 个区。由于用水定额不仅同气候有关,还与经济发达程度、水资源状况、人民生活习惯和住房标准等密切相关,故用水定额分区参照气候分区,将用水定额划分为 3 个区,并按行政区划做了适当调整。即一区大致相当建筑气候区划标准的Ⅲ、Ⅳ、Ⅴ区,二区大致相当建筑气候区划标准的Ⅰ、Ⅱ区,三区大致相当建筑气候区划标准的Ⅵ、Ⅶ区。

参照现行国家标准《城市居民生活用水量标准》GB/T 50331 和《城市给水工程规划规范》GB 50282,将重庆调整到二区。

根据国务院 2014 年 11 月印发的《关于调整城市规模划分标准的通知》(国发〔2014〕51 号),新的城市规模划分标准以城区常住人口为统计口径,将城市划分为五类七档:城区常住人口 50 万以下的城市为小城市,其中 20 万以上 50 万以下的城市为Ⅰ型小城市,20 万以下的城市为Ⅱ型小城市;城区常住人口 50 万以上 100 万以下的城市为中等城市;城区常住人口 100 万以上 500 万以下的城市为大城市,其中 300 万以上 500 万以下的城市为Ⅰ型大城市,100 万以上 300 万以下的城市为Ⅱ型大城市;城区常住人口 500 万以上 1000 万以下的城市为特大城市;城区常住人口 1000 万以上的城市为超大城市(以上包括本数,以下不包括本数)。

生活用水按“居民生活用水”和“综合生活用水”分别制定定

额。居民生活用水指城市中居民的饮用、烹调、洗涤、冲厕、洗澡等日常生活用水,综合生活用水包括城市居民日常生活用水和公共设施用水两部分的总水量。公共设施用水包括娱乐场所、宾馆、浴室、商业、学校和机关办公楼等用水,但不包括城市浇洒道路、绿地和广场等市政用水。

根据调查资料,国家级经济开发区和特区的城市生活用水,因暂住及流动人口较多,它们的用水定额较高,一般要高出所在用水分区和同等规模城市用水定额的1倍~2倍,故建议根据该城市的用水实际情况,其用水定额可酌情增加。

由于城市综合用水定额(指水厂总供水除以用水人口,包含综合生活用水、工业用水、市政用水及其他用水的水量)中工业用水是重要组成部分,鉴于各城市的工业结构和规模以及发展水平千差万别,因此本标准中未列入城市综合用水定额。

确定用水量定额依据的统计数据主要有《城市建设统计年鉴》和《城市供水统计年鉴》,其中《城市建设统计年鉴》中包括年供水总量、生活用水量、用水人口、人均日生活用水量以及用水普及率;《城市供水统计年鉴》包括生产总水量、供水总量、售水总量、最高日供水量、用水总人口、人均日综合用水量 and 人均日生活用水量。对两者的统计数据进行了对比分析,发现两者各城市的年总用水量和日均用水量数据基本一致,数据可靠性均较高。但《城市供水统计年鉴》用水量定额还包含最高日用水定额,该指标对于水厂、泵站、管网等的设计都是不可或缺的重要参考数据。另外,多数情况下最高日用水量的实测数据较难收集,在资料缺乏的情况下可以通过最高日用水定额预测用水量。《城市建设统计年鉴》中没有对最高日用水量进行统计,按《城市建设统计年鉴》难以确定最高日用水定额。综合考虑,对用水量定额的确定仍沿用原规范的方法,采用《城市供水统计年鉴》数据进行分析。

对《城市供水统计年鉴》(2002年~2014年)中666个城市(各个类别的数量见表1)的历年用水资料进行统计分析(表2~表

7)。在此统计结果分析基础之上,与现行国家标准《城市给水工程规划规范》GB 50282 和《城市居民生活用水量标准》GB/T 50331 的有关规定协调分析后,确定新的用水定额。

表 1 统计所用各类城市的数量

城市类型	超大城市	特大城市	I型大城市	II型大城市	中等城市	I型小城市	II型小城市
一区	3	3	5	29	44	94	126
二区	2	2	7	22	49	105	141
三区	--			2	4	10	18

表 2 最高日居民生活用水定额统计分析结果[L/(人·d)]

城市类型	超大城市	特大城市	大城市 I型	大城市 II型	中等城市	小城市 I型	小城市 II型
一区	162~323	174~266	94~198	87~236	98~227	100~214	101~215
二区	111~184	82~116	97~183	69~141	57~131	47~115	45~128
三区		—		91~159	124~206	85~190	80~190

表 3 平均日居民生活用水定额统计分析结果[L/(人·d)]

城市类型	超大城市	特大城市	大城市 I型	大城市 II型	中等城市	小城市 I型	小城市 II型
一区	140~286	161~230	85~162	75~199	79~182	83~172	81~169
二区	90~143	70~100	83~157	59~115	48~105	40~93	36~100
三区	—		—	83~115	77~165	61~146	58~132

表 4 最高日综合生活用水定额统计分析结果[L/(人·d)]

城市类型	超大城市	特大城市	大城市 I型	大城市 II型	中等城市	小城市 I型	小城市 II型
一区	275~502	281~395	165~283	129~343	146~327	136~295	131~292
二区	183~265	122~192	151~269	105~198	89~188	74~170	71~178
三区	--	—	—	135~189	163~366	132~275	135~250

表 5 平均日综合生活用水定额统计分析结果[L/(人·d)]

城市类型	超大城市	特大城市	大城市 I 型	大城市 II 型	中等城市	小城市 I 型	小城市 II 型
一区	241~440	259~339	124~237	109~291	120~261	113~238	107~229
二区	148~207	104~160	131~230	90~163	75~151	62~137	55~143
三区	—	—	—	118~156	108~275	92~212	98~173

表 6 最高日城市综合用水定额统计分析结果[L/(人·d)]

城市类型	超大城市	特大城市	大城市 I 型	大城市 II 型	中等城市	小城市 I 型	小城市 II 型
一区	478~760	456~641	284~425	323~611	291~592	252~521	231~477
二区	277~403	295~376	268~398	221~388	178~367	143~295	129~317
三区	—	—	—	224~306	292~588	190~630	198~428

表 7 平均日城市综合用水定额统计分析结果[L/(人·d)]

城市类型	超大城市	特大城市	大城市 I 型	大城市 II 型	中等城市	小城市 I 型	小城市 II 型
一区	419~661	419~545	224~345	278~520	238~474	207~424	187~380
二区	226~312	251~317	230~343	184~327	146~301	119~243	98~263
三区	—	—	—	195~233	189~445	140~148	149~282

4.0.4 工业企业生产用水由于工业结构和工艺性质不同,差异明显。本条仅对工业企业生产过程用水量确定的方法做了原则规定。

近年来,在一些城市用水量预测中往往出现对工业用水的预测偏高。其主要原因是对于产业结构的调整、产品质量的提高、节水技术的发展以及产品用水单耗的降低估计不足。因此在工业用水量的预测中,应考虑上述因素,结合对现状工业用水量的分析加以确定。

4.0.5 本条为强制性条文,必须严格执行。现行国家标准《建筑设计防火规范》GB 50016 和《消防给水及消火栓系统技术规范》

GB 50974 规定了消防水源、消防用水量、水压及延续时间等消防给水和消火栓方面的要求。水厂、泵站和管网等必须满足消防的需求。

4.0.6 浇洒道路、绿地和广场用水量参照现行国家标准《建筑给水排水设计规范》GB 50015 做了相应规定。

4.0.7 随着供水水质的不断提高而带来的制水成本的提高,优质水的无为漏失将造成极大浪费,同时,随着城市地下空间的大规模开发,地下管道的漏损也会对城市地下设施带来安全隐患。为了加强城市供水管网漏损控制,按现行行业标准《城镇供水管网漏损控制及评定标准》CJJ 92 的规定,城镇供水管网基本漏损率分为两级,一级为 10%,二级为 12%。同时规定了可按居民抄表到户水量、单位供水量管长、年平均出厂压力及最大冻土深度进行修正。国务院《关于印发〈水污染防治行动计划〉的通知》(国发〔2015〕17 号)中规定:到 2017 年,全国公共供水管网漏损率控制在 12%以内;到 2020 年,控制在 10%以内。本条参照以上规定做了相应规定。

4.0.8 未预见用水量是指在给水设计中难以预见的因素(如规划的变化及流动人口用水等)而预留的水量。因此,未预见水量宜按本标准第 4.0.1 条的第 1 款~第 4 款用水量之和的 8%~12% 考虑。

5 取 水

5.1 水 源 选 择

5.1.1 现行国家标准《城镇给水排水技术规范》GB 50788 规定：城镇给水水源的选择应以水资源勘察评价报告为依据，应确保取水量和水质可靠，严禁盲目开发。

据调查，一些项目由于在确定水源前，对选择的水源没有进行详细的调研、勘察和论证，以致造成工程失误，有些工程在建成后发现水源水量不足或与农业用水发生矛盾，不得不另选水源。有的工程采用兴建水库作为水源，而在设计前没有对水库汇水情况进行详细勘察，造成水库蓄水量不足。一些拟以地下水为水源的工程，由于没有进行详细的地下水资源勘察，取得必要水文资料，而盲目兴建地下水取水构筑物，以致取水量不足，甚至完全失败。因此在水源选择前，必须进行水资源的勘察、论证。

5.1.2 全国大部分地表水及地下水都已划定功能区划及水质目标，因而是水源选择的主要依据。具体水源点选择时不仅要符合功能区划要求，而且要考虑到水源保护区的易于建立。

水源水量可靠和水质符合要求是水源选择的重要条件。考虑到水资源的不可替代和充分利用，饮用水、环境用水、中水回用以及各工业企业对用水水质的要求都不相同，近年来有关国家部门对水源水质的要求颁布了相应标准，因此将水源水质的要求明确为符合有关国家现行标准的要求。采用地下水为生活饮用水水源时，水质应符合现行国家标准《地下水质量标准》GB/T 14848 的规定；采用地表水为生活饮用水水源时，水质应符合现行国家标准《地表水环境质量标准》GB 3838 的规定。选用水源除考虑基建投资外，还应注意经常运行费用的经济。当有几个水源可供选择时，

应通过技术经济比较确定。

水是不可替代的资源,随着国民经济的发展,用水量上升很快,不少地区和城市,特别是水资源缺乏的北方干旱地区,生活用水与工业用水、工业与农业用水的矛盾日趋突出,不少城市的地下水已过量开采,造成地面沉降,也有一些地区由于水源的污染,加剧了水资源紧缺的矛盾。由于水资源的缺乏或污染,出现了不少跨区域跨流域的引水、供水工程。因此对水资源的选用要统一规划、合理分配、优水优用、综合利用,科学确定城市供水水源的开发次序,宜先当地水、后过境水或调水,先自然河道、后需调节径流的河道。此外,选择水源时还需考虑施工和运输交通等条件。

5.1.3 现行国家标准《城镇给水排水技术规范》GB 50788 规定:当水源为地下水时,取水量必须小于允许开采量。

鉴于国内部分城市和地区盲目建井,长期过量开采地下水,造成区域地下水位下降或管井阻塞事故,甚至引起地面下沉、井群附近建筑物的开裂,因此地下水取水量必须限制在允许的开采量以内。对地下水已经严重超采的城市,严禁新建取用地下水的设施。在确定地下水允许开采量时,应有确切的水文地质资料,并对各种用途的水量进行合理分配,与有关部门协商并取得同意。在设计井群时,可根据具体情况,设立观察孔,以便积累资料,长期观察地下水的动态。

5.1.4 现行国家标准《城镇给水排水技术规范》GB 50788 规定:当水源为地表水时,设计枯水流量保证率和设计枯水位保证率不应低于 90%。

大中城市的公共供水极为重要,供水一旦不足将成为严重的公共事件,影响社会稳定,故大中城市的地表水水源设计枯水量保证率不宜低于 95%。设计枯水位是固定式取水构筑物的取水头部及泵组安装标高的决定因素,设计枯水位保证率宜取不低于 90%的较大值。据调查及有关规程、规范的规定(见表 8),除个别

城市设计枯水位保证率为 100% 外,其余均在 90% ~ 99% 范围内。

表 8 设计枯水位保证率调查表

序号	有关单位或标准名称	设计枯水位保证率	备注
1	函调南京、湘潭、合肥、九江、长春各城市水源取水构筑物	90% ~ 100%, 大部分城市为 95% ~ 97%	合肥董铺、巢湖取水为 90%。南京城南、北河口取水为 100%
2	《泵站设计规范》GB T 50265	97% ~ 99% 最低日平均水位	河流、湖泊、水库取水时

5.1.5 考虑到备用水源主要是应对极端气候条件或因常用水源相对单一、安全性偏低所引起的取水不足问题,具有影响时间较长的特点,因此备用水源水质标准不应低于常用水源,可取水量应满足备用供水期间的水量需求,并可结合当地地下、地表水源或行政区划外的邻近区域水源条件以及与城市给水系统的联通条件等做综合比较后确定。

应急水源主要是应对水源突发污染或水源设施事故的状况,具有影响时间短的特点。因此在采取应急处理后可满足要求的条件下,应急水源水质标准可适度低于常用水源,可取水量应满足供水期间的水量需求,并可结合当地非常用水源或行政区划外的邻近区域水源条件以及与城市给水系统的联通条件做综合比较后确定。

5.2 地下水取水构筑物

I 一般规定

5.2.1 由于地下水水质较好,且取用方便,因此不少城市取用地下水作为水源,尤其宜作为生活饮用水水源。但长期以来,许多地区盲目扩大地下水开采规模,致使地下水水位持续下降,含水层贮水量逐渐枯竭,并引起水质恶化、硬度提高、海水入侵、水量不足、

地面沉降,以及取水构筑物阻塞等情况时有发生,部分城市水源位于城市下游,水质受到污染。因此本条规定了选择地下水取水构筑物位置的必要条件,着重做了取水构筑物位置应“不易受污染”、在“城市或居民区的上游”的规定。此外,为了确保水源地运行后不发生安全问题,还要避开对取水构筑物有破坏性的强震区、洪水淹没区、矿产资源采空区和易发生地质灾害(包括滑坡、泥石流和坍塌)及建筑物密集地区。近年来这方面问题较多,同时也为了防止地下水过量开采,影响取水构筑物和水源地的寿命,不引起区域漏斗和地质灾害。因此条文规定了相关内容。

5.2.2 地下水取水构筑物的形式主要有管井、大口井、渗渠、复合井和泉室等。正确选择取水构筑物的形式,对于确保取水量、水质和降低工程造价影响很大。

取水构筑物的形式除与含水层的岩性构造、厚度、埋深及其变化幅度等有关外,还与设备材料供应情况、施工条件和工期等因素有关,故应通过技术经济比较确定。但首先要考虑的是含水层厚度和埋藏条件,为此,本条规定了各种取水构筑物的适用条件。

管井是广泛应用的一种取水方式。由于我国地域广阔,不仅江河地区广泛分布砂、卵石含水层,而且在平原、山地和西部广大地区分布有裂隙、岩溶含水层和深层地下水。管井不但可从埋藏上千米的含水层中取水,也可在埋藏很浅的含水层中取水。例如,吉林新中国糖厂和桦甸热电厂的傍河水源,其含水层厚度仅为3m~4m,埋藏深度也仅为6m~8m,而单井出水量达到 $100\text{m}^3/\text{d}$ 左右,类似工程实例很多。故本次对管井适用条件做了修改。将原来的“管井适用于含水层厚度大于5m,其底板埋藏深度大于15m”修改成“管井适用于含水层厚度大于4m,其埋藏深度大于8m”。

工程实践中,因为管井可以采用机械施工,施工进度快、造价低,因而在含水层厚度、渗透性相似条件下大多采用管井,而不采

用大口井。但若含水层颗粒较粗又有充足河水补给时,仍可考虑采用大口井。当含水层厚度较小时,因不易设置反滤层,故宜采用井壁进水,但井壁进水常常受堵而降低出水量,当含水层厚度大时,不但可以井底进水,也可以井底、井壁同时进水,是大口井的最好选择方式。

渗渠取水因施工困难,并且出水量易逐年减少,只有在其他取水形式无条件采用时方才采用。因此本条对渗渠取水的含水层厚度、埋深做了相应规定。

复合井是由非完整式大口井和井底以下设置一根至数根管井过滤器所组成的地下水取水构筑物。通常适用于地下水位较高、含水层厚度较大或含水层透水性较差的场合。

由于地下水的过量开采,人工抽降取代了自然排泄,致使泉水流量大幅度减少,甚至干涸废弃。因此本标准对泉室只做了适用条件的规定,而不另列具体条文。

5.2.3 地下水取水构筑物一般建在市区附近、农田中或江河旁,这些地区容易受到城市、农业和河流污染的影响。因此必须防止地面污水不经地层过滤直接流入井中。另外,在多层含水层取水时,有可能出现上层地下水受到地面水的污染或者某层含水层所含有害物质超过允许标准而影响相邻含水层等情况。例如,在黑龙江省某地,有两层含水层,上层水含铁量高达 15mg/L~20mg/L,而下层含水层含铁量只有 5mg/L~7mg/L,且水量充沛,因此封闭上层含水层,取用下层含水层,取得了经济合理的效果。为合理利用地下水资源,提高供水水质,条文规定了应有防止地面污水和非取水层水渗入的措施。

为保护地下水开采范围内不受污染,规定在取水构筑物的周围应设置水源保护区,在保护区内禁止建设各种对地下水有污染的设施。

过滤器是管井取水的核心部分。根据各地调查资料,由于过滤器的结构不适当,强度不够,耐腐蚀性能差等,使用寿命多数在

5年~7年。黑龙江省某市采用钢筋骨架滤水管,因强度不够而压坏;有的城市地下水含铁,腐蚀严重,管井使用年限只有2年~3年;而在同一个地区,采用混合填砾无缠丝滤水管,管井使用寿命增长。因此按照水文地质条件,正确选用过滤器的材质和形式是管井取水成败的关键。

需进入检修的取水构筑物,都应考虑人身安全和必需的卫生条件。某市曾发生大口井内由火灾引起的人身事故,其他地方也曾发生大口井内使人发生窒息事故。由于地质条件复杂,地层中微量有害气体长期聚集,如不及时排除,必将造成危害。据此本条规定了大口井、渗渠和泉室应有通气设施。

II 管 井

5.2.6 为防止地面污水直接流入管井,各地采用不同的不透水性材料对井口进行封闭。调查表明,最常用的封闭材料有水泥和黏土。封闭深度与管井所在地层的岩性和土质有关,绝大多数在5m以上。

5.2.7 据调查,各地对管井水源备用井的数量意见较多,普遍认为10%备用率的数值偏低,认为井泵检修和事故较频繁,每次检修时间较长,10%的备用率显得不足。因此本条对备用井的数量规定为10%~20%,并提出不少于1口井的规定。

III 大 口 井

5.2.8 经调查,近年来由于凿井技术的发展和大口井过深造成施工困难等因素,设计和建造的大口井井深均不大于15m,使用普遍良好。据此规定大口井井深“不宜大于15m”。

根据国内实践经验,大口井直径为5m~8m时,在技术经济方面较为适宜,并能满足施工要求。据此规定了大口井井径不宜大于10m。

5.2.9 据调查,辽宁、山东、黑龙江等地多采用井底进水的非完整井,运转多年,效果良好。铁道部某设计院曾对东北、华北铁路系统的63个大口井进行调查,其中60口为井底进水。

另据调查,一些地区井壁进水的大口井堵塞严重。例如,甘肃某水源的大口井只有井壁进水,投产 2 年后,80%的进水孔已被堵塞。辽宁某水源的大口井只有井壁进水,也堵塞严重。而同地另一水源的大口井采用井底进水,经多年运转,效果良好。河南某水源的大口井均为井底井壁同时进水的非完整井,井壁进水孔已有 70%被堵塞,其余 30%进水孔进水也不均匀,水量不大,主要靠井底进水。

上述运行经验表明,有条件时大口井宜采用井底进水。

5.2.10 根据给水工程实践情况,将滤料粒径计算公式定为 $d/d_1 = 6 \sim 8$ 。

根据东北、西北等地区使用大口井的经验,井底反滤层一般设 3 层~4 层(大多数为 3 层),两相邻反滤层滤料粒径比一般为 2 层~4,每层厚度一般为 200mm~300mm,并做成凹弧形。

某市自来水公司起初对井底反滤层未做成凹弧形,平行铺设了 2 层,第一层粒径为 20mm~40mm,厚度为 200mm;第二层粒径为 50mm~100mm,厚度为 300mm,运行后若干井发生翻砂事故。后改为 3 层滤料组成的凹弧形反滤层,刃脚处厚度为 1000mm,井中心处厚度为 700mm,运行效果良好。

执行本条时应认真研究当地的水文地质资料,确定井底反滤层的做法。

5.2.11 经调查,大口井井壁进水孔的反滤层多数采用 2 层,总厚度与井壁厚度相适应。故规定大口井井壁进水孔反滤层可分两层填充。

5.2.12 西北铁道部门采用无砂混凝土井筒以改善井壁进水,取得了一定经验,并在陕西、甘肃等地区使用。运行经验表明,无砂混凝土大口井井筒虽有堵塞,但比钢筋混凝土大口井井壁进水孔的滤水性能好些。西北各地区采用无砂混凝土大口井大多建在中砂、粗砂、砾石、卵石含水层中,尚无修建于粉砂、细砂含水层中的生产实例。

根据调查,近年来无砂混凝土大口井使用较少,因此执行本条时,应认真研究当地水文地质资料,通过技术经济比较确定。

5.2.13 鉴于大口井一般设在覆盖层较薄、透水性能较好的地段,为了防止雨水和地面污水的直接污染,特制定本条。

IV 渗 渠

5.2.14 经多年运行实践,渗渠取水的使用寿命较短,并且出水量逐年明显减少。其主要原因是由于水文地质条件限制和渗渠位置布置不适当所致。正常运行的渗渠,每隔7年~10年也应进行翻修或扩建,鉴于渗渠翻修或扩建工期长和施工困难,在设计渗渠时,应有足够的备用水量,以备在检修或扩建时确保安全供水。

5.2.15 管渠内水的流速应按不淤流速进行设计,最好控制在 $0.60\text{m/s}\sim 0.8\text{m/s}$,最低不得小于 0.5m/s ,否则会产生淤积现象。

由于渗渠担负着集水和输水的作用,原规范规定的渗渠充满度为0.5偏低,必要时充满度可提高到0.8。

管渠内水深应按非满流进行计算,其主要原因在于控制水在地层和反滤层中的流速,延缓渗渠堵塞时间,保证渗渠出水水质,增长渗渠使用寿命。

黑龙江某厂的渗渠管径为600mm,因检查井井盖被冲走,涌进地表水和泥沙,淤塞严重,需进入清理,才能恢复使用。吉林某厂渗渠管径为700mm,由于渠内厌氧菌及藻类作用,影响了水质,也需进入予以清理。根据对东北和西北地区16条渗渠的调查,管径均在600mm以上,最大为1000mm。因此本条制定了“内径或短边长度不应小于600mm”的规定。

在设计渗渠时,应根据水文地质条件考虑清理渗渠的可能性。

5.2.16 渗渠孔眼水流流速与水流在地层和反滤层的流速有直接关系。在设计渗渠时,应严格控制水流在地层和反滤层的流速,这样可以延缓渗渠的堵塞时间,增加渗渠的使用年限。因为渗渠进水断面的孔隙率是固定的,只要控制渗渠的孔眼水流流速,也就控

制了水流在地层和反滤层中的流速。经调查,绝大部分运转正常的渗渠孔眼水流流速均远小于 0.01m/s 。因此本条制定了“渗渠孔眼的流速不应大于 0.01m/s ”的规定。

5.2.17 反滤层是渗渠取水的重要组成部分。反滤层设计是否合理直接影响渗渠的水质、水量和使用寿命。

据对东北、西北等地区 14 条渗渠反滤层的调查,其中 5 条做 4 层反滤层,9 条做 3 层反滤层。每层反滤层的厚度大多数为 $200\text{mm}\sim 300\text{mm}$,只有少数厚度为 $400\text{mm}\sim 500\text{mm}$ 。

东北某渗渠采用四层反滤层,每层厚度为 400mm ,总厚度 1600mm 。同一水源的另一渗渠采用 3 层反滤层,总厚度为 900mm 。两者厚度虽差约 1 倍,而效果却相同。

5.2.18 对于集取河道表流渗透水的渗渠,地表水是经原河沙回填层和人工反滤层垂直渗入渗渠中。河道表流水的悬浮物,大部分截留在原河沙回填层中,细小颗粒通过人工反滤层而进入渗渠,水中悬浮物含量越高,渗渠堵塞越快,因此集取河道表流水的渗渠适用于常年水质较清的河道。为保证渗渠的使用年限,减缓渗渠的淤塞程度,在设计渗渠时,应根据河水水质和渗渠使用年限,选用适当的阻塞系数。

5.2.19 河床及河漫滩的渗渠多布置在河道水流湍急的平直河段,每遇洪水,水流速度急剧增加,有可能冲毁渗渠人工反滤层。例如,吉林某市设在河床及河漫滩的渗渠因设计时未考虑防冲刷措施,洪水期将渗渠人工反滤层冲毁,致使渗渠报废和重新翻修。为使渗渠在洪水期安全工作,需根据所在河道的洪水情况,设置必要的防冲刷措施。

5.2.20 为了渗渠的清砂和检修的需要,渗渠上应设检查井。根据各地经验,检查井间距可采用 $50\text{m}\sim 100\text{m}$,当管径较小时宜采用低值。

5.2.21 为了便于维护管理,规定检查井的宽度(直径)一般为 $1\text{m}\sim 2\text{m}$,并设井底沉沙坑。

5.2.22 为防止污染取水水质,规定地面式检查井应安装封闭式井盖,井顶应高出地面 0.5m。渗渠的平面布置形式一般有三种情况:平行河流、垂直河流及平行与垂直河流相组合,渗渠的位置应尽量靠近主河道和水位变化较小且有一定冲刷的直岸或凹岸。因此渗渠有被冲刷的危险,故本条规定应有防冲刷的措施。

5.2.23 渗渠出水量较大时,其集水井一般分成两格,接进水管的一格可作沉沙室,另一格为吸水室。进水管入口处设闸门以利于检修。

V 复 合 井

5.2.25 复合井的结构应根据具体的水文地质条件确定,增加复合井的过滤器直径,可加大管井部分的出水量,但管井部分的水量增加则对大口井井底进水量的干扰程度也将增加,故为了减少干扰,管井的井径不宜大于 300mm。

5.2.26 复合井中管井与大口井在取水的过程中是相互干扰的,在此情况下过滤器下端过滤强度较大,为减少干扰,复合井内管井的过滤器比单独设置管井的过滤器要稍长一些,一般增长 20%,同时靠大口井底下 5m 范围内的过滤器不宜考虑进水。

5.2.27 复合井中大口井的设计与单独设置大口井相同。复合井的施工可以参照大口井进行施工。

其下部管井的设计应符合现行国家标准《管井技术规范》GB 50296 的有关规定。复合井的施工可以参照管井进行施工。

5.3 地表水取水构筑物

5.3.1 对于生活饮用水的水源,良好的水质是最重要的条件。在选择取水构筑物位置时,同时应重视和研究取水河段的形态特征,水流特征和河床、岸边的地质状况,如主流是否近岸和稳定,冲淤变化,漂浮物、冰凌等状况及水位和水流变化等,进行全面的分析论证。此外,还需对河道的整治规划和航道运行情况进行详细调查与落实,以保证取水构筑物的安全。对于生活饮用水的水源,良

好的水质是最重要的条件。因此在选择取水地点时,必须避开城镇和工业企业的污染地段,到上游清洁河段取水,应距排水口一定的距离,并应满足工程环评报告的要求。

此外,还应注意河流上的人工构筑物或天然障碍物对取水的影响,取水构筑物布置需满足以下要求:

(1)取水构筑物宜设在桥前 0.50km~1.00km 或桥后 1.00km 以外的地方。

(2)取水构筑物如与丁坝同岸时,则应设在丁坝上游,与坝前浅滩起点相距一定距离(岸边式取水构筑物不小于 150m~200m,河床式取水构筑物可以小些)。取水构筑物也可设在丁坝的对岸,但不宜设在丁坝同一岸侧的下游。

(3)取水构筑物应离开码头一定距离,如必须设在码头附近时,最好伸入江心取水。此外,还应考虑航行安全,与码头的距离应征求航运部门的意见。

(4)拦河坝由于水流流速减缓,泥沙容易淤积,故取水构筑物宜设在其影响范围以外。

5.3.2 沿海地区的内河水系水质,在丰水期由于上游来水量大,原水含盐度较低,但在枯水期上游径流量大减,引起河口外海水倒灌,使内河水含盐度增高,可能超过生活饮用水水质标准。为此,可采用在河道、海湾地带筑库,利用丰水期和低潮位时蓄积淡水,以解决就近取水的问题。

避咸蓄淡水库的容积不仅决定了工程投资,还关系到供水保证率和水库富营养问题。过小了影响供水安全,过大了不仅增加工程投资,而且会引起水库富营养而导致新的水质问题。因此以生活饮用水卫生标准对氯化物的限值为基准进行连续不可取水天数的分析,将使水库容积确定的科学性更高,故做出了规定。

避咸蓄淡水库一般有两种类型:一种是利用现有河道容积蓄水,即在河口或狭窄的海湾入口处设闸筑坝,以隔绝内河径流与海水的联系,蓄积上游来的淡水径流,达到区域内用水量的年度或多

年调节。近河口段已经上溯的咸水,由于其比重大于淡水而自然分层处于河道底部,待低潮位时通过坝体底部的泄水闸孔排出。这样一方面上游径流量不断补充淡水,另一方面抓住时机向外排咸。浙江省大塘港水库和香港的船湾淡水湖就是这种形式的实例。另一种是在河道沿岸有条件的滩地上筑堤,围成封闭式水库,当河道中原水含盐度低时,及时将淡水提升入库,蓄积起来,以备枯水期原水含盐度不符合要求时使用。杭州的珊瑚沙水库、上海宝山钢铁厂的宝山湖水库、上海长江引水工程的陈行水库和青草沙水库等,都是采用这种形式取得了良好的经济效益和社会效益。

5.3.3 大部分湖泊、水库或流动性低的河流会出现藻类,藻类爆发时会严重威胁供水安全。现行行业标准《含藻水给水处理设计规范》CJJ 32 对含藻水取水口的选择做了详细规定。而在高浊度水源取水时,取水口位置的选择面临避沙问题,且在严寒地区还将面临避凌问题,现行行业标准《高浊度水给水设计规范》CJJ 40 对此也做了详细规定。

5.3.4 寒冷地区在选择取水口位置时,必须了解河流的结冰情况和收集冰凌资料,如流冰期河流产生大量的岸底冰和水内冰,经常堵塞取水口,有的河流由于流速较大无法形成冰盖而产生冰穴,而有的河流产生冰坝及冰塞。以上情况均威胁取水口的安全,所以取水口应设在水内冰较少和不受冰块撞击的地点,在易于产生水内冰的急流,冰穴冰洞河段及支流入汇口的下游处均不宜设置取水口。取水口应尽量避免设在流冰易于堆积的浅滩、沙洲和桥孔的上游附近,一般布置在浅滩、沙洲上游 150m,桥孔上游 500m 以外的地方。

严寒地区的取水口不应设在陡坡、流急、水深小的河段。一般要求河流速度不宜过大($2\text{m/s} \sim 3\text{m/s}$)、水深不宜过小($0.5\text{m} \sim 0.6\text{m}$),否则在这种河段水内冰不能浮起,结不成冰盖,不封冻,河水中大量的冰花呈冰絮状或冰球,威胁取水安全。

5.3.5 通过水工模型试验可达到如下目的:

(1)研究河流在自然情况下或在取水构筑物作用下的水流形态及河床变化;拟建取水构筑物对河道是否会产生影响及采取相应的有效措施。

(2)为保证取水口门前有较好的流速流态,汛期能取到含沙量较少的水,冬季能促使冰水分层,须通过水工模型试验提出河段整治措施。

(3)研究取水口门前泥沙冲淤变化规律,提出减淤措施及取水构筑物形式。

(4)当大型取水构筑物的取水量占河道最枯流量的比例较大时,通过试验,提出取水量与枯水量的合理比例关系。

近年来随着计算机仿真模拟技术的日益先进,在水工模型试验之前先进行仿真模拟将有效提高工作效率,节约工程前期研究工作时间。一定条件下,可直接采用仿真模拟指导设计而省去水工模型试验。

5.3.6 本条是关于取水构筑物形式选择的原则规定。

(1)河道主流近岸,河床稳定且较陡,岸边有足够水深。泥沙、漂浮物、冰凌较严重的河段常采用岸边式取水构筑物,具有管理操作方便,取水安全可靠,对河流水力条件影响小等优点。

(2)主流远离取水河岸,但河床稳定、河岸平坦、岸边水深不能满足取水要求或岸边水质较差时,可采用取水头部伸入河中的河床式取水构筑物,通过自流或虹吸管流至岸边水泵房或进水井。

(3)中南、西南地区水位变幅大,为了确保枯、洪水期安全取水并取得较好的水质,常采用竖井式泵房;电力工程系统也有采用能避免大量水下工程量的岸边纵向低流槽式取水口。

(4)西北地区常采用斗槽式取水构筑物,以克服泥沙和潜冰对取水的威胁;在高浊度河流中取水,可根据沙峰特点,经技术经济论证采用避沙蓄清水库或采取其他避沙措施。

(5)水利系统在山区浅水河床上采用低坝式或底栏栅式取水构筑物较多。

(6)中南、西南地区采用有能适应水位涨落、基建投资省的活
动式取水构筑物。

5.3.7 本条为强制性条文,必须严格执行。现行国家标准《城市
防洪工程设计规范》GB/T 50805 和《防洪标准》GB 50201 都明
确规定,堤防工程采用“设计标准”一个级别;但水库大坝和取水构
筑物采用设计和校核两级标准。原规范中“其设计洪水重现期不
得低于100年”与现行国家标准《泵站设计规范》GB 50265 中规定
不一致,据了解,有些中小城市(镇)很难达到100年标准,故本次
删除了此条内容,设计中设计洪水重现期可按现行国家标准《泵站
设计规范》GB 50265 和《城市防洪工程设计规范》GB/T 50805
执行。

江河取水构筑物的防洪标准不应低于城市的防洪标准的规
定,旨在强调取水构筑物在确保城市安全供水的重要性。

5.3.8 根据我国实践经验,考虑到固定式取水构筑物工程量大,
水下施工复杂,扩建困难等因素,设计时,一般结合发展需要统一
考虑,如有些工程土建按远期设计,设备分期安装。

5.3.9 据调查,漂浮物、泥沙、冰凌、冰絮等是危害取水构筑物安
全运行的主要因素,设计必须慎重,并应采取相应措施。

(1)防沙、防漂浮物。

应从取水河段的形态特征和岸形条件及其水流特性,选择好
取水构筑物位置,重视人工构筑物和天然障碍物对取水构筑物的
影响。很多实例由于取水口的河床不稳定,处于回水区,河道整治
时未考虑已建取水口等原因,引起取水口堵塞、淤积,需进行改造,
甚至报废。

取水头部的位置及选型不当,也会引起头部堵塞。

大量泥沙及漂浮物从头部进入引水管、进水间,会引起管道和
进水间内淤积,给运行造成困难。引水管设计应满足初期不淤流
速要求,进水间内要有除草、冲淤、吸沙等措施。

(2)洪水冲刷危及取水构筑物的安全是设计必须重视的问题。

如四川省 1981 年 7 月曾发生特大洪水冲毁取水构筑物、冲走取水头、冲断引水管等事故,应予避免。

(3)在海湾、湖泊、水库取水时,要调查水生物生长规律,设计要有防治水生物滋生的措施。

(4)在通航水域上船只漏油时有发生,油一旦进入水厂将很难处理,严重影响出厂水的感官指标,故必须采取措施。对于水源存在油污染风险的水厂,应在取水口处储备拦阻浮油的围栏。

北方寒冷地区河流冬季一般可分为三个阶段:河流冻结期、封冻期和解冻期。河流冻结期,水内冰、冰絮、冰凌会凝固在取水口拦污栅上,从而增加进水口的水头损失,甚至会堵塞取水口,故需考虑防冰措施,如取水口上游设置导凌设施、采用橡木格栅、用蒸汽或电热进水格栅等。河流在封冻期能形成较厚的冰盖层,由于温度的变化,冰盖膨胀所产生的巨大压力使取水构筑物遭到破坏,如某水库取水塔因冰层挤压而产生裂缝。为了预防冰盖的破坏,可采用压缩空气鼓动法、高压水破冰法等措施或在构筑物的结构计算时考虑冰压力的作用。根据有关设计院的经验,斗槽式取水构筑物能减少泥沙及防止冰凌危害,如建于黄河某工程的双向斗槽式取水构筑物,在冬季运行期间,水由斗槽下游闸孔进水,斗槽内约 99%面积被封冻,冰厚达 40mm~50mm,河水在冰盖下流入泵房进水间,槽内无冰凌现象。

5.3.10 通常在取水口上游 1000m 和下游 100m 的范围内应设置明显的标志牌。有航运的河道上还应在取水口上装设信号灯,移动式取水口应加设防护桩及信号灯或其他形式的明显标志,以避免来往船只冲击取水口的事故发生。

5.3.11 泵房建于堤内,由于受河道堤岸的防护,取水泵房不受江河、湖泊高水位的影响,进口地坪高程可不按高水位设计,因此本标准中有关确定泵房地面层高程的几条规定仅适用于修建在堤外的岸边式取水泵房。

泵房进口地坪设计标高在有关规程、规范中均有规定,现对比

见表 9。

表 9 泵房进口地坪设计标高对比表

序号	规程、规范名称	标 高		
		泵房在渠道边时	泵房在江河边时	泵房在湖泊、水库或海边时
1	《室外给水设计规范》 GB 50013	设计最高水位加 0.5m	设计最高水位加浪高再加 0.5m, 必要时增设防止浪爬高的措施	设计最高水位加浪高再加 0.5m, 并应设防止浪爬高的措施
2	《泵站设计规范》 GB 50265	—	校核洪水应加浪高加 0.5m 安全超高	

注:频率为 2% 的浪高,可采用重现期为 50 年的波列累计频率为 1% 的浪高乘以系数 0.6~0.7 后得出。

从表 9 中可以看出,泵房进口地坪设计标高确定原则基本一致,本标准分三种情况更为合理。

5.3.12 江河进水孔下缘离河床的距离取决于河床的淤积程度和河床质的性质。根据对中南、西南地区 60 余座固定式泵站取水头部及全国 100 余个地面水取水构筑物进行的调查,现有江河上取水构筑物进水孔下缘距河床的高度,一般都大于 0.5m,而水质清、河床稳定的浅水河床,当取水量较小时,其下缘的高度为 0.3m。当进水孔设于取水头部顶面时,由于淤积有造成取水口全部堵死的危险,因此规定了较大的高程差。对于斜板式取水头部,为使从斜板滑下的泥沙能随水冲向下游,确保取水安全,不被泥沙淤积,要加大进水口距河床的高度。

在高浊度江河取水时,为防止底部进水口淤积后无法正常取水,应采用设置多层进水窗口的方式。

5.3.13 湖泊、水库水的水质随季节和水深有较大的变化。夏秋季表层水温高,藻含量很高。湖泊、水库底的水,含氧量不足,

Fe^{2+} 、 Mn^{2+} 、硫化氢含量增加。汛期、洪水期或暴雨后,湖泊、水库水的浑浊度常常增高,不同深度的浑浊度也不同。因此采用分层取水时,在不同季节,可从不同水深取得较好水质的原水。

5.3.14 据调查,某些湖泊水深较浅,但水质较清,故湖底泥沙沉积较缓慢,对于小型取水构筑物,取水口下缘距湖底的高度可从一般的 1.0m 减小至 0.5m。

5.3.15 进水口淹没水深不足,会形成漩涡,带进大量空气和漂浮物,使取水量大大减少。根据调查已建取水头部进水孔的淹没水深,一般都在 0.45m~3.2m,其中大部分在 1.0m 以上。为了避免湖泊、水库取水时挟带表层水中大量的藻、浮游生物和漂浮生物免受冰层妨碍取水,同时,为了保证虹吸进水时虹吸不被破坏,规定最小淹没深度不宜小于 1.0m,但考虑到河流封冻后,水面不受各种因素的干扰,故条文中规定“当水体封冻时,可减至 0.5m”。

水泵直接吸水的吸水喇叭口淹没深度与虹吸进水要求相同。

在确定通航区进水孔的最小淹没深度时,应注意船舶通过时引起波浪的影响以及满足船舶航行的要求。进水头部的顶高,同时应满足航运零水位时,船舶吃水深度以下最小富裕水深的要求,并征得航运部门的同意。

5.3.16 据调查,为取水安全,取水头部常设置 2 个。有些工程为减少水下工程量,将 2 个取水头部合成 1 个,但分成 2 格。另外,相邻头部之间不宜太近,特别在漂浮物多的河道,因相隔过近,将加剧水流的扰动及相互干扰,如有条件,应在高程上或伸入河床的距离上彼此错开。某工学院为某厂取水头部进行的水工模型试验指出:“一般两根进水管间距宜不小于头部在水流方向最大尺寸的 3 倍”。由于各地河道水流特性的不同及挟带漂浮物等情况的差异,头部间距应根据具体情况确定。

5.3.17 据调查,栅条净距大都在 40mm~100mm,个别最小为 20mm(南京城北水厂,1996 年建成),最大为 120mm(湘潭一水厂)。据水利系统排灌泵站调查数据,栅距一般在 50mm~

100mm。

现行国家标准《泵站设计规范》GB 50265-2010 对拦污栅栅条净距规定:对于轴流泵,可取 $D_0/20$;对于混流泵和离心泵,可取 $D_0/30$, D_0 为水泵叶轮直径。最小净距不得小于 50mm。

根据上述情况,原规范制定的栅条间净距是合理的。

据调查反映,手工清除的岸边格栅,在漂浮物多的季节,因清除不及时,栅前后水位差可达 1m~2m,影响正常供水,故应采用机械清除措施,确保供水安全。

5.3.18 过栅流速是确定取水头部外形尺寸的主要设计参数。如流速过大,易带入泥沙、杂草和冰凌;流速过小,会加大头部尺寸,增加造价。因此过栅流速应根据条文规定的诸因素决定。如取水地点的水流速度大,漂浮物少,取水规模大,则过栅流速可取上限,反之,则取下限。

据调查,淹没式取水头部进水孔的过栅流速(无冰絮)多数在 0.2m/s~0.6m/s,最小为 0.02m/s(九江河东水厂,取水规模只有 188m³/h),最高为 2.0m/s(南京上元门水厂)。东北地区淹没式取水头部的过栅流速多数在 0.1m/s~0.3m/s(无冰絮),对于岸边式取水构筑物,格栅起吊、清渣都很方便,故过栅流速比河床式取水构筑物的规定略高。

考虑到水生态保护的需要,过栅流速过大可能导致鱼卵或鱼苗吸入,参照国际发达国家的经验,对邻近鱼类产卵区域提出了不宜大于 0.1m/s 的过栅流速要求。

5.3.19 本条是关于格网(栅)形式及过网流速的规定。

(1)关于格网(栅)形式。

根据国内外生产的去除漂浮物的新型设备及供应情况,规定中除平板式格网、旋转式格网外,增加了自动清污机。

据调查,平板式格网因清洗劳动强度大,特别在较深的竖井泵房进水管,起吊清洗难度更大,因此在漂浮物较多的取水工程中采用日趋减少。

板框旋转式滤网在电力系统使用较多,但存在维修工作量大,去除漂浮物效率不高等问题。双面进水转鼓滤网应用于大流量,维修工作少,去除漂浮物效率高,在电力及核电系统的大型取水泵站已有应用。

各种形式的自动清污机除用于污水系统外,也大量应用于给水取水工程中。如成都各水厂都改用了回转式自动清污机,其中设计取水规模为每天 180 万立方米的六水厂共安装 10 台。由于清污机的栅条净距可根据用户需要制造,小的可到几个毫米,可以满足去除细小漂浮物的工艺要求。

现行国家标准《泵站设计规范》GB 50265 将耙斗(齿)式、抓斗式、回转式等清污机已列入条文中。

(2)关于过网(栅)流速。

根据电力系统经验,旋转滤网标准设计采用过网流速为 1.0m/s,自动清污机也都采用 1.0m/s 过栅流速,考虑平板格网清污困难,原定流速 0.5m/s 是合理的。

5.3.20 考虑到进水管部分位于水下,易受洪水冲刷及淤积,一旦发生事故,修复困难,时间也长,为确保供水安全,要求进水管设置不宜少于两条,当一条发生事故时,其余进水管仍能继续运行,并满足事故用水量的要求。

5.3.21 进水管的最小设计流速不应小于不淤流速。四川某电厂取水口原设有三条进水管,同时运行时平均流速为 0.37m/s,进水管被淤,而当两条进水管工作,管内流速上升至 0.55m/s 时则运转正常。因此为保证取水安全,应特别注意进水管流速的控制。在确定进水管管径及根数时,需考虑初期取水规模小的因素,采取措施,使管内初期流速满足不淤流速的要求。据调查进水管流速一般都大于 0.6m/s,常采用 1.0m/s~1.5m/s。

实践证明,在原水浊度大、漂浮物多的河流取水,头部被堵,进水管被淤,时有发生,设计应有防堵、清淤的措施。

根据国内实践,虹吸管管材一般采用钢管,防止漏气,以确保

虹吸管的正常运行。

5.3.22 根据国内实践经验,进水间平台上一般设有闸阀的启闭设备、格网的起吊设备、平板格网的清洗设施等。泥沙多的地区还设有冲动泥沙或吸泥装置。

5.3.23 当建造固定式取水构筑物有困难时,可采用活动式取水构筑物。在水流不稳定、河势复杂的河流上取水,修建固定式取水构筑物往往需要进行耗资巨大的河道整治工程,对于中、小型水厂常带来困难,而活动式(特别是浮船)具有适应性强、灵活性大的特点,能适应水流的变化。此外,某些河流由于水深不足,若修建取水口会影响航运或者当修建固定式取水口有大量水下工程量、施工困难、投资较高,而当地又受施工及资金的限制时,可选用缆车或浮船取水。

根据使用经验,活动式取水构筑物存在操作、管理麻烦及供水安全性差等缺点,特别在水流湍急、河水涨落速度大的河流上设置活动式取水构筑物时,尤需慎重。故本条强调了“水位涨落速度小于 2.0m/h ,且水流不急”的限制条件,并规定“要求施工周期短和建造固定式取水构筑物有困难时,可考虑采用活动式取水构筑物”。

据调查,已建缆车取水规模有达每天10余万立方米,水位变幅为 $20\text{m}\sim 30\text{m}$ 的;已建单船取水能力最大达每天30万立方米,水位变幅为 $20\text{m}\sim 38\text{m}$,联络管直径最大达 1200mm 。目前,浮船多用于湖泊、水库取水,缆车多用于河流取水。由于活动式取水构筑物本身特点,目前设计采用已日趋减少。

5.3.24 运行经验表明,决定活动式取水构筑物个数的因素很多,如供水规模、供水要求、接头形式、有无调节水池、船体是否进坞修理等,但主要取决于供水规模、接头形式及有无安全贮水池。

根据国内使用情况,过去常采用阶梯式活动连接,在洪水期间接头拆换频繁,拆换时迫使取水中断,一般设计成一座取水构筑物再加调节水池。随着活络接头的改进,摇臂式联络管、曲臂式联络

管的采用,特别是浮船取水中钢桁架摇臂联络管实践成功,使拆换接头次数大为减少,甚至不需拆换,供水连续性较前有了大的改进,故有的浮船取水工程仅设置一条浮船。由于受到缆车牵引力、接头形式、材料等因素的影响,因此活动式取水构筑物的个数又受到供水规模的限制,本条文仅做原则性规定。设计时,应根据具体情况,在保证供水安全的前提下确定取水构筑物的个数。

5.3.25 当泵车稳定性和刚度不足时,会由于轨道不均匀沉降产生纵向弯曲,而使部分支点悬空,引起车架杆件内力剧变而变形;车架承压竖杆和空间刚度不够而变形;平台梁悬过长,结构又按自由端处理,在动荷载作用下,使泵车平台可能产生共振;机组布置不合理,车体施工质量不好等原因引起振动。因此条文中强调了泵车结构的稳定性和刚度的要求。车架的稳定性和刚度除应通过泵车结构各种受力状态的计算以保证结构不产生共振现象外,还应通过机组、管道等布置及基座设计,采取使机组重心与泵车轴线重合或降低机组、桁架重心等措施,以保持缆车平衡,减小车架振动,增加其稳定性。

为保证浮船取水安全运行,浮船设计应满足有关平衡与稳定性的要求。根据实践经验,首先应通过设备和管道布置来保持浮船平衡并通过计算验证。当浮船设备安装完毕,可根据船只倾斜及吃水情况,采用固定重物舱底压载平衡;浮船在运行中,也可根据具体条件采用移动压载或液压压载平衡。

浮船的稳定性应通过验算确定。在任何情况下,浮船的稳定性衡准系数不应少于 1.0,即在浮船设计时,回复力矩 M_r 与倾覆力矩 M_i 的比值 $K \geq 1.0$,以保证在风浪中或起吊联络管时能安全运行。

机组基座设计要减少对船体的振动,对于钢丝网水泥船尤应注意。

5.3.27 山区河流水量丰富,但属浅水河床,水深不够使取水困难。

推移质不多的山区河流常采用低坝取水形式。低坝可分活动坝及固定坝。活动坝除一般的拦河闸外还有橡胶坝、浮体闸、水力自动翻板闸等新型活动坝,洪水来时能自动迅速开启泄洪、排沙,水退时又能迅速关闭蓄水,以满足取水要求。

山溪河道,河床坡度较陡,当水流中带有大量的卵石、砾石及粗沙推移质时,常采用底栏栅取水形式。取水流量最大已达 $35\text{m}^3/\text{s}$,据统计,使用于灌溉及电力系统已达到 70 余座,其中新疆已建近 50 座。

5.3.28 为确保坝基的安全稳定,低坝应建在河床稳定、地质较好的河段,并通过一些水工设施,使坝下游处的河床保持稳定。

选择低坝位置时,尚应注意河道宽窄要适宜,并在支流入口上游,以免泥沙影响。

取水口设在凹岸可防止泥沙淤积,确保安全取水。寒冷地区修建取水口应选在向阳一侧,以减少冰冻影响。

有些地区山溪河岸不稳定,夏季易发洪水和泥石流,应考虑取水口防冲和尽快恢复的措施。

5.3.29 低坝取水枢纽一般由溢流坝、进水闸、导沙坎、沉沙槽、冲沙闸、导水墙及防洪堤等组成。

溢流坝主要为抬高水位满足取水要求,同时也应满足泄洪要求,因此坝顶应有足够的溢流长度。如其长度受到限制或上游不允许壅水过高时,可采用带有闸门的溢流坝或拦河闸,以增大泄水能力,降低上游壅水位。如成都六水厂每天 $180\text{万}\text{m}^3$ 取水口就采用了拦河闸形式。

进水闸一般位于坝侧,其引水角对含沙量小的河道为 90° 。新建灌溉工程一般采用 $30^\circ\sim 40^\circ$,以减少进沙量。

冲沙闸布置在坝端与进水闸相邻,其作用是满足冲沙及稳定主槽。据统计,运用良好的冲沙闸总宽约为取水工程总宽的 $1/10\sim 1/3$ 。

5.3.30 根据新疆的实践经验,底栏栅式取水构筑物宜建在山溪

河流出口处或出山口以上的峡谷河段。该处河床稳定,水流集中,纵坡较陡(要求在 $1/50\sim 1/20$),流速大,推移质颗粒大,含细颗粒较少,有利于引水排沙。曾有初期修建在出口以下冲积扇河段上的底栏栅,由于泥沙淤积被迫上迁至出口处后运行良好的实例。

5.3.31 底栏栅式取水构筑物一般有溢流坝、进水栏栅及引水廊道组成的底栏栅坝、进水闸、由导沙坎和冲沙闸及冲沙廊道组成的泄洪冲沙系统以及沉沙系统等组成。

栅条做成活动分块形式,便于检修和清理,便于更换。为减少卡塞及便于清除,栅条一般做成钢制梯形断面,顺水流方向布置,栅面向下游倾斜,底坡为 $0.1\sim 0.2$ 。栅隙根据河道沙砾组成确定,一般为 $10\text{mm}\sim 15\text{mm}$ 。

冲沙闸在汛期用来泄洪排沙,稳定主槽位置,平时关闭壅水。故冲沙闸一般设于河床主流,其闸底应高出河床 $0.5\text{m}\sim 1.5\text{m}$,防止闸板被淤。

设置沉沙池可以去除进入廊道的小颗粒推移质,避免集水井淤积,改善水泵运行条件。

6 泵 房

6.1 一 般 规 定

6.1.1 泵房设计在满足泵房规模和功能需求的前提下,泵房整体布置设计应考虑的因素很多,要站在多个角度来综合考虑,以取得各方面均相对合理的整体布置设计。

6.1.2 选用的水泵机组及配置的数量首先应能适应泵房在常年运行中供水水量和水压的变化,其次应综合考虑水质、泵型及水泵特性、场地条件、工程投资和运行维护等条件。如提升含沙量较高的水时,宜选用耐磨水泵或低转速水泵;泵房用地受到限制或较深时宜选用立式泵;方便安装和维护的宜选用卧式泵等。

从方便生产管理和运行维护角度考虑,选用水泵的规格不宜过多,电动机的电压也宜一致。

6.1.3 按水泵相似理论,叶片式水泵可根据其比转数大小分为离心泵、混流泵和轴流泵三种泵型,其能量性能、结构形式、布置方式、价格和安装维护要求各有不同。因此水泵泵型选择时,宜先按其需求的流量和扬程计算水泵比转数,再结合泵房布置条件、工程投资和安装维护的难度等因素综合考虑后确定。

6.1.4 水泵将按其固定不变特性曲线运行,但在水泵特性曲线范围内能确保其高效、安全和稳定运行的范围有限。当外部水量水压需求发生变化时,在无任何干预的情况下,其能量性能将偏离特性曲线的允许运行范围,出现低效、气蚀,甚至机组震动现象。气蚀不仅使水泵效率严重下降,且会对水泵叶轮结构造成损伤,甚至破坏。因此在相同条件下,首先,应考虑选择高效区宽、气蚀余量变化缓的水泵;其次,经过技术经济比较,可采用大小规格搭配、机组调速、更换叶轮、调节叶片角度等干预措施,保障水泵的高效、安

全和稳定运行。

6.1.5 选择设计扬程相近的水泵进行并联运行是保障水泵稳定运行的基本条件,而并联水泵的台数的确定,应在泵房各种设计工况条件下,通过水泵并联运行特性曲线(包括已采取了改变水泵特性措施后的特性,如调速等)与输水管道系统水力特性曲线的啮合分析,以及每个水泵特性在并联条件下的适应性分析,综合分析后确定。

6.1.6 备用水泵设置的数量应考虑供水的安全要求、工作水泵的台数以及水泵检修的频率和难易等因素,在提升含沙量较高的水时,应适当增加备用能力。

备用水泵的规格应根据泵房内水泵规格配置的情况确定。由于备用水泵不是固定备用,应与所备用水泵互为备用、交替运行,其既是备用泵又是工作泵。因此为保障所有水泵能高效、安全和稳定运行,提出了本条规定。

6.1.7 本条规定按照《城市给水工程项目建设标准》(建标 120—2009)第十五条、第六十三条及条文说明所提出。本条的水厂建设规模类型,参照建设标准《城市给水工程项目建设标准》(建标 120—2009)。

6.1.8 本条为强制性条文,必须严格执行。泵房是输配水系统中重要设施,一旦瘫痪,将造成断水。不同用途的泵房防洪设计标准应按其所处位置的防洪要求分别进行设计。

6.1.10 现行国家标准《泵站设计规范》GB 50265 对泵房采取防护措施的条件做了规定,即事故停泵瞬态特性不满足该规范规定的特性时,应采取水锤防护措施。

6.1.11 从保障自源头到龙头的水质安全角度考虑,不管是原水泵房还是清水泵房,都应严格控制和防范泵房前池和吸水池(井)周围污染源污染水质。

6.2 泵房前池、吸水池(井)与水泵吸水条件

6.2.1 前池、吸水井分格有利于井内清淤和设备检修。

6.2.2 与取水构筑物合建的取水泵房兼有取水构筑物的功能,其进水口设置拦污格栅应按取水构筑物的有关规定执行。

6.2.3 取水泵房吸水井前通常建有前池,前池内水流顺畅、流速均匀和不产生涡流,一方面可使水流均匀分配到吸水井各水泵的进水道,另一方面可减缓前池的淤积状况。保持吸水井内良好的流态,可有效避免各水泵吸水口的进水道产生各种形式的偏流和夹气涡流,从而保障水泵安全、稳定运行。

6.2.4 由于混流泵、轴流泵的叶轮直接位于吸水井进水通道内,进水通道的作用相当于离心泵的吸水管,因此保持吸水井进水通道良好的流态对大型混流泵、轴流泵的安全稳定运行非常重要,水电工程的特大型混流泵、轴流泵的进水通道的设计甚至要通过水泵装置的水工模型试验才能确定,而保持吸水井良好流态有赖于前池来水的均匀和稳定。

因流速突变,取水泵房自流进水时前池不可避免地会发生不良流态,而自流加侧向进水时,会同时发生流速和流向突变,使前池产生更不良的流态。因此通过采取正向进水、减小前池进水扩散角度和设置分水导流设施,可有效减缓流速变化和避免流向突变,使前池内水流顺畅、流速均匀和不产生涡流,并相对均匀地分配到吸水井,为吸水井保持良好流态创造条件。

6.2.5 现行国家标准《泵站设计规范》GB 50265 对离心泵进水管喇叭口的直径以及离心泵或小口径混流泵、轴流泵进水管喇叭口在吸水井(进水池)的布置做了规定,故可按此规范执行。

6.2.6 在满足本标准第 6.2.5 条规定的最小布置尺寸前提下,参照现行国家标准《泵站设计规范》GB 50265 建议值作为设计校核之用。

6.2.7 在浅床水库和湖泊取水时,因泵站设置位置受限或工程布置需要,存在长距离自流进水的布置方式。长距离自流进水时,当泵房事故失电或最大水泵机组启停,因流速突变,自流管中具有一定流速的大体积的水体会产生很大惯性和一定的压降,并在泵房

的前池与吸水井(进水池)产生雍水或超降现象,且这种现象的消失时间随着管道长度、流速的增加而延长。

上海青草沙原水工程的首部泵站自流进水管长达 14km,设计流速 1.8m/s。设计阶段采用计算机模拟雍水和超降状况表明,最高水位运行且泵站全部失电时,前池与吸水井(进水池)雍水超过了池顶防洪标高,为此前池设置溢流设施。工程调试阶段曾真实模拟一半机组失电和最大机组启停时的雍水和超降状况,一半机组失电时,雍水和超降状况的消失长达几小时,结果与计算机模拟非常相似。苏州某太湖长距离(长度 1.2km,设计流速 1.2m/s。)自流进水泵站曾发生最大机组开启时,吸水井水位超降至水泵停泵保护水位以下而导致其他水泵出现保护停泵现象。

考虑到这种现象的存在,故做本条规定。减轻这种现象和消除这种现象的不利影响,可采取增加前池与吸水井水面面积、设置溢流设施、水泵缓慢变速启停和降低水泵最低设计水位等措施。

6.3 水泵进出水管道

6.3.1 综合技术经济因素和管道阀门流速限制的考虑,规定水泵吸水管及出水管的流速范围。

6.3.2 进水管在平面布置上靠近水泵入口段顺直有利于水泵入流平顺。应避免水泵入口的渐缩管直接连接弯管。

离心泵进水管内真空度达到一定值时,水中溶解气体就会因管道内压力减小而不断逸出,如果进水管局部隆起,此时就会积气形成气囊,影响过水能力,严重时破坏真空影响吸水。若有条件,最好做成向水泵上升的坡度($i=0.005$)。此外,在高程布置上避免局部隆起结气可消除对水泵稳定运行带来的不利影响。

6.3.3 进水管道设隔离阀门主要为了水泵拆卸维修时隔水之用。

6.3.4 非自灌充水离心泵进水管道单独设置是为避免公用吸水管漏气而影响所有水泵的安全运行。自灌充水离心泵公用吸水管应充分考虑相互干扰带来的流量不均和不利流态的影响,根据国

际上的一些经验,采用总管流速为分管流速的 50%,可较好地改善上述不利影响道。对大型水泵,有条件的宜做计算机流场、流速模拟分析优化。吸水总管的布置和隔离阀门的设置应满足局部设施事故或维修时设备和管道切换之用。

6.3.5 离心泵一般采用关阀启动,关阀启动时的扬程即零流量时的扬程,一般达到设计扬程的 1.3 倍~1.4 倍,所以水泵出口操作阀门的工作压力应按零流量时压力选定。

重要的泵房为了在工作阀门出现故障时仍能截断水流检修,还可单独加设检修阀门。

6.3.6 低扬程大流量的混流泵、轴流泵通常必须开阀启动,出水方式多样,如虹吸出水、自由跌水出水(潜水混流泵、轴流泵)和管道连接开口水池等;中流量低扬程的混流泵则多采用关阀启动。

6.3.7 伸缩接头设置是为了方便阀门装卸。考虑到曾经发生过水泵拆卸时,因采用非传力式带限位伸缩接头,进水管道上关闭的阀门连伸缩接头受水压作用整体拔脱水淹泵房的事故。采用传力式带限位的伸缩接头是为了避免水泵拆卸时泵房被淹的风险。

6.3.10 通常液压驱动系统采用一对一的配置方式,但也有一对多的配置方式,压缩空气驱动则采用一对多的配置方式,因此应对一对多的配置方式的动力配置能力要进行泵房各种运行工况下阀门启闭要求的适应性分析。

6.4 起重设备

6.4.1、6.4.2 规定起重设备提升高度应从最低起吊部件所处位置的地坪起算,是出于保证满足现行国家标准《起重机械安全规程》GB 6067 的有关操作安全要求的考虑。满足吊运部件在吊运过程中与周边相邻固定物的水平方向净距不小于 0.4m 的要求是依据现行国家标准《泵站设计规范》GB 50265 有关起重设备布置的要求所定。

关于泵房内起重设备的操作水平,在征求各地意见过程中,一

般认为考虑方便安装、检修和减轻工人劳动强度,泵房内起重设备的操作水平宜适当提高。但也有部分单位认为,泵房内的起重设备仅在检修时用,设置手动起重设备就可满足使用要求。

6.4.4 起重机的利用率决定。一般泵房起重机利用率较低,故起重机的桥架,主起升机构,大、小车运行机构机械部分以及运行机构的电气设备均可选用轻级工作制。主起升机构的电气设备及制动器、副起升机构及电气设备在机组安装检修期间工作强度大,故应选用中级工作制。

6.5 水泵机组布置

6.5.1 机组布置直接影响到泵房的结构尺寸,对安装、检修、运行、维护有很大的影响。

6.5.2 水泵机组布置时,除满足其构造尺寸的需要外,还要考虑满足操作和检修的最小净距。由于在就地拆卸电动机转子时,电动机也需移位,因此规定了考虑就地检修时,应保证泵轴和电动机转子在检修时能拆卸。在机组一侧,设水泵机组宽度加 0.5m 的通道。

设备布置应整齐、美观、紧凑、合理。

考虑到地下式泵房平面尺寸的限制,以及对于小容量电机,水泵机组的间距可适当减小。

6.5.3 影响立式机组段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。

6.5.4 靠近泵房设备入口端的机组与墙壁之间的距离主要考虑水泵、电动机吊装的要求。有空气冷却器时,还要考虑空气冷却器的吊装,需要布置楼梯时,可以兼顾其需要。

6.5.5 水泵机组高程对泵房的结构深度和土建整体造价影响很大,在相同的进水水位条件下,采用自灌或非自灌充水布置方式是水泵高程布置的决定因素。通常采用自灌充水布置方便生产运

行,但泵房深度和建设投资大,采用非自灌充水布置则反之。故应做综合比较确定。此外,还应对各种运行工况下的水泵可用汽蚀余量(依据水泵叶轮基线与最低水位的距离计算所得)能否大于水泵运行时的必须汽蚀余量(随水泵运行流量增大而增大)进行多工况分析核算。

6.6 泵房布置

6.6.2 考虑安全运行的要求,架空管道不得跨越电气设备。为方便操作,架空管道不得妨碍通道交通。

6.6.4 若立式水泵的传动轴过长,轴的底部摆动大,易造成泵轴填料函处大量漏水,且需增加中间轴承及其支架的数量,检修安装也较麻烦。因此应尽量缩短传动轴长度,降低电动机层楼板高程。

6.6.5 离心泵进水和轴流泵、混流泵进水或虹吸出水的真空抽气时间是依据现行国家标准《泵站设计规范》GB 50265 的有关规定提出。建议离心泵抽气充水的真空泵引水装置采用常吊真空形式是便于运行。

6.6.6 对需要预润滑启动或常润滑运行的泵房润滑水供水系统的水质、水量和水压应和布置做了规定。对于常润滑运行的泵房,润滑水供水系统的管路安全布置很重要,其对水泵的保护和使用寿命有较大影响。

6.6.7 对于水泵电机或变频器采用水冷却泵房,冷却水供水系统的管路安全布置非常重要,其作用不亚于水泵电机的供电系统。

6.6.9 为避免发生机组淹没事故,需考虑四种排水情况:正常运行时的机组冷却水、管道阀门等漏水,地下式泵房可能存在的少量地下渗水,检修时放空水泵、管道的剩水,发生裂管等事故时的大量泄水。

7 输 配 水

7.1 一 般 规 定

7.1.1 选择短、直、顺的管线可节省工程投资,并可少占土地、降低能耗。避开毒害物污染区是保证输水水质安全的关键。避开的地质断层、滑坡、泥石流等不良的地质构造区间,对保证输水工程的安全作用重大。沿用现有或规划道路敷设对输水工程的施工,维护和运行管理有力。在规划和建有城市综合管廊的区域,应优先将输配水管道纳入管廊。

7.1.2 输水管(渠)的沿程漏损水量与管材、管径、长度、压力和施工质量等有关。计算原水输水管道的漏损水量时,可根据工程的具体情况,参照有关资料和已建工程的数据确定。

原水输水管(渠)道设计流量包含净水厂自用水量,自用水率一般可取水厂供水量的5%~10%。

由于水厂的供水量中已包括了管网漏损水量,故向管网输水的清水管道设计水量不再另计管道漏损水量。

多水源供水的城镇,各水厂至管网的清水输水管道的设计水量应按最高日最高时条件下综合考虑配水管网设计水量、各个水源的分配水量、管网调节构筑物的设置情况后确定。

7.1.3 城市供水系统是多水源或者设置了调蓄设施,在建输水工程发生事故时,可满足用水区域事故用水量的条件下,可采用单管输水。在单水源或原有调蓄设施满足不了事故用水量时,设计应采用2条以上管道输水,而且在管道之间应设计连通管,以保证用水区域事故用水量,事故用水量为设计用水量的70%。

城市供水系统形成多水源是城市供水安全的有力保证。采用2条以上管道输水时,还应在管道之间保持一定安全距离,防止其

中一条管道断管时冲坏另一条管道。如果管道间安全距离不足时,应采取有效的安全措施。

7.1.4 输水管道在各种设计工况下运行时,规定管道系统不应出现负压的目的是为防止外水体可能渗入,造成污染,保证水质的安全。其次可避免管道内形成气团妨碍通水。因此,输水管线高程应位于各种设计工况下运行的水力坡降线以下。

7.1.5 采用明渠输送原水主要存在两方面的问题,一是水质易被污染,二是城镇用水容易发生与工农业争水,导致水量流失。因此本条文中规定原水输送宜选用管道或暗渠(隧洞);采用明渠输水宜采用专用渠道,如天津“引滦入津”工程。

为保证水质安全,本条文规定清水输送应采用有压管道(隧洞)。若采用有压隧洞,一般应采用双层衬砌结构,内衬层宜用钢或钢筋混凝土结构,钢筋混凝土结构必须保证混凝土密实,伸缩缝处不透水,防止外水渗入。

7.1.6 输水方式的选定一般应经技术经济安全比较后确定。近年来国内有些城市出现“重力流现象”,即重力流水厂随着供水区域的扩大,用不断降低水力坡度方式来适应供水区域的扩大,形成大管径低流速现象,管道的流速经常在低于经济流速的状态下运行,不仅造成管道建设成本的提高,且存在水质安全隐患。

7.1.7 本条为强制性条文,必须严格执行。现行《城市供水条例》中明确规定“禁止擅自将自建设施供水管网与城市公共供水管网系统连接;因特殊情况需要连接的,必须经城市自来水供水企业同意,报城市供水行政主管部门和卫生行政主管部门批准,并在管道连接处采取必要防护措施”。

7.1.8 城镇供水安全性十分重要,一般情况下宜将配水管网布置成环状。考虑到某些中、小城镇等特殊情况,一时不能形成环网,可按枝状管网设计,但是应考虑将来连成环状管网的可能。

7.1.9 分区计量有利于漏损控制,也有益于供水单位的日常管理。在规模较大的供水管网系统中,建立分区域计量系统。在

管网的适当位置安装流量计,对区域供水量进行综合监测和水量平衡管理,流量监测点应根据管网供水区域内分区计量需要而设置。

7.1.10 为选择安全可靠的配水系统和确定配水管网的管径、水泵扬程及高地水池的标高等,必须进行配水管网的水力平差计算。为确保管网在任何情况下均能满足用水要求,配水管网除按最高日最高时的水量及控制点的设计水压进行计算外,还应按发生消防时的水量和消防水压要求;最不利管段发生故障时的事故用水量和设计水压要求;最大转输时的流量和水压的要求三种情况进行校核;如校核结果不能满足要求,则需要调整某些管段的管径。

7.1.11 管网的优化设计是在保证城市所需水量、水压和水质安全可靠的条件下,选择最经济的供水方案及最优的管径或水头损失。管网是一个很复杂的供水系统,管网的布置、调节水池及加压泵站设置和运行都会影响管网的经济指标。因此要对管网主要干管及控制出厂压力的沿线管道校核其流速的技术经济合理性;对供水距离较长或地形起伏较大的管网进行设置加压泵站的比选;对昼夜用水量变幅较大供水距离较远的管网比较设置调节水池泵站的合理性。

7.1.12 压力管道由于急速的开泵、停泵、开阀、关阀和流量调节等,会造成管内水流速度的急剧变化,从而产生水锤,危及管道安全,因此压力输水管道应进行水锤分析计算,采取措施削减关泵(阀)产生的水锤;防止在管道隆起处与压力较低的部位水柱拉断,产生的水柱弥合水锤。工艺设计应采取削减水锤的有效措施,使在残余水锤作用下的管道设计压力小于管道试验压力,以保证输水安全。

7.1.13 现行国家标准《消防给水及消火栓系统技术规范》GB 50974 规定了消防水池进水管管径不应小于 $DN100$,市政消火栓的间距不应大于 120m 。

7.2 水力计算

7.2.1~7.2.4 输配水管道水力计算包含沿程水头损失和局部水头损失计算,其中沿程水头损失为管道主要的水头损失。

输配水管道水流流态基本处在紊流过渡区和粗糙区,水流阻力与水的黏滞力、水流速度、管壁粗糙度有关,不同管材内壁光滑度差异较大,管道水力计算时一般根据不同品种的管材选择不同的水力计算公式。

塑料管和采用塑料内衬的管道,管内壁较光滑,水流一般处在紊流过渡区,水力计算采用半理论半径验的达西公式(Darcy),即 $h_y = \lambda \cdot \frac{l}{d_j} \cdot \frac{v^2}{2g}$; 而其中公式中 λ 采用柯尔勃洛克-怀特(Colebrook-White)紊流过渡区公式,即 $\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \lg \left(\frac{\Delta}{3.7d_j} + \frac{2.51}{Re \sqrt{\lambda}} \right)$, 其中, Δ 可采用本标准附录 A 表 A.0.1 中的建议值。

混凝土管及采用水泥砂浆内衬管道,管内壁较粗糙,水流一般处在紊流粗糙区,水力计算宜采用谢才(Chezy)经验公式,即 $h_y = \frac{v^2}{C^2 R} l$; 其中的 C 可按巴普洛夫斯基公式 $C = \frac{1}{n} R^y$ 计算, $y = 2.5 \sqrt{n} - 0.13 - 0.75 \sqrt{R} (\sqrt{n} - 0.1)$; 为了方便计算 y 也常采用 $\frac{1}{6}$, 这时 $C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}}$, 这就演变成曼宁公式(Manning)。摩阻系数 n 可按照本标准附录 A 表 A.0.1 中的建议值选用。

输配水管道水力计算也常采用海曾-威廉公式(Hazen-Williams),该公式适用于管壁较光滑,水流处于紊流过渡区的管道。

$h_y = \frac{10.67 q^{1.852}}{C_h^{1.852} d_j^{1.87}} l$, 其中 C_h 可按照本标准附录 A 表 A.0.1 中的建议值选用。

管道局部水头损失计算可根据管道水流的边界条件,按照相关实测的局部水头阻力系数计算,管线水平和竖向顺直时,局部水头损失一般占沿程水头损失的5%~10%。

管网水力平差计算宜选用海曾-威廉公式,即 $h_f = \frac{10.67q^{1.852}}{C_h^{1.852} d_j^{4.87}} l$ 。

7.3 长距离输水

7.3.1 根据本标准第7.1.1条的规定,对拟定的管线走向,深入实地调查研究,并进行技术经济比较,选择安全可靠的输水线路是长距离输水管道工程设计的重要组成部分。

7.3.2 长距离输水管道系统的水质安全和在各种设计工况下设计水量、水压都满足用水要求是约束条件,其中运行工况包括输水管道事故状态,届时的安全供水应符合本标准第7.1.3条的规定。

选择安全可靠的长距离管道运行系统,一般应在约束条件满足时,进行多方案的技术经济比选优化选定。

7.3.4 输水工程恒定流水力计算是输水管道设计的基础,一般应对各种设计工况进行水力计算,包括重力流含静压状态的工况,首先计算水力坡降线包络线,再结合管道的竖向布置确定管道的运行工作压力,该数值是确定管道系统压力等级的基本因素。

7.3.5 长距离输水管道应考虑定期检修需要,爆管维修的需要和排泥的需要,以及穿越河道、铁路、公路的安全需要设置检修阀门,一般宜隔5km~10km设置一处。输水管道系统中管道阀门的设置位置,除应满足正常调度、切换、维修和维护保养需要设置必要的阀门外,还应通过水力计算分析,对最不利管段发生事故停水时,所设阀门的位置对事故管段隔断后其他管段能否满足设计事故流量的有效通过进行校核。

7.3.6 长距离输水管道系统瞬态水力过渡过程分析计算非常重要,它包括管道系统充水启动、加压调流、停泵关阀等由一种水流

的稳定状态过渡到另一种稳定状态过程中所发生的一切水锤现象。长输管道系统水力过渡过程分析计算,现一般可采用计算机动态数学模拟程序进行。

长输管道工程中水锤危害极大,是造成管道爆管事故的主要因素,因此长输管道系统应进行水锤综合防护技术设计。水锤防护技术的机理可归纳为控制或减少水流速度的变值;采用水锤波速低的管材;缩短水锤波传播距离,尽快地形成水锤波的反射和干涉;在管道的特征点布置泄流降压设施;采用空气垫降低水锤冲击能量等。

进行水锤防护技术设计后,设有水锤综合防护装置的管道系统不应出现水柱拉断和发生断流弥合水锤。应将负压控制在2.0m以内甚至消除,并限制管道系统中瞬时最高压力不应大于工作压力的1.3倍~1.5倍。瞬时最高水锤压力是一项重要参数,是管材、设备等管道系统最高允许运行压力。这些规定与现行国家标准《泵站设计规范》GB 50265的规定相一致。

7.3.7 水锤防护的技术各有特长,应发挥其各自优势综合采用。通常消除正压水锤(减轻水锤升压)可采用不同的泄压手段,如水泵出口设压力预置泄压阀和缓闭止回阀、管路上设双向稳压塔和管线末端设溢流设施等;消除负压水锤(防止负压)则可在管路上设空气阀、缓冲空气罐、单向稳压塔、双向稳压塔和管线末端设调蓄水池等。而水锤一旦出现,正压和负压水锤会交替发生。因此需采取综合防护措施。

7.3.8 空气阀功能上分低压高速进排气空气阀、有压微量排气空气阀、低压高速吸气不排气的真空破坏阀和复合式空气阀等。管线的高点特别是驼峰点,水柱易出现断裂,应根据水力过渡过程计算选用高速进气微排阀或高速缓冲空气阀。

7.4 管道布置和敷设

7.4.1 当输配水管道分期建设时,管道的布置应近远期结合,预留远期的位置并利于将来远期管道的实施。

7.4.3 地下管道埋设深度一般应为冰冻线以下,若管道浅埋时应进行热力计算。

7.4.4 架空管道上拱敷设时,在顶部设置复合式空气阀进行排气;为防止无关人员攀爬,在上升管道上设置防护设施并做警示说明。

露天铺设的管道,为消除温度变化对管道伸缩的影响而产生的形变,应设置伸缩器等措施,但近年来由于露天管道加设伸缩器后,忽略管道整体稳定,从而造成管道伸缩器处拉脱的事故时有发生,因此,要设置保证管道整体稳定的措施。

7.4.5 给水管道安全性是第一位的。给水管道与建(构)物及其他工程管道要留有一定安全距离。

现行国家标准《城市工程管线综合规划规范》GB 50289 和《城市综合管廊工程技术规范》GB 50838 规定了给水管与其他管线和建(构)物之间的水平和垂直的最小净距离。

输水干管供水安全性十分重要,两条及两条以上埋地输水干管敷设时需要根据地质情况,管道性能,工作压力等确定管道的安全距离,防止一条管道断管时对其他管道的冲击,危及安全供水;当安全距离不够时,需要采用有效的工程措施,保证输水干管的安全运行。

7.4.6 根据现行国家标准《城市工程管线综合规划规范》GB 50289,对城镇给水管道与建(构)筑物和其他工程管线间的水平距离做出本条规定。受道路宽度以及现有工程管线位置等因素限制难以满足时,可根据实际情况采取安全措施,减少其最小水平净距。

给水管线与高速公路的水平间距,可结合高速公路规定协商确定。

7.4.7 根据现行国家标准《城市工程管线综合规划规范》GB 50289,对城镇给水管道与其他工程管线交叉时的垂直距离做出本条规定。

给水管线与高速公路交叉时的垂直距离,可结合高速公路有关规定协商确定。

7.4.8 现行国家标准《城镇给水排水技术规范》GB 50788 规定,供水管网严禁与非生活饮用水管道联通,严禁擅自与自建供水设施联通,严禁穿过有毒污染区;通过腐蚀地段应采取安全保护措施。

7.4.11 穿越河道管道应根据现行国家标准《防洪标准》GB 50201 和《内河通航标准》GB 50139 的规定敷设,其防护等级和防护标准应按照现行国家标准《防洪标准》GB 50201 的规定。穿越堤防的管道防洪标准不应低于所在堤防的防洪标准。

经过行、蓄、滞洪区的管道的防洪标准,应结合所在河段,地区的行、蓄、滞洪区的要求确定,不得影响行、蓄、滞洪区的正常运用。

现行国家标准《内河通航标准》GB 50139 对管道管桥或者埋地穿越通航河道时给出了具体要求。“穿越航道的地下电缆,管道,涵洞和隧道等水下过河建筑物必须布设在远离滩险,港口和锚地的稳定地段”,“在航道河可能通航的水域内布置水下过河建筑物,宜埋置在河床内,其顶部设置深度,在 I-V 级航道不应小于远期规划航道底标高以下 2m,VI-VII 级航道不应小于 1m”。

现行国家标准《城市工程管线综合规划规范》GB 50289—2016 规定:“当在灌溉渠道下面敷设,应在渠底设计高程 0.5m 以下。”

根据现行国家标准《防洪标准》GB 50201 和《内河通航标准》GB 50139 及《城市工程管线综合规划规范》GB 50289 的规定,本条规定了管道穿越河道时管道埋设的深度。

7.4.14 设置在城市综合管廊内的供水管道,应具备施工、维护检修人员通行、维修设备和材料运输的条件。

在管廊内部分岔的管道贯通廊壁的位置,存在由于不均匀沉降造成破损的可能性,因此应当采取安装可挠性伸缩接头等措施。

由于作用于非整体连接型给水管道的三通、弯头等部位的不平

衡力也作用于管廊结构,特别是大口径管道以及高压管的场合,管廊在设计施工阶段要格外考虑到对它们的保护。

7.4.15 对于因年久失修而发生事故、故障的管道可暂时性的修补,但从长远考虑还是应该替换新管道。目前用于管道的改造、更新的方法很多,应根据现场环境条件和施工条件,评估现状管道设施情况,考虑改造的目的及生命周期成本等确定改造的方案和方法。

7.4.16 管网中设置中途增压泵站时,应综合考虑市政管网及可利用的压力,采用设置中间配水池式泵房或管网叠压供水形式。

为了避免增压泵站或配水池进水时影响到上游市政供水管网压力低于当地供水服务水头,可采取变频调速、进水稳压限流阀、进水压力前馈等措施。

在增压泵站中,当余氯不满足卫生要求时应设置补充消毒措施。

7.5 管渠材料及附属设施

7.5.1 近年来国内管材发展较快,新型管材较多,设计中应根据工程具体情况,通过技术经济比较,选择安全可靠的管材。

目前,国内输水管道管材一般采用预应力钢筒混凝土管、钢管、球墨铸铁管、预应力混凝土管等。配水管道管材一般采用球墨铸铁管、钢管、聚乙烯管、硬质聚氯乙烯管等。

7.5.2 金属管道防腐处理非常重要,它将直接影响水体的卫生安全以及管道使用寿命和运行可靠。

金属管道表面除锈的质量、防腐涂料的性能、防腐层等级与构造要求、涂料涂装的施工质量以及验收标准等,应遵守现行国家标准《给水排水管道工程施工及验收规范》GB 50268等的规定。

非开挖施工给水管道(如顶管、拖拽管、夯管等)防腐层的设计与要求,应根据工程的具体情况确定。

7.5.4 非整体连接管道一般指承插式管道(包括整体连接管道设

有伸缩节又不能承受管道轴向力的情况)。

非整体连接管道在管道的垂直和水平方向转弯点、分叉处、管道端部堵头处,以及管径截面变化处都会产生轴向力。埋地管道一般设置支墩支撑。支墩的设计应根据管道设计内水压力、接口摩擦力,以及地基和周围土质的物理力学指标,根据现行国家标准《给水排水工程管道结构设计规范》GB 50332 的规定计算确定。

7.5.5 输水管的始点、终点、分叉处一般设置阀门;管道穿越大型河道、铁路主干线、高速公路和公路的主干线,根据有关部门的规定结合工程的具体情况设置阀门。输水管还应考虑自身检修和事故时维修所需要设置的阀门,并考虑阀门拆卸方便。

根据消防的要求,配水管网上两个阀门之间消火栓数量不宜超过 5 个。

7.5.7 输水管(渠)、配水管道的通气设施是管道安全运行的重要措施。通气设施一般采用空气阀,其设置(位置、数量、形式、口径)可根据管线纵向布置等分析研究确定,在管道的隆起点上应设置空气阀,在管道的平缓段,根据管道安全运行的要求,宜间隔 1000m 左右设一处空气阀。

配水管道空气阀设置可根据工程需要确定。

7.5.8 泄(排)水阀井的作用是考虑管道排泥和管道检修排水以及管道爆管维修的需要而设置。

根据一些自来水公司反馈的意见,配水管网在事故修复后,由于缺少必要的冲洗设施,造成用户水质污染的事例时有发生,故环状管网在两个阀门间宜设置泄(排)水阀井,在枝状管网的末端应设置泄(排)水阀井。

7.5.11 消火栓和空气阀等设备在严寒地区要考虑防冻问题,同时这些设备内的水又有机会与空气直接接触,特别是空气阀吸气时,阀门井设施应考虑防止管道二次污染问题。

7.5.12 为了辨明管道位置及防止由于其他施工造成地下管道的损坏,输配水管道在地下敷设完成后沿线应做标记。长距离输水

管道和城区外的配水管道,可在地面上适当的位置埋设混凝土标志桩。城区内道路下的管道,在其上方 300mm 处设置 400mm 宽塑料标识带,回填时一同埋设,以便再次挖掘时辨别位置。

7.6 调蓄构筑物

7.6.1 输水系统供水安全是保证城市供水安全的前提,对于单管(渠)输水系统,为保证供水安全,满足供水保证率的要求,需设置调蓄构筑物。

设置管道事故调蓄构筑物的目的是弥补输水管道系统薄弱环节的安全措施,其容积的确定应有别于避咸、避沙调蓄构筑物容积的确定,在考虑安全储备的同时,也应考虑调蓄带来的水质维持和水质安全风险问题。此外,考虑到管道快速抢修的施工技术已有很大提高,结合对所调蓄水的水质条件考虑,提出本条规定。

7.6.2 近年来多地的实践表明,充分利用原水调蓄构筑物兼作水质改善或应急处理净水设施不仅能从源头开始构建多级屏障的安全保障体系,而且可大为节约后续净化工程的投资和净化难度,故做出本条规定。

7.6.3 用于水源避咸、避沙、避凌的调蓄构筑物的容积确定,因受自然因素不确定的影响,很难用一个简单的储存时间来规定,应采用科学合理的方法来确定。故提出可按本标准第 5.3.2 条和第 5.3.3 条的规定执行。

7.6.4 根据多年来水厂的运行及设计单位的实践经验,管网无调节构筑物时,净水厂内清水池的有效容积为最高日设计水量的 10%~20%,可满足调节要求。对于小型水厂,建议采用大值。

7.6.5 在水厂清水池内完成消毒工序目前在我国是一个较普遍的做法,但按现行国家标准《生活饮用水卫生标准》GB 5749 规定的游离氯消毒接触时间大于或等于 30min 和氯胺消毒接触时间大于或等于 120min 的要求,仅消毒就需占水厂规模的 2%或 8%,将大为减少水厂的清水调蓄容积。此外,水位处于经常变化的清

水池作为消毒接触池,其消毒效果和稳定性也不如专用消毒接触池。因此综合保障消毒安全和满足水厂调蓄可靠的要求,提出本条规定。

7.6.6 大中城市供水区域较大,供水距离远,为降低水厂送水泵房扬程,节省能耗,当供水区域有合适的位置和适宜的地形可建调节构筑物时,应进行技术经济比较,确定是否需要建调节构筑物(如高位水池、水塔、调节水池泵站等)。调节构筑物的容积应根据用水区域供需情况及消防储备水量等确定。当缺乏资料时,亦可参照相似条件下的经验数据确定。

7.6.7 为确保供水安全,设计时应考虑当某个清水池清洗或检修时仍能维持正常生产。

7.6.8 为防止清水池内壁可能对净水厂生产的净水产生污染以及保证其耐久性,规定清水池内壁宜采用防水、防腐蚀措施。

7.6.9 本条为强制性条文,必须严格执行。卫生部现行《生活饮用水集中式供水单位卫生规范》第十七条规定,生活饮用水的输水、蓄水和配水等设施应密封,严禁与排水设施及非生活饮用水的管网相连接。

为了身体健康,保障清水池水质不受污染是必须的。

7.6.11 为了防止饮用水被污染,本条规定了生活饮用水清水池和调节构筑物与污染源的最小距离。在管网中饮用水调节构筑物的选址时,尤其应注意其周围可能存在的对饮用水水质的潜在污染。

7.6.12 本条为强制性条文,必须严格执行。水塔高度较高,往往为周边最高的建筑物,并且为重要的水厂工艺设施。出于防雷的安全考虑,按现行国家标准《建筑防雷设计规范》GB 50057 及国家建筑标准设计图集《建筑物防雷设施安装》15D 501 的有关规定,以传统的防雷要求,可设外部防雷装置,即接闪器、引下线和接地装置。

8 水厂总体设计

8.0.1 水厂厂址选择正确与否涉及整个供水工程系统的合理性,并对工程投资、建设周期和运行维护等方面都会产生直接的影响。影响水厂厂址选择的技术要求很多,设计中应通过技术经济比较确定水厂厂址。

当原水浑浊度高、泥沙量大需要设置预沉设施时,预沉设施一般宜设在水源附近。

8.0.2 考虑到我国城镇建设土地资源日益稀缺的现实,为保障水厂未来的发展建设用地,对水厂远期用地控制和用地面控制应执行的标准做出了规定。

8.0.4 当水厂位于丘陵地区或山坡时,厂址的土方平整量往往很大,如生产构筑物能根据流程和埋深进行合理布置,充分利用地形,则可使挖方量与填方量基本达到平衡,并可节约能耗、排水顺畅。

为使操作管理方便,水厂生产构筑物应布置紧凑,但构筑物间的间距必须满足各构筑物施工及埋设管道的需要。寒冷地区因采暖需要,生产构筑物应尽量集中布置,以减少建筑面积和能耗。

构筑物间的联络管道应尽量顺直,避免迂回,以减少流程损失。但应适当考虑构筑物间不均匀沉降所需要的富余量。

水厂工艺流程中,部分构筑物存在停产的可能,设置连通管、超越管可实现该构筑物停产。

水厂若有两组以上相同流程的净水构筑物时,构筑物的进水管道的布置应考虑配水的均匀性,使每组净水构筑物的负荷达到均匀。

水厂排泥水处理设施尽量集中布置有利于管理和保持水厂整

体卫生环境。

8.0.5 考虑到供水企业投资主体多元化带来的生产管理模式多样化以及社会服务日益便捷化的现实,对水厂附属建筑和设施的设置(包括生产管理和生活等)不再做统一规定,而是根据实际需求确定。

8.0.6 为使水厂布置合理和整洁,并使运行维护方便,提出机电修理车间及仓库等附属生产建筑物与生产构筑物协调布置的原则规定。

8.0.7 水厂是安全和卫生防护要求很高的部门,为避免生活福利设施中人员流动和污水、污物排放的影响,本条规定水厂生产构筑物与水厂生活设施宜分开布置。

8.0.8 本条对水厂各种管线全面布置的合理性应考虑的主要因素做出了规定。在管线密集地段采用综合管廊的敷设方式将方便管线的维护和保养。

8.0.9 本条为强制性条文,必须严格执行。当水厂可能遭受洪水威胁时,应采取必要的防洪设施,且其防洪标准不应低于该城市的防洪标准,并应留有适当的安全裕度,以确保发生设计洪水时水厂能够正常运行。

8.0.10 本条按照《城市给水工程项目建设标准》(建标 120—2009)第十一条、第五十四条及条文说明,规定了水厂对供电电源等级的要求。本条的水厂建设规模类型,参照建设标准《城市给水工程项目建设标准》(建标 120—2009)。

8.0.11 本条为强制性条文,必须严格执行。为保证生产人员安全,构筑物及其通道应根据需要设置适用的栏杆、防滑梯等安全保护设施。

8.0.12 在布置水厂平面时,需考虑设置堆放管配件的场地。堆放场地宜设置在水厂边缘地区,不宜设置在主干道两侧。滤池翻砂需专设场地,场地大小不应小于堆放一只滤池的滤料和支承料所需面积。滤池翻砂场地尽可能设在滤池附近。

8.0.13 城镇水厂在满足实用和经济的条件下,还应考虑美观,但应符合水厂的特点,强调简洁、质朴,不宜过于豪华,避免色彩多样或过多的装饰。

8.0.14 规定了严寒地区净水构筑物应设在室内,以保证构筑物正常运行。寒冷地区的净水构筑物应根据水面结冰情况及当地运行经验确定是否设盖或建在室内。

8.0.16 车行道宽度和转弯半径系根据现行国家标准《厂矿道路设计规范》GBJ 22 的规定,适当放宽了车行道宽度的上限,并增加了人行天桥宽度和室外上构筑物扶梯角度的规定。本标准车道设置时的水厂建设规模类型,参照建设标准《城市给水工程项目建设标准》(建标 120—2009)。

8.0.17 为及时将厂区雨水排出,水厂应设有排水系统。当条件允许时,水厂排水首先应考虑重力流排放。若采用重力流排放有困难时,可在厂区内设置排水调节池和排水泵,通过提升后排放。

设计降雨重现期取值将上限提高到 5 年,并规定了水厂排水方式的确定应结合厂区周边城镇排水体系的实际条件统筹考虑。

8.0.18 按国家对环境保护的要求,明确了水厂生产废水与排泥水、脱水污泥、生产与生活污水的处置应满足工程环评报告的要求,将保障工程竣工后环境验收顺利通过。

8.0.19 水厂围墙主要为安全而设置,故围墙高度不宜太低,一般采用 2.5m 以上为宜。

为避免脱水泥渣运输影响厂区环境,宜在排泥水处理构筑物附近设置脱水泥渣运输专用通道及出入口。

8.0.20 从反恐怖和防恐怖角度考虑,规定了水厂应建立防外来破坏性入侵的电视监控技防设施。

8.0.21 水厂绿化要求较高,应在节约用地原则下,通过合理布局增加绿化面积。为避免清水池池顶因绿化施肥而影响清水水质,应限制施用对水质有害的肥料和杀虫剂。

9 水 处 理

9.1 一 般 规 定

9.1.1 水处理工艺流程的选用及主要构筑物的组成是净水处理能否取得预期处理效果和达到规定的处理后水水质的关键。根据改革开放以来我国经济发展和技术进步的实际,结合当前水源水质的现状和供水水质要求的提高,可经过调查研究以及不同工艺组合的试验,以使水处理工艺流程的选用及主要构筑物的组成更科学合理,更切实际。

9.1.2 本条为强制性条文,必须严格执行。现行国家标准《生活饮用水卫生标准》GB 5749—2006 的第 4.1.5 条规定:生活饮用水应经消毒处理。

生活饮用水必须保证不被病原体污染,是卫生而安全的。为保证配水系统的卫生安全,生活饮用水必须保证时常处于已消毒状态。因此,不论水厂的规模和处理工艺,水厂必须设有消毒设施。各国对生活饮用水消毒的必要性都做了规定,如《美国饮水法案》(Safe Drinking Water Act)修正案规定:美国所有的地表水供应单位必须用过滤和/或消毒来保证用户的健康。

9.1.3 水厂的自用水量系指水厂内沉淀池或澄清池的排泥水、溶解药剂所需用水、滤池冲洗水以及各种处理构筑物的清洗用水等。自用水量率与构筑物类型、原水水质和处理方法等因素有关。根据我国各地水厂经验,一般自用水量率为 5%~10%。上限用于原水浊度较高和排泥频繁的水厂;下限用于原水浊度较低、排泥不频繁的水厂。

9.1.4 通常水处理构筑物按最高日供水量加自用水量进行设计。但当遇到低温、低浊或高含沙量而处理较困难时,尚需对这种情况

下所要求的最大供水量的相应设计指标进行校核,保证安全、保证水质。

9.1.5 净水构筑物和设备常因清洗、检修而停运。通常清洗和检修都计划安排在一年中非高峰供水期进行,但净水构筑物和设备的供水能力仍应满足此时的用户用水需要,不可因某一构筑物或设备停止运行而影响供水,否则应设置足够的备用构筑物或设备,以满足水厂安全供水的要求。

9.1.6 净水构筑物除设置必需的进、出水管外,还应根据需要设置辅助管道和设施,以满足构筑物排泥、排空、事故时溢流以及冲洗等要求。

9.1.7 本条为强制性条文,必须严格执行。氧化剂、混凝剂、助凝剂、消毒剂、稳定剂和清洗剂等化学药剂是水处理工艺中添加和使用的化学物质,其成分将直接影响生活饮用水水质。选用的产品必须符合卫生要求,从法律上保证对人体无毒,对生产用水无害的要求。

9.1.8 常规处理或常规一深度处理的出水不能符合生活饮用水水质要求时,可先进行预处理。根据原水水质条件,预处理设施可分为连续运行构筑物和间歇性、应急性处理装置两类。

9.2 预 处 理

1 预 沉 处 理

9.2.1 当原水含沙量很高,致使常规净水构筑物不能负担或者药剂投加量很大仍不能达到水质要求时,宜在常规净水构筑物前增设预沉措施。预沉措施通常包括设置预沉池、避沙预沉蓄水池等。

9.2.2 一般预沉方式有沉沙池、沉淀池、澄清池等自然沉淀或凝聚沉淀等多种形式。当原水中的悬浮物大多为沙性大颗粒时,一般可采取沉沙池等自然沉淀方式;当原水含有较多黏土性颗粒时,一般采用混凝沉淀池、澄清池等凝聚沉淀方式。

9.2.3 因原水泥沙沉降形态是随泥沙含量和颗粒组成的不同而

各不相同,故本条规定了设计数据应通过对设计典型年沙峰曲线的分析并结合避沙蓄水池的设置综合考虑后确定。

II 生物预处理

9.2.5 通常情况下,生物预处理主要的净水功能是去除水中氨氮,但在去除氨氮的同时,对水中部分有机微生物、致嗅致味物、铁、锰和藻类等有一定的去除作用,故做出本条规定。

9.2.6 在生物预处理的工程设计之前,宜先用原水做该工艺的试验,试验时间宜经历冬夏两季。原水的可生物降解性可根据BDOC或 BOD_5/COD_{Cr} 比值鉴别。国内多座水厂长期试验结果表明, BOD_5/COD_{Cr} 比值宜大于0.2。

9.2.7 据对国内大部分已有的生物预处理设施所采用工艺形式的调查,并参照现行行业标准《城镇给水微污染水预处理技术规程》CJJ/T 229的有关规定,对生物预处理所采用的基本工艺形式做出了规定。

9.2.8 本条参照现行行业标准《城镇给水微污染水预处理技术规程》CJJ/T 229的有关规定,对生物接触氧化池的关键设计要求做了规定,具体设计时可按该技术规程的详细要求执行。

9.2.9 本条参照现行行业标准《城镇给水微污染水预处理技术规程》CJJ/T 229的有关规定,对颗粒填料生物滤池的关键设计要求做了规定,具体设计时可按该技术规程的详细要求执行。

III 化学预处理

9.2.10 处理水加氯后,三卤甲烷等消毒副产物的生成量与前体物浓度、加氯量、接触时间成正相关。研究表明,在预沉池之前投氯,三卤甲烷等生成量最高;快速混合池次之;絮凝池再次;混凝沉淀池后更少。三卤甲烷等生成量还与氯碳比值成正比;加氯量大、游离性余氯量高则三卤甲烷等浓度也高。为了减少消毒副产物的生成量,氯预氧化的加氯点和加氯量应合理确定。

9.2.12 采用高锰酸钾预氧化的规定。

1 高锰酸钾投加点可设在取水口,经过与原水充分混合反应

后,再与氯、粉末活性炭等混合。高锰酸钾预氧化后再加氯,可降低水的致突变性。高锰酸钾与粉末活性炭混合投加时,高锰酸钾用量将会升高。如果需要在水厂内投加,高锰酸钾投加点可设在快速混合之前,与其他水处理剂投加点之间宜有 3min~5min 的间隔时间。

2 二氧化锰为不溶胶体,必须通过后续滤池过滤去除,否则出厂水有颜色。

3 高锰酸钾投加量取决于原水水质。国内外研究资料表明,控制部分臭味约为 0.5mg/L~2.5mg/L;去除有机微污染物为 0.5mg/L~2mg/L;去除藻类为 0.5mg/L~1.5mg/L;控制加氯后水的致突变活性约为 2mg/L。故规定高锰酸钾投加量一般为 0.5mg/L~2.5mg/L。

4 由于高锰酸钾投加量通常不宜过高,一般宜采用湿式投加方式。湿式投加时,可配制成 1%~4%的溶液后用计量泵投加到管道中与待处理水混合,超过 5%的高锰酸钾溶液易在管路中结晶沉积。当因特殊需求用量较大时,以干粉式投加为宜,但应防止投加设备系统的干粉凝结而影响设备正常运行。

5 运行中控制高锰酸钾投加量应精确,一般应通过烧杯搅拌试验确定。投量过高可能使滤后水锰的浓度增高而具有颜色。在生产运行中,可根据投加高锰酸钾后沉淀池或絮凝池水的颜色变化鉴别投量是否合适,也可通过出水的色度或氧化还原电位的在线监测反馈准确控制投加量。

6 高锰酸钾系强氧化剂,其固体粉尘聚集后容易爆炸。

IV 粉末活性炭吸附预处理

9.2.13 当一年中原水污染时间不长或应急需要或水的污染程度较低,以采用粉末活性炭吸附为宜;长时间或连续性处理,宜采用粒状活性炭吸附。

1 粉末活性炭宜加于原水中,进行充分混合,接触 10mg/L~15min 以上之后,再加氯或混凝剂。除在取水口投加以外,根据试

验结果也可在混合池、絮凝池、沉淀池中投加。

2 粉末活性炭的用量范围是根据国内外生产实践用量规定。

3 根据国内外生产实践用量,规定湿投粉末活性炭的炭浆浓度一般采用 5%~10%。

5 大型水厂的湿投法,可在炭浆池内液面以下开启粉末活性炭包装,避免产生大量的粉尘。

有关粉末活性炭吸附预处理的详细设计可按现行行业标准《城镇给水微污染水预处理技术规程》CJJ/T 229 的有关规定执行。

9.3 混凝剂和助凝剂的投配

9.3.1 混凝剂和助凝剂的品种直接影响混凝效果,用量还关系到水厂的运行费用。为了正确地选择混凝剂和助凝剂品种和投加量,应以原水做混凝沉淀试验的结果为基础,综合比较其他方面来确定。铝盐和铁盐是常用的混凝剂。酸、碱、氧化剂(氯、高锰酸钾)、石灰和聚丙烯酰胺为常用的助凝剂。

采用助凝剂的目的是改善混凝条件或絮凝结构,加速悬浮颗粒脱稳、絮体聚集、絮体沉降,提高出水水质。特别对低温低浊度水以及高浊度水的处理,助凝剂更具明显作用。因此,在设计中对助凝剂是否采用及品种选择也应通过试验来确定。

缺乏试验条件或类似水源已有成熟的水处理经验时,则可根据相似条件下的水厂运行经验来选择。

聚丙烯酰胺常被用作处理高浊度水的混凝剂或助凝剂。聚丙烯酰胺是由丙烯酰胺聚合而成,其中还剩下少量未聚合的丙烯酰胺单体,这种单体是有毒的。饮用水处理用聚丙烯酰胺的单体丙烯酰胺含量应符合现行国家标准《水处理 阴离子和非离子型聚丙烯酰胺》GB 17514 规定的 0.025% 以下。经投加了聚丙烯酰胺处理工艺的出水中的单体丙烯酰胺含量应符合现行国家标准《生活饮用水卫生标准》GB 5749 的规定限值,故可靠控制其投加量很

重要。

9.3.2 根据调查,固体混凝剂或液体混凝剂的储备量一般都按最大投加量的 7d~15d 计算。

9.3.3 为减轻水厂操作人员的劳动强度和消除粉尘污染,目前全国大部分水厂一般都采用液体原料经稀释后进行投加。因此,货源可靠供应条件具备的水厂都应直接采用液体原料混凝剂。而固体混凝剂因占地小,又可长期存放,可作为应急备份。

石灰不宜干投,应制成石灰乳投加,以免粉末飞扬,造成工作环境的污染。

9.3.4 固体混凝剂和助凝剂溶解和稀释方式取决于选用药剂的易溶程度,液体原料的稀释配置方式则主要依据投加量的大小来选择。当固体药剂易溶解时,可采用水力搅拌方式。当药剂难以溶解时,则宜采用机械或压缩空气来进行搅拌。此外,投加量的大小也影响搅拌方式的选择,投加量小可采用水力方式,投加量大则宜用机械或压缩空气搅拌。水力搅拌一般通过在池外设循环泵来实现,机械搅拌一般通过在池内设叶轮或浆板搅拌设备来实现,压缩空气搅拌一般通过设空压机与池底曝气管来实现。

采用液体混凝剂和助凝剂时,为方便液体原料储液运输车辆重力卸料,液体原料储液池宜设在地下。考虑到原料储液池需要定期放空维护和清洗,故规定其数量不应少于 2 个。

由于大部分水厂实行最多每日 3 班次的生产模式,故规定混凝剂和助凝剂溶解和稀释配置次数不宜超过 3 次。

混凝剂和助凝剂溶解池设置在地下主要是便于拆包卸料,混凝剂和助凝剂溶液池和投加池设在地上可使吸程有限的加注泵自灌启动,同时也可作为加注泵安装在地面层以方便维护创造有利条件。虽然有设施停用维护的需求,但考虑到溶解池不需要连续工作,故规定其不宜少于 2 个。而投加池因需要连续工作,故规定溶液池与投加池的总数不应少于 2 个。

采用化学储罐替代溶解池、溶液池、投加池和原料储存池,可

避免传统混凝土储药池防腐难度高、维护工作量大的现象,同时也可大为改善加药间的整体环境条件。

9.3.5 混凝剂和助凝剂的投加应具有适宜的浓度,在不影响投加精确度的前提下,宜高不宜低。浓度过低,则设备体积大,液体混凝剂还会发生水解。如三氯化铁在浓度小于 5% 时就会发生水解,易造成输水管道结垢。无机盐混凝剂和无机高分子混凝剂的投加浓度一般为 5%~7% (扣除结晶水的重量)。有些混凝剂当浓度太高时容易对溶液池造成较强腐蚀,故溶液浓度宜适当降低。

以铝为核心的无机盐和无机高分子混凝剂,其有效成分通常以 Al_2O_3 计。

9.3.6 按要求正确投加混凝剂量并保持加注量的稳定是混凝处理的关键。目前大多采用柱塞计量泵或隔膜计量泵投加,其优点是运行可靠,并可通过改变计量泵行程或变频调节混凝剂投量,既可人工控制也可自动控制。近年来也有采用总管统一加压支管调流的做法。设计中可根据具体条件选用。

有条件的水厂,设计中应采用混凝剂(包括助凝剂)投加量自动控制系统,其方法目前有特性参数法、数学模型法、现场模拟试验法等。无论采用何种自动控制方法,其目的是为达到最佳投加量且能即时调节、准确投加。此外,规定宜采用一对一加注设备的配置,或一台加注设备同时服务几个加注点时,加注点的设计加注量应一致,加注管道宜同程布置,同时服务的加注点不宜超过 2 个,也是基于精确稳定控制加注量的考虑。

9.3.7 常用的混凝剂或助凝剂一般对混凝土及水泥砂浆等都具有一定的腐蚀性,因此对与混凝剂或助凝剂接触的池内壁、设备、管道和地坪,应根据混凝剂或助凝剂性质采取相应的防腐措施。混凝剂不同,其腐蚀性能也不同。如三氯化铁腐蚀性较强,应采用较高标准的防腐措施。而且三氯化铁溶解时释放大量的热,当溶液浓度为 20% 时,溶解温度可达 70℃ 左右。一般池内壁可采用涂刷防腐涂料等,也可采用防腐大理石贴面砖、花岗岩贴面砖等。

9.3.8 为便于操作管理,加药间应与药剂仓库(或药剂储存池)毗连。加药间(或药剂储存池)应尽量靠近投药点,以缩短加药管长度,确保混凝效果。加药间是水厂中劳动强度较大和操作环境较差的工作场所,因此对于卫生安全的劳动保护需特别注意。有些混凝剂在溶解过程中将产生异臭和热量,影响人体健康和操作环境,故必须考虑有良好的通风条件等劳动保护措施。

9.3.9 药剂仓库内一般可设磅秤作为计量设备。固体药剂的搬运是劳动强度较大的工作,故应考虑必要的搬运设备。一般大中型水厂的加药间内可设悬挂式或单轨起吊设备和皮带运输机。

9.4 混凝、沉淀和澄清

I 一般规定

9.4.1 随着净水技术的发展,沉淀和澄清构筑物的类型越来越多,各地均有不少经验。在不同情况下,各类池型有其各自的适用范围。正确选择沉淀池、澄清池型式,不仅对保证出水水质、降低工程造价,而且对投产后长期运行管理等方面均有重大影响。设计时应根据原水水质、处理水量和水质要求等主要因素,并考虑水质、水温和水量的变化以及是否间歇运行等情况,结合当地成熟经验和管理水平等条件,通过技术经济比较确定。

9.4.2 在运行过程中,有时需要停池清洗或检修,为不致造成水厂停产,故规定沉淀池和澄清池的个数或能够单独排空的分格数不应少于2个。

9.4.3 沉淀池和澄清池的均匀配水和均匀集水,对于减少短流,提高处理效果有很大影响。因此,设计中应注意配水和集水的均匀。对于大直径的圆形澄清池,为达到集水均匀,还应考虑设置辐射槽集水的措施。

9.4.5 沉淀池或澄清池污泥的及时排除对提高出水水质有较大影响。当沉淀池或澄清池排泥较频繁时,若采用人工开启阀门,不仅劳动强度较大,而排泥效果不稳定,故应采用机械化排泥装置。

平流沉淀池和斜管沉淀池一般常可采用机械吸泥机或刮泥机；澄清池则可采用底部转盘式机械刮泥装置。

考虑到沉淀池或澄清池排泥方式和各地原水水质变化特点不一，排泥时机与规律的掌握需要一定的条件，故规定有条件时可对机械化排泥装置实施自动控制。

9.4.6 为保持澄清池的正常运行，澄清池需经常检测沉渣的沉降比，为此规定了澄清池絮凝区应设取样装置。

9.4.7 沉淀池进水与出水均匀与否是影响沉淀效率的重要因素之一。为使进水能达到在整个水流断面上配水均匀，一般宜采用穿孔墙，但应避免絮粒在通过穿孔墙处破碎。穿孔墙过孔流速不应超过絮凝池末端流速，一般在 0.1m/s 以下。

9.4.8 根据实践经验，沉淀池和澄清池出水一般采用穿孔出水槽或溢流堰形式的齿形出水槽。近年来，国内新建平流沉淀池出水堰溢流率一般均不超过 $300\text{m}^3/(\text{m}\cdot\text{d})$ ，部分在 $250\text{m}^3/(\text{m}\cdot\text{d})$ 以下。为了不致因溢流率过高而使絮粒被出水水流带出，并进一步降低沉淀池和澄清池出水浊度，提高其出水浊度的稳定性，因此将溢流率降低至 $250\text{m}^3/(\text{m}\cdot\text{d})$ 。

II 混 合

9.4.9 混合是指投入的混凝剂被迅速均匀地分布于整个水体的过程。在混合阶段中胶体颗粒间的排斥力被消除或其亲水性被破坏，使颗粒具有相互接触而吸附的性能。据有关资料显示，对金属盐混凝剂普遍采用急剧、快速的混合方法，而对高分子聚合物的混合则不宜过分急剧。故本条规定“使药剂与水进行恰当的急剧、充分混合”。

9.4.10 给水工程中常用的混合方式有水泵混合、管式混合、机械混合以及管道静态混合器等，其中水泵混合可视为机械混合的一种特殊形式，管式混合和管道静态混合器属水力混合方式。目前国内应用较多的混合方式为管道静态混合器混合和机械混合。水力混合效果与处理水量变化关系密切，故选择混合方式时还应考

虑水量变化的因素。

一般混合搅拌池的 G 值取 $500\text{s}^{-1} \sim 1000\text{s}^{-1}$ 。当管道流速为 $1.0\text{m/s} \sim 1.5\text{m/s}$ 、分节数为 2 段 \sim 3 段时,管式静态混合器的水头损失约为 $0.5\text{m} \sim 1.5\text{m}$ 。

III 絮 凝

9.4.11 为使完成絮凝过程所形成的絮粒不致破碎,应将絮凝池与沉淀池合建成一个整体构筑物。

9.4.13 隔板絮凝池的设计指标受原水浊度、水温、被去除物质的类别和浓度的影响。根据多年来水厂的运行经验,宜采用絮凝时间为 $20\text{min} \sim 30\text{min}$,起端流速为 $0.5\text{m/s} \sim 0.6\text{m/s}$,末端流速为 $0.2\text{m/s} \sim 0.3\text{m/s}$,故本条对絮凝时间和廊道的流速做了相应规定。为便于施工和清洗检修,规定了隔板净距宜大于 0.5m 。

9.4.14 实践证明,机械絮凝池絮凝效果较隔板絮凝池为佳,故絮凝时间可适当减少。根据各地水厂运行经验,机械絮凝时间宜为 $15\text{min} \sim 20\text{min}$ 。

9.4.15 折板絮凝池是在隔板絮凝池基础上发展起来的,目前已得到广泛应用。各地根据不同情况采用了平流折板、竖流折板、竖流波纹板等型式,以采用竖流折板较多。竖流折板又分同步、异步两种形式。经过多年来的运转证明,折板絮凝具有对水量和水质变化的适应性较强、投药量少、絮凝效率高、停留时间短、能量消耗省等特点,是一种高效絮凝工艺。

9.4.16 本条是关于栅条(网格)絮凝池设计参数的有关规定。

1 据调查,已投产的栅条(网格)絮凝池均为多格竖流式,故规定“宜采用多格竖流式”。

2 根据调查,目前应用的栅条(网格)絮凝池的絮凝时间一般在 $12\text{min} \sim 20\text{min}$ 。

3 关于竖井流速、过栅(过网)和过孔流速,均根据国内水厂栅条(网格)絮凝池采用的设计参数和运行情况做了规定。

4 栅条(网格)絮凝池每组的设计水量宜小于 $25000\text{m}^3/\text{d}$,当

处理水量较大时,宜采用多组并联形式。

5 栅条(网格)絮凝池内竖井平均流速较低,难免沉泥,故应考虑排泥设施。

IV 平流沉淀池

9.4.17 沉淀时间是平流沉淀池设计中的一项主要指标,它不仅影响造价,而且对出厂水质和投药量也有较大影响。根据实际调查,我国现采用的沉淀时间大多低于 3h,出水水质均能符合进入滤池的要求。近年来,由于出厂水质的需要进一步提高,在平流沉淀池设计中,采用的停留时间一般都大于 1.5h。据此,条文中规定平流沉淀池沉淀时间可为 1.5h~3.0h。调查情况见表 10。

表 10 各地已建平流沉淀池的沉淀时间(h)

地区	南京	武汉	重庆	成都	广州
沉淀时间	1.6~2.2	1~2.5	1~1.5	1~1.5	2左右
地区	长春	吉林	天津	哈尔滨	杭州
沉淀时间	2.5~3	2.5左右	3左右	3左右	1~2.3

设计大型平流沉淀池时,为满足长宽比的要求,水平流速可采用高值。处理低温低浊水时,水平流速可采用低值。

9.4.19 沉淀池的形状对沉淀效果有很大影响,一般宜做成狭长形。根据浅层沉淀原理,在相同沉淀时间的条件下,池子越深,沉淀池截留悬浮物的效率越低。但池子过浅,易使池内沉泥带起,并给处理构筑物的高程布置带来困难,故需采用恰当。根据各地水厂的实际情况及目前采用的设计数据,平流沉淀池池深一般均小于 4m。据此,本条对沉淀池池深规定可采用 3.0m~3.5m。

为改善沉淀池中水流条件,平流沉淀池宜布置成狭长的形式,为此,需对水池的长度与宽度的比例以及长度与深度的比例做出规定。本条将平流沉淀池每格宽度做适当限制,规定为“宜为 3m~8m,不应大于 15m”。并规定了“长度与宽度之比不应小于 4m,长度与深度之比不应小于 10m”。

V 上向流斜管沉淀池

9.4.20 液面负荷值与原水水质、出水浊度、水温、药剂品种、投药量以及选用的斜管直径、长度等有关。

9.4.21 斜管沉淀池斜管的常用形式有正六边形、山形、矩形及正方形等,而以正六边形斜管最为普遍。条文中的斜管管径是指正六边形的内切圆直径或矩形、正方形的高。据调查,国内上向流斜管的管径一般为 25mm~40mm。据此,本条规定了相应数值。

据调查,全国各水厂的上向流斜管沉淀池斜管的斜长多采用 1m;考虑能使沉泥自然滑下,斜管倾角大多采用 60°。据此,本条规定了相应数值。

9.4.22 斜管沉淀池的集水多采用集水槽或集水管,其间距一般为 1.5m~2.0m。为使整个斜管区的出水达到均匀,清水区的保护高度不宜小于 1.2m。

斜管以下底部配水区的高度需满足进入斜管区的水量达到均匀,并考虑排泥设施检修的可能。据调查,其高度一般在 1.5m~1.7m。考虑检修维护的方便,本条规定“底部配水区高度不宜小于 2.0m”。

VI 侧向流斜板沉淀池

9.4.23 本条是关于侧向流斜板沉淀池设计时应符合的规定。

1 颗粒沉降速度和液面负荷是斜板沉淀池设计的主要参数,它们的设计取值与原水的水质、水温及其絮粒的性质、药剂品种等因素有关,根据长春、吉林等地水厂的设计经验,其颗粒沉降速度一般为 0.16mm/s~0.3mm/s;液面负荷为 $6.0\text{m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{h}) \sim 12\text{m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{h})$ 。低温低浊水宜取低值。

2 条文中的板距是指两块斜板间的垂直间距。据调查,国内侧向流斜板沉淀池的板距一般采用 80mm~100mm,常用 100mm。

3 为了使斜板上的沉泥能自然而连续地向池底滑落,斜板倾角大多采用 60°。

4 为了保证斜板的强度及便于安装和维护,单层斜板长度不

宜大于 1.0m。

Ⅶ 高速澄清池

9.4.24 本条是关于高速澄清池设计时应符合的规定。

1 由于高速澄清池同时投加了混凝剂和高分子助凝剂,其絮凝效果明显强于传统澄清池,所形成的絮粒沉速较高,因此其分离区的上升流速可达到普通斜管澄清池的 2 倍~5 倍,但用于高浊度水处理时,应视原水水质条件和出水要求确定分离区的上升流速,当原水含砂量大、出水水质要求较高时应适当降低上升流速。

2 斜管要求与普通斜管沉淀池类似,也可与国外引进工艺所采用的类似。

3 清水区及配水区布置要求与普通斜管沉淀池类似。斜管上部清水区高度应保证集水区出水的均匀性,此高度还与集水槽布置的间距有关。配水区高度保证配水均匀性及不对下部污泥浓缩区造成干扰。部分现有工程清水区保护高度小于 1.0m,但从控制出水水质目标考虑,建议留有一定余地。

4 分离区对污泥浓度控制要求较高,取样管的设置可协助污泥浓度计控制池内污泥泥面不影响斜管区的分离。

5 絮凝提升设备应采取变频措施,按水量不同可调。

6 根据现有运行情况调查,一般设计污泥回流量按 3%~5% 已可满足运行需要,实际生产中往往可通过变频协调运行。

Ⅷ 机械搅拌澄清池

9.4.25 考虑到生活饮用水水质标准的提高,为降低滤池负荷,保证出水水质,本条定为“机械搅拌澄清池清水区的液面负荷,应按相似条件下的运行经验确定,可采用 $2.9\text{m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{h}) \sim 3.6\text{m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{h})$ ”。低温低浊度时宜采用低值。

9.4.26 根据我国实际运行经验,条文规定水在机械搅拌澄清池中的总停留时间,可采用 1.2h~1.5h。

9.4.27 搅拌叶轮提升流量即第一絮凝室的回流量,对循环泥渣的形成关系较大。条文参照国外资料及国内实践经验确定“搅拌

叶轮提升流量可为进水流量的 3 倍~5 倍”。

9.4.28 机械搅拌澄清池是否设置机械刮泥装置,主要取决于池子直径大小和进水悬浮物含量及其颗粒组成等因素,设计时应根据上述因素通过分析确定。

对于澄清池直径较小(一般在 15m 以内),原水悬浮物含量又不太高,并将池底做成不小于 45° 的斜坡时,可考虑不设置机械刮泥装置。但当原水悬浮物含量较高时,为确保排泥通畅,一般应设置机械刮泥装置。对原水悬浮物含量虽不高,但因池子直径较大,为了降低池深宜将池子底部坡度减小,并增设机械刮泥装置来防止池底积泥,以确保出水水质的稳定性。

IX 脉冲澄清池

9.4.29 根据对各地脉冲澄清池运行经验的调查表明,由于其对水量、水质变化的适应性较差,液面负荷不宜过高,一般以低于 $3.6\text{m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{h})$ 为宜。此外,近十多年来,除上海罗泾水厂引进并已投运的 $20000\text{m}^3/\text{d}$ 、包头画匠营子一期引进并已投运的 $300000\text{m}^3/\text{d}$ 和天津凌庄水厂已引进并正在建设的 $300000\text{m}^3/\text{d}$ 法国超脉冲澄清池,国内大中型水厂几乎均未采用脉冲澄清池,可借鉴的实践经验较少。因此液面负荷的指标可采用 $2.5\text{m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{h}) \sim 3.2\text{m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{h})$ 。同样,考虑到低温低浊水的絮体沉降速度低,液面负荷的指标宜选用低值。

9.4.30 脉冲澄清池的脉冲发生器有真空式、S 形虹吸式、钟罩式、浮筒切门式、皮膜式和脉冲阀切门式等形式,后三种形式脉冲效果不佳。

脉冲周期及其充放时间比的控制,对脉冲澄清池的正常运行有重要作用。由于目前一般采用的脉冲发生器不能根据进水量自动地调整脉冲周期和充放比,因而当进水量小于设计水量时,常造成池底积泥,当进水量大于设计水量时,又造成出水水质不佳。故设计时应根据进水量的变化幅度选用适当指标。本条是根据国内调查资料,结合国外资料制定的。

9.4.33 虹吸式脉冲澄清池易在放水过程中将空气带入配水系统,若不排除,将导致配水不均匀和搅乱悬浮层。据此,本条规定配水总管应设排气装置。

X 气 浮 池

9.4.34 根据气浮处理的特点,适用于处理低浊度原水。虽然有试验表明,气浮池处理浑浊度为 200NTU~300NTU 的原水也是可行的,但考虑到国内相关的生产性经验不多,故本条规定了“气浮池宜用于浑浊度小于 100NTU”的原水。

9.4.35 气浮池接触室上升流速应以接触室内水流稳定,气泡对絮粒有足够的捕捉时间为准。根据各地调查资料,上升流速大多采用 20mm/s。某些水厂的实践表明,当上升流速低,也会因接触室面积过大而使释放器的作用范围受影响,造成净水效果不好。据资料分析,上升流速的下限以 10mm/s 为适宜。

又据各地调查资料,气浮池分离室向下流速采用 2mm/s 较多。据此,本条规定“可采用 1.5mm/s~2.0mm/s,分离室液面负荷为 $5.4\text{m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{h}) \sim 7.2\text{m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{h})$ ”。上限用于易处理的水质,下限用于难处理的水质。

9.4.36 为考虑布气的均匀性及水流的稳定性,减少风对渣面的干扰,池的单格宽度不宜超过 10m。

气浮池的泥渣上浮分离较快,一般在水平距离 10m 范围内即可完成。为防止池末端因无气泡顶托池面浮渣而造成浮渣下落,影响水质,故规定池长不宜超过 15m。

据调查,各地水厂气浮池池深大多在 2.0m~2.5m。实际测定在池深 1m 处的水质已符合要求,但为安全起见,条文中规定“有效水深可采用 2.0m~3.0m”。

9.4.37 国外资料中的溶气压力多采用 0.4MPa~0.6MPa。根据我国的试验成果,提高溶气罐的溶气量及释放器的释气性能后,可适当降低溶气压力,以减少电耗。因此按国内试验及生产运行情况,规定溶气压力可采用 0.2MPa~0.4MPa 范围,回流比可采

用 5%~10%。

9.4.38 溶气罐铺设填料层对溶气效果有明显提高。但填料层厚度超过 1m 对提高溶气效率已作用不大。为考虑布水均匀,本条规定其高度宜为 1.0m~1.5m。

根据试验资料,溶气罐的截面水力负荷一般以采用 $100\text{m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{h}) \sim 150\text{m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{h})$ 为宜。

9.4.39 由于采用刮渣机刮出的浮渣浓度较高,耗用水量少,设备也较简单,操作条件较好,故各地一般均采用刮渣机排渣。根据试验,刮渣机行车速度不宜过大,以免浮渣因扰动剧烈而落下,影响出水水质。据调查,以采用 5m/min 以下为宜。

9.5 过 滤

I 一般规定

9.5.2 影响滤池池型选择的因素很多,主要取决于生产能力、运行管理要求、出水水质和净水工艺流程布置。对于生产能力较大的滤池,不宜选用单池面积受限制的池型;在滤池进水水质可能出现较高浊度或含藻类较多的情况下,不宜选用翻砂检修困难或冲洗强度受限制的池型。选择池型还应考虑滤池进、出水水位和水厂地坪高程间的关系、滤池冲洗水排放的条件等因素。

9.5.3 为避免滤池中一格滤池在冲洗时对其余各格滤池滤速的过大影响,滤池应有一定的分格数。据调查,日本规定每 10 格滤池备用 1 格,包括备用至少 2 格以上;英国规定理想的应有 3 格同时停运,即一格排水、一格冲洗、一格检修,分格数最少为 6 格,但当维修时可降低水厂出水量的则可为 4 格;美国规定至少 4 格 [如滤速在 $10\text{m}/\text{h}$,同时冲洗强度为 $10.8\text{L}/(\text{m}^2 \cdot \text{s})$ 时,最少要 6 格,如滤速更低而冲洗强度较高,甚至需要更多滤池格数]。

9.5.4 滤池的单格面积与滤池的池型、生产规模、操作运行方式等有关,而且也与滤后水汇集和冲洗水分配的均匀性有较大关系。单格面积小则分格数多,会增加土建工程量及管道阀门等设备数

量,但冲洗设备能力小,冲洗泵房工程量小。反之则相反。因此滤池的单个面积是影响滤池造价的主要因素之一。在设计中应根据各地土建、设备的价格做技术经济比较后确定。

9.5.5 滤池的过滤效果主要取决于滤料层构成,滤料越细,要求滤层厚度越小;滤料越粗,则要求滤层越厚。因此滤料粒径与厚度之间存在着一定的组合关系。根据藤田贤二等的理论研究,滤层厚度 L 与有效粒径 d_c 存在一定的比例关系。

美国认为,常规细砂和双层滤料 L/d_c 应大于或等于 1000;三层滤料和深床单层滤料 ($d_c = 1\text{mm} \sim 1.5\text{mm}$), L/d_c 应大于或等于 1250。英国认为: L/d_c 应大于或等于 1000。日本规定 $L/d_{\text{平均}}$ 大于或等于 800。

本标准参照上述规定,结合目前应用的滤料组成和出水水质要求,对 $L/d_{10}(d_c)$ 做了规定:细砂及双层滤料过滤 $L/d_{10}(d_c)$ 应大于 1000,粗砂过滤 $L/d_{10}(d_c)$ 应大于 1250。

9.5.6 滤池在反冲洗后,滤层中积存的冲洗水和滤池滤层以上的水较为浑浊,因此在冲洗完成开始过滤时的初滤水水质较差、浊度较高,尤其是存在致病原生动物如贾第鞭毛虫和隐孢子虫的概率较高。

II 滤速及滤料组成

9.5.8 滤速是滤池设计的最基本参数,滤池总面积取决于滤速的大小,滤速的大小在一定程度上影响着滤池的出水水质。由于滤池是由各分格所组成,滤池冲洗、检修、翻砂一般均可分格进行,因此规定了滤池应按正常滤速设计并以强制滤速进行校核。

正常情况指水厂全部滤池均在进行工作,检修情况指全部滤池中的一格或两格停运进行检修、冲洗或翻砂。

9.5.9 滤池出水水质主要决定于滤速和滤料组成,相同的滤速通过不同的滤料组成会得到不同的滤后水水质;相同的滤料组成、在不同的滤速运行下,也会得到不同的滤后水水质。因此滤速和滤料组成是滤池设计的最重要参数,是保证出水水质的根本所在。为此,在选择与出水水质密切相关的滤速和滤料组成时,应首先考

虑通过不同滤料组成、不同滤速的试验以获得最佳的滤速和滤料组成的结合。

表 9.5.9 中所列单层细砂滤料、双层滤料的滤料组成数据在原规范的基础上做了调整:滤速的下限规定则根据水质提高的要求做了适当调低;参照法国公司有关 V 型滤池滤料设计级配的通用表述方法与参数要求以及福建石英砂协会的建议,将均匀级配粗砂滤料的不均匀系数用 K_{60} 表述,并将其不均匀系数调整为 K_{60} 小于 1.6。

9.5.10 滤料的承托层粒径和厚度与所用滤料的组成和配水系统形式有关,根据国内长期使用的经验,条文做了相应规定。由于大阻力配水系统孔眼距池底高度不一,故最底层承托层按从孔眼以上开始计算。

一般认为承托层最上层粒径宜采用 2mm~4mm,但也有认为再增加一层厚 50mm~100mm 粒径 1mm~2mm 的承托层为好。

9.5.11 滤头滤帽的缝隙通常都小于滤料最小粒径,从这点来讲,滤头配水系统可不设承托层。但为使冲洗配水更为均匀,不致扰动滤料,习惯上都设置厚 100mm 粒径 2mm~4mm 的粗砂作承托层。

III 配水、配气系统

9.5.12 国内单水冲洗快滤池绝大多数使用大阻力穿孔管配水系统,滤砖是使用较多的中阻力配水系统,小阻力滤头配水系统则用于单格面积较小的滤池。

对于气水反冲,上海市政工程设计院于 20 世纪 80 年代初期在扬子石化水厂双阀滤池中首先设计使用了长柄滤头配气、配水系统,获得成功。20 世纪 80 年代后期,南京上元门水厂等首批引进了长柄滤头配气、配水系统的 V 型滤池,并在国内各地普遍使用,在技术上显示出了优越性。目前国内设计的 V 型滤池基本上都采用长柄滤头配气、配水系统。气水反冲用塑料滤砖仅在少数水厂使用(北京、大庆等)。气水反冲采用穿孔管(气水共用或

气、水分开)配水、配气的则不多。在配气、配水干管(渠)顶应设排气装置,以保证能排尽残存的空气。

9.5.13 本条根据国内滤池运行经验,对大阻力、中阻力配水系统及小阻力配气、配水系统的开孔比做了规定。

小阻力滤头国内使用的有英国式的,其缝隙宽分别为0.5mm、0.4mm、0.3mm,缝长34mm,每只均36条,其缝隙面积各为 612mm^2 、 489.6mm^2 和 367.2mm^2 ,按每平方米设33只计,其缝隙总面积与滤池面积之比各为2.0%、1.6%、1.2%;还有法国式的,其缝宽为0.4mm,缝隙面积为 288mm^2 ,每平方米设50只,其缝隙总面积与滤池面积之比为1.44%;国产的缝宽为0.25mm,缝隙面积为 250mm^2 ,每平方米设50只,其开孔比为1.25%。据此将滤头的开孔比定为1.25%~2.00%。

9.5.14 根据国内长期运行的经验,大阻力配水系统(管式大阻力配水系统)采用条文规定的流速设计,能在通常冲洗强度下,满足滤池冲洗水配水的均匀要求。

9.5.15 根据近十多年来实际设计应用情况和对引进的国外公司相关案例的分析,配气干管进口端流速多为 10m/s ~ 20m/s 。

IV 冲 洗

9.5.16 20世纪80年代以前,国内的滤池几乎都是采用单水冲洗方式,仅个别小规模滤池采用了穿孔管气水反冲。自从改革开放以来,在给水处理行业中较多地引进了国外技术,带来了冲洗方式的变革,几乎所有引进的滤池都采用气水反冲方式,并获得较好的冲洗效果。本条在研究分析了国内外的有关资料后,列出了各种滤料适宜采用的冲洗方式。

9.5.17 在对现有单层细砂级配滤料滤池进行技术改造时,可首先考虑增设表面扫洗。

9.5.18 对于单层细砂级配滤料和双层滤料的冲洗强度,当砂粒直径大时,宜选较大的强度;粒径小者宜选择较小的强度。

9.5.19 单水冲洗滤池的冲洗周期沿用原规范的数值;粗砂均匀

级配滤料并用气水反冲滤池的冲洗周期,国内一般采用 36h~72h,但是从提高水质考虑,过长的周期会对出水水质产生不利影响,因此规定冲洗周期宜采用 24h~36h。

VI 普通快滤池

9.5.21 根据国内滤池的运行经验,单层、双层滤料快滤池冲洗前水头损失多为 2.0m~2.5m。

对冲洗前的水头损失,也有认为用滤过水头损失来表达。习惯上滤池冲洗前的水头损失是指流经滤料层和配水系统的水头损失总和,而滤过水头损失为流经滤料层的水头损失。条文中仍按习惯用冲洗前的水头损失。

9.5.22 为保证快滤池有足够的工作周期,避免滤料层产生负压,并从净水工艺流程的高程设置和构筑物造价考虑,条文规定滤层表面以上水深宜采用 1.5m~2.0m。

9.5.23 由于小阻力配水系统一般不适宜用于单格滤池面积大的滤池,因此条文规定了单层滤料滤池宜采用大阻力或中阻力配水系统。

由于双层滤料滤池的滤速较高,如采用大阻力配水系统,会使过滤水头损失过大;而采用小阻力配水系统,又会因单格面积较大而不易做到配水均匀,故条文规定宜采用中阻力配水系统。

9.5.24 本条为避免因冲洗排水槽平面面积过大而影响冲洗的均匀,以及防止滤料在冲洗膨胀时的流失所做的规定。

9.5.25 根据国内采用高位水箱(塔)冲洗的滤池,多为单水冲洗滤池,冲洗水箱(塔)容积一般按单格滤池冲洗水量的 1.5 倍~2.0 倍计算,但实际运行中,即使滤池格数较多的水厂也很少出现两格滤池同时冲洗,故条文规定的按单格滤池冲洗水量的 1.5 倍计算,已留有了一定的富余度。

当采用水泵直接冲洗时,由于普通快滤池通常采用高强度单水冲洗,短时内冲洗水泵从滤池出水中所抽取的水量往往需要多格滤池的出水量才能满足要求,因此,冲洗时滤池出水至清水池流

量短时内会急剧减少甚至为零,严重影响滤后水自动加氯消毒的稳定性和消毒效果,故规定宜设置独立的容积为 1.5 倍~2.0 倍单格滤池冲洗水量的冲洗水调蓄水池。

冲洗水泵的能力需与冲洗强度相匹配,故水泵能力应按单格滤池冲洗水量设计。

Ⅶ V 型滤池

9.5.26 V 型滤池滤料采用粗粒均匀级配滤料,孔隙率比一般细砂级配滤料大,因而水头损失增长较慢,工作周期可以达到 36h~72h,甚至更长。但过长的过滤周期会导致滤层内有机物积聚和菌群的增长,使滤层内产生难以消除的黏滞物。根据近十年来国内的设计和运行经验,将冲洗前的水头损失调整到 2.0m~2.5m。

9.5.27 为使滤池保持足够的过滤水头,避免滤层出现负压,根据国内设计和运行经验,规定滤层表面以上的水深不应小于 1.2m。

9.5.28 V 型滤池采用气水反冲,根据一般布置,气、水经分配干渠由气、水分配孔眼进入有一定高度的气水室。在气水室形成稳定的气垫层,通过长柄滤头均匀地将气、水分配于整个滤池面积。目前应用的 V 型滤池均采用长柄滤头配气、配水系统,使用效果良好。条文据此做了规定。

9.5.29 V 型滤池冲洗水的供给一般采用水泵直接自滤池出水渠取水。若采用水箱供应,因冲洗时水箱水位变化,将影响冲洗强度,不利于冲洗的稳定性。同时,采用水泵直接冲洗还能适应气水同冲的水冲强度与单水漂洗强度不同的灵活变化。水泵的能力和配置可按单格滤池气水同冲和单水漂洗的冲洗水量设计,当两者水量不同时,一般水泵宜配置二用一备。

9.5.30 鼓风机直接供气的效率高,气冲时间可任意调节。

鼓风机常用的有罗茨风机和多级离心风机,国内在气水反冲滤池中都有使用,两者都可正常工作。罗茨风机的特性是风量恒定,压力变化幅度大;而离心风机的特性曲线与离心水泵类似。

9.5.31 V 型进水槽是 V 型滤池构造上的特点之一,目的在于沿

滤格长度方向均匀分配进水,同时亦起到均匀分配表面扫洗水的作用。V型槽底配水孔口至中央排水槽边缘的水平距离过大,孔口出流推动力的作用减弱,将影响扫洗效果,结合国内外的资料和经验,宜在3.5m以内,最大不超过5m。

现行《滤池气水冲洗设计规程》CECS 50 规定表面扫洗孔中心低于排水槽顶面150mm,但根据各地实际运转和测试表明,这样的高度会出现滤料面由排水堰一侧向V型槽一侧倾斜(排水槽侧高,V型槽侧低),如广东某水厂及海口某水厂都出现这一现象;中山小榄镇水厂,因表扫孔偏低而出现扫洗水倒流,影响扫洗效果;吉林二水厂也由于表扫孔过低导致扫洗效果差,出现泡沫浮渣漂浮滞留。根据以上出现的问题,多数认为表扫孔高程宜接近中央排水槽的堰顶高程;有的认为应低于堰顶30mm~50mm;还有的认为应高于堰顶30mm。据此,条文未对表面扫洗孔的高程做出规定,设计时可根据具体情况确定。

9.5.32 为使V型槽能达到均匀配水目的,应使所有孔眼的直径和作用水头相等。孔径相等易于做到。作用水头则由于槽外滤池水位固定,而槽内水流为沿途非均匀流,水面不平,致使作用水头改变。因此设计时应按均匀度尽可能大(例如95%)的要求,对V型槽按非均匀流计算其过水断面,以确定V型槽的起始和末端的水深。V型槽斜面一侧与池壁的倾斜度根据国内常用数据规定宜采用 $45^{\circ}\sim 50^{\circ}$ 。倾斜度小将导致过水断面小,增加槽内流速。

9.5.33 进水总渠和进入每格滤池的堰板相结合组成的进水系统是V型滤池的特点之一,由于进水总渠的起始端与末端水位不同,通过同一高程堰板的过堰流量会有差异,萧山自来水公司的滤池就产生这种情况。因此为保证每格滤池的进水量相等,应设置可调整高度的堰板,以便在实际运行中调整。上海大场水厂采用这一措施,收到很好的效果。

9.5.34 气水反冲洗滤池的反冲洗空气总管的高程必须高出滤池的最高水位,否则就有可能产生滤池水倒灌进入风机。安徽马鞍

山二水厂曾有此经验教训。

9.5.35 长柄滤头配气、配水系统的配气、配水均匀性取决于滤头滤帽顶面是否水平一致。目前国内主要有两种方法,一种是滤头安装在分块的滤板上,因此要求滤板本身平整,整个滤池滤板的水平误差允许范围为 $\pm 5\text{mm}$,以此来控制滤头滤帽顶面的水平;另一种是采用塑料制模板,再在其上整体浇筑混凝土滤板,并配有可调整一定高度的长柄滤头,以控制滤柄顶面的水平。条文规定设计中应采取有效措施,不管采用何种措施只要能使滤头滤帽或滤柄顶表面保持在同一水平高程,其误差不得超出 $\pm 5\text{mm}$ 范围。如果不能保证滤头滤帽或滤柄顶表面高程的一致,在同样的气垫层厚度下,每个滤头的进气面积会不同,将导致进气量的差异,无法均匀地将空气分配在整池滤层上,严重时还将出现脉冲现象或气流短路现象,势必导致不良的冲洗效果。

9.5.36 由于V型滤池采用滤料层微膨胀的冲洗,因此其冲洗排水槽顶不必像膨胀冲洗时所要高出的距离。根据国内外资料和实践经验,在滤料层厚度为 1.20m 左右时,冲洗排水槽顶面多采用高于滤料层表面 500mm 。条文据此做了规定。

Ⅷ 虹吸滤池

9.5.37 虹吸滤池每格滤池的反冲洗水量来自其余相邻滤格的滤后水量,一般冲洗强度约为滤速的5倍~6倍,当滤池运行水量降低时,这一倍数将相应增加。因此为保证滤池有足够的冲洗强度,滤池应有与这一倍数相应的最少分格数。

9.5.38 虹吸滤池是等滤速、变水头的过滤方式。冲洗前的水头损失过大,不易确保滤后出水水质,并将增加池深,提高造价;冲洗前的水头损失过低,则会缩短过滤周期,增加冲洗水率。根据国内多年设计及水厂运行经验,规定可采用 1.5m 。

9.5.39 虹吸滤池的冲洗水头,即虹吸滤池出水堰板高程与冲洗排水管淹没水面的高程差,应按要求的冲洗水量通过水力计算确定。国内使用的虹吸滤池形式大多采用 $1.0\text{m}\sim 1.2\text{m}$,据此条文

做了规定。同时为适应冲洗水量变化的要求,规定要有调整冲洗水头的措施。

9.5.40 本条根据国内经验对虹吸滤池的虹吸进水管和排水管流速做了规定。

IX 重力式无阀滤池

9.5.41 无阀滤池一般适用于小规模水厂,其冲洗水箱设于滤池上部,容积一般按冲洗一次所需水量确定。通常每座无阀滤池都设计成数格合用一个冲洗水箱。实践证明,在一格滤池冲洗即将结束时,虹吸破坏管口刚露出水面不久,由于其余各格滤池不断向冲洗水箱大量供水,使管口又被上升水位所淹没,致使虹吸破坏不彻底,造成滤池持续不停地冲洗。滤池格数越多,问题越突出,甚至虹吸管口不易外露,虹吸不被破坏而延续冲洗。为保证能使虹吸管口露出水面,破坏虹吸及时停止冲洗,因此合用水箱的无阀滤池宜取 2 格,不宜多于 3 格。

9.5.42 无阀滤池是变水头、等滤速的过滤方式,各格滤池如不设置单独的进水系统,因各格滤池过滤水头的差异,势必造成各格滤池进水量的相互影响,也可能导致滤格发生同时冲洗现象。故规定每格滤池应设单独进水系统。在滤池冲洗后投入运行的初期,由于滤层水头损失较小,进水管中水位较低,易产生跌水和带入空气。因此规定要有防止空气进入的措施。

9.5.43 无阀滤池冲洗前的水头损失值将影响虹吸管的高度、过滤周期以及前道处理构筑物的高程。条文是根据长期设计经验规定的。

9.5.44 无阀滤池为防止冲洗时滤料从过滤室中流走,滤料表面以上的直壁高度除应考虑滤料的膨胀高度外,还应加上 100mm~150mm 的保护高度。

9.5.45 为加速冲洗形成时虹吸作用的发生,反冲洗虹吸管应设有辅助虹吸设施。为避免实际的冲洗强度与理论计算的冲洗强度有较大的出入,应设置可调节冲洗强度的装置。为使滤池能在未

达到规定的水头损失之前,进行必要的冲洗,需设有强制冲洗装置。

X 翻板滤池

9.5.46 翻板滤池是近十年来从国外引进并加以吸收消化后在我国得以应用的一种采用气水联合冲洗的新型双层滤料过滤滤池。其主要特点是采用冲洗时不排水来控制双层滤料中上层比重较轻的滤料不随冲洗水而流失。由于目前国内应用实践经验不多,考虑到其采用煤和石英砂普通级配滤料时与双层滤料普通快滤池相同,再结合国内已投入运行的案例调查,做出此规定。

9.5.47 同样由于目前国内应用实践经验不多,考虑到翻板滤池的滤料组成主要表现为双层滤料的特点,故规定滤层表面以上水深与双层滤料普通快滤池的相同。

9.5.48 从目前国内已应用的案例调查得知,翻板滤池的配水属于中小阻力配水系统,目前较多采用一种适用于气水联合冲洗方式的专用穿孔配水、配气管,按气水分界面布置气孔和水孔,气孔和水孔孔眼总面积与滤池面积之比也不应过小,同时也不宜分别大于0.12%和1.28%。同时考虑到也有部分翻板滤池采用滤头作为配水、配气系统,故对其承托层做出了规定。

9.5.50 考虑到从国外引进的早期翻板滤池冲洗水供应采用高位水箱,而国内吸收消化改进后的翻板滤池冲洗水供应一般采用冲洗水泵,故规定冲洗水泵和高位水箱皆可。

当采用水泵直接冲洗时,由于翻板滤池最后一次冲洗通常采用高强度单水冲洗,短时间内冲洗水泵从滤池出水中所抽取的水量往往需要多格滤池的出水量才能满足要求,因此冲洗时滤池出水至清水池流量短时间内会急剧减少甚至为零,严重影响滤后水自动加氯消毒的稳定性和消毒效果,故规定宜设置独立的容积为1.5倍~2.0倍单格滤池冲洗水量的冲洗水调蓄水池。

冲洗水泵的能力需与冲洗强度相匹配,故水泵能力应按单格滤池冲洗水量设计。

9.5.51 本条规定应采用鼓风机供应冲洗气源是出于与 V 型滤池冲洗用气的同样考虑。

9.5.52 滤池的长度和宽度受生产规模、滤后水收集及冲洗水分配均匀性等多种因素的影响。据开发出翻板滤池的瑞士苏尔寿 (SULZER) 公司介绍,考虑到翻板滤池布置的特点,为保证冲洗水的均匀性以及排水有效性,滤池单格面积不宜超过 90m^2 ,故规定单格翻板滤池池宽不宜大于 6m ,不应大于 8m ,长度不应大于 15m 。

9.5.53 设置进出水总渠可使各格滤池的进水分配和出水收集更加均匀。每格滤池的进出水设置可调堰板、调节阀门和跌水堰,主要目的是为了实现在每格滤池的恒水位等速过滤运行模式。分阶段开启的翻板阀可有效防止排水时的滤料流失。

9.5.54 滤层上部有一定的储水高度可确保一次冲洗结束,翻板阀开启排水前,冲洗废水不会漫过进水管。

9.5.55 为避免翻板阀开启时带走滤料,翻板阀底与滤层面之间应留有足够的超高。反冲洗空气总管的高程应高出滤池的最高水位(包括反冲洗时池内最高反冲洗水储存水位),否则就有可能产生滤池水倒灌进入风机。

9.5.57 规定了穿孔管配水、配气系统结构形式、布置要点以及管道和孔口的设计参考流速范围。当设计冲洗强度要求较大时,也可按此参考流速范围确定布水布气系统断面和开孔。

9.5.58 由于配水、配气管直接与滤后水接触,故其材质应满足涉水卫生标准的要求。采用 PE 管或不低于 S304 的不锈钢管主要是提高管材的防腐能力和延长其使用寿命。

9.5.59 对布水、布气管水平度提出一定的控制要求,可保障布水、布气系统的均匀性。

9.6 地下水除铁和除锰

I 工艺流程选择

9.6.1 铁、锰都是人体组织的微量元素,成人身体中含铁 $4\text{g}\sim$

5g,含锰 12mg~20mg。人体缺铁就会产生贫血和代谢功能紊乱,人体缺锰将引发畸形、脑惊厥、早产及不孕症等疾病。但铁、锰过多也会引起铁中毒和锰中毒。人体摄取铁过多有损于胰腺、肝胆和皮肤。锰过多引起造血机能破坏、引发锰佝偻病以及中枢神经、呼吸系统病患。人们在饮茶、食用蔬果、肉类和粮食中已能满足对铁、锰的摄取需求。长期饮用含铁、锰水有损于健康。况且含铁、锰水会产生沉淀于供水管道之中,着色于生活器皿和衣物,给生活造成诸多不便。含铁、锰水用于造纸、纺织、印染、食品等工业生产会使产品着色乃至报废,用于锅炉用水会产生结垢乃至事故。水中铁、锰对工业生产有害而无益,希望越少越好。所以城市供水中,如水源水铁、锰超出用水标准必须予以处理。

9.6.2 我国含铁、锰地下水分布于 18 个省市、3.1 亿人口的广大地区。由于各地的水文地质化学条件的差异,含铁、锰地下水水质千差万别。在工艺中需要来考虑原水中 Fe^{2+} 与除锰生成的 Mn^{4+} 的氧化还原反应,所以按照原水中 Fe^{2+} 的含量可将原水分为:

I: Fe^{2+} 小于 5mg/L, Mn^{2+} 小于 0.5mg/L 的地下水水质称之为低浓度铁、锰地下水。

II: Fe^{2+} 大于 5mg/L, Mn^{2+} 大于 0.5mg/L 的称之为高浓度铁、锰地下水。

III: 当含铁、锰地下水中同时又含有氨氮称之为伴生氨氮铁、锰地下水。

由于铁、锰和氨氮在水中的浓度不同,铁、锰和氨氮相互间的氧化还原关系及原水对氧的需求都将有重大差别。故地下水除铁、锰水厂设计之时,应根据原水水质条件来选择净水流程和构筑物形式。

由于地下水水质复杂、千差万别,有条件时应做现场模拟试验研究,也可参相似水质条件水厂的运行经验,经工程经济技术比较后确定。

9.6.3 低浓度铁、锰地下水多分布于弱还原环境的河漫滩之下,

与河水有较好的水力交换。水中还原物质较少,对氧的需求低。根据辽宁省浑太流域,大、小凌河流域地下水除铁、除锰水厂的多年运行经验,可采用跌水曝气 1 级除铁、除锰滤池的简捷净化流程。

9.6.4 在标准状态下, O_2 的氧化还原电位 0.82V,铁的氧化还原电位为 0.2V,锰的氧化还原电位为 0.6V。 O_2 与 Mn 的氧化还原电位差为 0.22V, O_2 与 Fe 的氧化还原电位差为 0.62V。所以在地下水 pH 值中性条件下, Fe^{2+} 可以被溶解氧直接氧化,当存在触媒的情况下可迅速氧化。但 Fe 与 Mn 的氧化还原电位差为 0.4V。在一定的基质浓度下, Fe^{2+} 与 Mn^{4+} 会发生氧化还原反应, Mn^{4+} 将 Fe^{2+} 氧化 Fe^{3+} ,而 Mn^{4+} 还原为 Mn^{2+} 。据北京工业大学和中国市政东北设计研究院有限公司的科学研究成果和工程生产实验,当滤层进水中 $Fe^{2+} > 5\text{mg/L}$ 时,就会发生 Fe^{2+} 和 Mn^{4+} 的氧化还原反应,此时应采用厚滤料滤池或采用两级过滤流程。

9.6.5 Fe^{2+} 的氧化当量为 $0.143\text{mg } O_2/\text{mgFe}^{2+}$, Mn^{2+} 的氧化当量为 $0.29\text{mg } O_2/\text{mgMn}^{2+}$,而氨氮($NH_4^+ - N$)的氧化当量则为 $4.57\text{mg } O_2/\text{mgNH}_4^+ - N$ 。所以原水中含有氨氮,除铁、锰、氨的滤层耗氧量大增。故当含铁、锰水中伴生氨氮且 $NH_4^+ - N > 1.0\text{mg/L}$,宜采用两级曝气两级过滤流程。

II 曝气装置

9.6.6 含铁、锰地下水是在还原环境下存在的,水中溶解氧为零。为进行 Fe^{2+} 、 Mn^{2+} 的氧化反应必须向水中充氧。除铁和除锰在地下水 pH 值 6~6.5 的条件下均可顺利进行,也不受溶解性硅酸的影响。曝气是为了充氧,不必刻意散失 CO_2 。故曝气装置的选择只根据原水需氧量来选择。同时曝气又是除铁、除锰水厂的重要动力消耗单元,在满足溶解氧需求条件下,宜选择简单节能的曝气装置,跌水与淋水是除铁、锰工艺首选曝气装置。

喷水、板条式曝气塔、接触曝气塔能耗较高、投资较大。叶轮式表面曝气装置有动力设备,增加了维护工作量。在一定条件下,

也可以选用。

射流曝气、压缩空气曝气只有在压力式除铁、锰装置中使用。

9.6.7 跌水曝气的溶氧效果,因受水的饱和溶解氧浓度的限制,随着跌水级数和跌水高度增大是有限的。据生产实践调研一级跌水高度在 0.5m 之上,水中溶解氧浓度可达 4.0mg/L~4.5mg/L,三级跌水达 5.0mg/L~5.5mg/L。已能满足除铁、除锰工艺的要求。故以跌水级数 1 级~3 级,每级跌水高度 0.5m~1.0m 为宜。

跌水堰单宽流量小,跌水水舌下真空度亦小,吸入空气量少;单宽流量大,随水舌下真空度增强,吸入空气量大,但水舌变厚后,单位水量中溶入空气量反而变小。据生产实际调研单宽流量以 $20\text{m}^3/(\text{m}\cdot\text{h})\sim 50\text{m}^3/(\text{m}\cdot\text{h})$ 为宜。

9.6.8 目前国内淋水装置多采用穿孔管,因其加工安装简单,曝气效果良好,而采用莲蓬头者较少。理论上,孔眼直径越小,水流越分散,曝气效果越好。但孔眼直径太小易于堵塞,反而会影响曝气效果。根据国内使用经验,孔眼直径以 4mm~8mm 为宜,孔眼流速以 1.5m/s~2.5m/s 为宜。据实地调研和室内科研实验,淋水飞程 1.5m 之内,溶氧效果与淋水飞程呈正相关关系。飞程大于 1.5m 溶氧效果增长非常缓慢。故淋水装置的安装高度宜为 1.5m~2.0m。安装高度是指淋水出口至集水池水面的距离。

9.6.9 条文中规定了每 10m^2 面积设置喷嘴的个数,实际上相当于每个喷嘴的服务面积约为 $1.7\text{m}^2\sim 2.5\text{m}^2$ 。

9.6.10 某水厂原射流曝气装置未经计算,安装位置不当,使装置不仅不曝气,反而从吸气口喷水。后经计算,并改变了射流曝气装置的位置,结果曝气效果良好。可见,通过计算来确定射流曝气装置的构造是很重要的。东北两个城市采用射流曝气装置已有多年历史,由于它具有设备少、造价低、加工容易、管理方便、溶氧效率较高等优点,故迅速得以在国内十多个水厂推广使用,效果良好。实践表明,原水经射流曝气后溶解氧饱和度可达 70%~80%,但 CO_2 散除率一般不超过 30%,pH 值无明显提高,故射流曝气装

置适用于原水铁、锰含量较低,对散除 CO_2 和提高 pH 值要求不高的场合。

9.6.13 实践表明,接触式曝气塔运转一段时间以后,填料层易被堵塞。原水含铁量愈高,堵塞愈快。一般每 1 年~2 年就应对填料层进行清理。这是一项十分繁重的工作,为方便清理,层间净距一般不宜小于 600mm。

9.6.14 根据生产经验,淋水密度一般可采用 $5\text{m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{h}) \sim 10\text{m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{h})$ 。但直接装设在滤池上的喷淋设备,其淋水密度相当于滤池的滤速。

9.6.15 试验研究和东北地区采用的叶轮表面曝气装置的实践经验表明,原水经曝气后溶解氧饱和度可达 80% 以上,二氧化碳散除率可达 70% 以上, pH 值可提高 0.5~1.0。可见,叶轮表面曝气装置不仅溶氧效率较高,而且能充分散除二氧化碳,大幅度提高 pH 值。使用中还可根据要求适当调节曝气程度,管理条件也较好,故近年来已逐渐在工程中得以推广使用。设计时应根据曝气程度的要求来确定设计参数,当要求曝气程度高时,曝气池容积和叶轮外缘线速度应选用条文中规定的上限,叶轮直径与池长边或直径之比应选用条文中规定数据的下限。

III 除铁、除锰滤池

9.6.17 除铁、锰滤池滤料并非充作触媒物质,而是触媒载体。表层滤料是 Fe^{2+} 氧化触媒的载体,下部填料是锰氧化触媒物质载体,同时滤层还起到截滤悬浮的铁、锰氧化物的作用。故原则上任何可以作为滤料的材料均可作为除铁、除锰滤池滤料。锰砂有很大的吸附容量,是石英砂的几十倍。在一定的水质和操作条件下,在滤池投产之初当锰砂滤料的吸附容量渐渐饱和之前,除锰滤池就已经培养成熟,由此可使吸附饱和期与培养成熟期相衔接,在投产初期就可以取得 Mn^{2+} 浓度不超标的处理水。相反地,若采用石英砂为除锰滤池滤料,由于其对锰的吸附容量很小,在滤池投产初期吸附容量很快饱和,所以出水锰浓度在滤池成熟之前(时间可

长达数十日)是不达标,但石英砂强度大耐磨,使用寿命长。各水厂可据地方条件选用。

9.6.18 除铁、除锰滤池希望有更大的填料表面积和曲折的过滤路径。据长年除铁、锰水厂的生产经验,滤池滤料粒径石英砂 $d=0.5\text{mm}\sim 1.2\text{mm}$, 锰砂为 $0.6\text{mm}\sim 1.2\text{mm}$ 或 $0.6\text{mm}\sim 2.0\text{mm}$ 为宜。为了锰氧化还原菌在滤砂上附着和具有一定的生化反应时间,滤速不宜过大,一般为 $5\text{m/h}\sim 7\text{m/h}$ 。

9.6.19 在除铁、除锰滤层中不但滤砂表面黏附着铁锰氧化物,同时滤砂间隙中也有大量铁锰氧化物黏泥。为使全滤层全方位得以洗净,采用冲洗均匀的大阻力配水系统。

9.6.20 除铁、除锰滤池中 Fe^{2+} 、 Mn^{2+} 的氧化反应是在滤层中进行的。与地面水除浊主要发生在滤层表层不完全相同,可以省去表面冲洗。反冲的目的不但要将滤砂颗粒空隙中铁锰粘泥洗净,还要保护滤砂表面的触媒物质。所以一般不希望增加扰动更大的气冲洗,只采用水反冲洗就可完成滤层洗净的任务。冲洗强度与膨胀率都应小于地面水除浊的滤池。冲洗延续时间也不宜过长,反冲洗排水由浑稍有变清为止。

9.7 除 氟

I 一般规定

9.7.1 人体中的氟主要来自饮用水。氟对人体健康有一定的影响。长期过量饮用含氟高的水可引起慢性中毒,特别是对牙齿和骨骼。当水中含氟量在 0.5mg/L 以下时,可使龋齿增加,大于 1.0mg/L 时,可使牙齿出现斑釉。现行国家标准《生活饮用水卫生标准》GB 5749 规定了饮用水中的氟化物含量小于 1.0mg/L 。

9.7.2 除氟的方法很多,如混凝沉淀法、活性氧化铝吸附法、反渗透法、电渗析法、离子交换法、电凝聚法、骨碳法等,仅对最常用的混凝沉淀法、活性氧化铝吸附法和反渗透法做了有关技术规定,原规范中的电渗析法因应用实践很少且稳定性差,不再做规定。

饮用水除氟的原水主要为地下水,在我国的华北和西北存在较多的地下水高氟地区,一般情况下高氟地下水中氟化物含量在 1.0mg/L~10mg/L 范围内。若原水中的氟化物含量大于 10mg/L,可采用增加除氟流程或投加熟石灰预处理的方法。悬浮物量和含盐量是除氟方法适用的基本要求,当含盐量超过 10000mg/L 时,脱氟率明显下降,原水若超过限值,应采用相应的预处理措施。

9.7.3 除氟过程中产生的废水,其排放应符合现行国家标准《污水综合排放标准》GB 8978 的规定。泥渣进入垃圾填埋厂的应符合现行国家标准《生活垃圾填埋污染控制标准》GB 16889 的规定,进入农田的应符合现行国家标准《农用污泥污染物控制标准》GB 4284 的规定,也可外运至危险废物处理处置中心集中处理处置。

II 混凝沉淀法

9.7.4 混凝沉淀法主要是通过絮凝剂形成的絮体吸附水中的氟,经沉淀或过滤后去除氟化物。当原水中含氟量大于 4mg/L 时不宜采用混凝沉淀法,否则处理水中会增加 SO_4^{2-} 、 Cl^- 等物质,影响饮用水质量。

一般以采用铝盐的去除效果较好,可选择氯化铝、硫酸铝、聚合氯化铝等。

9.7.5 絮凝剂投加量受原水含氟量、温度、pH 值等因素影响,其投加量应通过试验确定。一般投加量(以 Al^{3+} 计)宜为原水含氟量的 10 倍~15 倍(质量比)。

III 活性氧化铝吸附法

9.7.9 活性氧化铝的粒径越小吸附容量越高,但粒径越小强度越差,而且粒径小于 0.5mm 时,反冲造成的滤料流失较大。粒径 1.0mm 的滤料耐压强度一般能达到 9.8N/粒。

9.7.10 一般含氟量较高的地下水,其碱度也较高(pH 值大于 8.0,偏碱性),而 pH 值对活性氧化铝的吸附容量影响很大。经试

验,进水 pH 值在 6.0~6.5 时,活性氧化铝吸附容量一般可为 $4\text{g}(\text{F}^-)/\text{kg}(\text{Al}_2\text{O}_3) \sim 5\text{g}(\text{F}^-)/\text{kg}(\text{Al}_2\text{O}_3)$;进水 pH 值在 6.5~7.0 时,吸附容量一般可为 $3\text{g}(\text{F}^-)/\text{kg}(\text{Al}_2\text{O}_3) \sim 4\text{g}(\text{F}^-)/\text{kg}(\text{Al}_2\text{O}_3)$;若不调整 pH 值,吸附容量仅在 $1\text{g}(\text{F}^-)/\text{kg}(\text{Al}_2\text{O}_3)$ 左右。

9.7.14 首次反冲洗滤层膨胀率宜采用 30%~50%,反冲时间宜采用 10min~15min,冲洗强度一般可采用 $12\text{L}/(\text{m}^2 \cdot \text{s}) \sim 16\text{L}/(\text{m}^2 \cdot \text{s})$ 。

再生溶液宜自上而下通过滤层。采用氢氧化钠再生,浓度可为 0.75%~1%,消耗量可按每去除 1g 氟化物需要 8g~10g 固体氢氧化钠计算,再生液用量容积为滤料体积的 3 倍~6 倍,再生时间为 1h~2h,流速为 3m/h~10m/h;采用硫酸铝再生,浓度可为 2%~3%,消耗量可按每去除 1g 氟化物需要 60g~80g 固体硫酸铝计算,再生时间为 2h~3h,流速为 1.0m/h~2.5m/h。

再生后滤池内的再生溶液必须排空。

二次反冲强度宜采用 $3\text{L}/(\text{m}^2 \cdot \text{s}) \sim 5\text{L}/(\text{m}^2 \cdot \text{s})$,反冲时间 1h~3h。采用硫酸铝再生,二次反冲终点出水的 pH 值应大于 6.5;采用氢氧化钠再生,二次反冲后应进行中和,中和宜采用 1% 硫酸溶液调节进水 pH 值至 3 左右,直至出水 pH 值降至 8~9 时为止。

IV 反渗透法

9.7.15 保安过滤器的滤芯使用时间不宜过长,一般可根据前后压差来确定调换滤芯,压差不宜大于 0.1MPa。宜采用 $14\text{m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{h}) \sim 15\text{m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{h})$ 膜过滤。使用中应定时反洗、酸洗,必要时杀菌。

反渗透膜壳建议采用优质不锈钢或玻璃钢。膜的支撑材料、密封材料、外壳等应无不纯物渗出,能耐 H_2O_2 等化学药品的氧化及腐蚀等,一般可采用不锈钢材质。管路部分高压可用优质不锈钢,低压可用国产 ABS 或 UPVC 工程塑料。产水输送管路管材可用不锈钢。

进水侧应设高温开关及高、低 pH 值开关,浓水侧应设流量开关,产水侧应设电导率开关。整个系统应有高低压报警、加药报警、液位报警、高压泵入口压力不足报警等报警控制装置。

9.7.16 污染指数表示的是进水中悬浮物和胶体物质的浓度和过滤特性,是表征进水对微孔滤膜堵塞程度的一个指标。微量悬浮物和胶状物一旦堵塞反渗透膜,膜组件的产水量和脱盐率会明显降低,甚至影响膜的寿命,因此对进入反渗透处理装置水的污染指数有严格要求。

原水中除了悬浮物和胶体外,微生物、硬度、氯含量、pH 值及其他对膜有损害的物质,都会直接影响膜的使用寿命及出水水质,关系整个净化系统的运行及效果。一般膜组件生产厂家对其产品的进水水质会提出严格要求,当原水水质不符合膜组件的要求时,就必须进行相应的预处理。

9.8 除 砷

1 一般规定

9.8.1 砷对人体健康有害,长期摄入可引发各种癌症、心肌萎缩、动脉硬化、人体免疫系统削弱等疾病,甚至可以引起遗传中毒。现行国家标准《生活饮用水卫生标准》GB 5749 规定了饮用水中的含砷浓度小于 0.01mg/L,小型集中式供水和分散式供水受条件限制时小于 0.05mg/L。原水中砷含量过高应首先探讨替换水源,如无更适宜的水源则必须进行除砷处理。

9.8.2 除砷的方法较多,本条列出了较为成熟的四种工艺,另外还有化学法(电解法等)、生物法(包括生物絮凝法、生物氧化法等)。在具体实施时,应根据除砷小型实验装置的运行参数和各种除砷工艺的技术经济比较来确定具体工艺。

9.8.3 本标准第 9.8.2 条中提到的除砷方法对 As^{3+} 的去除效果较差,而对 As^{5+} 的去除效果较好,因此对于 As^{3+} 的去除要首先预氧化。目前,氧化的方法有化学氧化法和生物氧化法。

9.8.4 除砷过程中产生的废水,其排放应符合现行国家标准《污水综合排放标准》GB 8978 的规定。泥渣进入垃圾填埋厂的应符合现行国家标准《生活垃圾填埋污染控制标准》GB 16889 的规定,进入农田的应符合现行国家标准《农用污泥污染物控制标准》GB 4284 的规定,也可外运至危险废物处理处置中心集中处理处置。

II 铁盐混凝沉淀法

9.8.5 由于原水 pH 值调节相对容易实现,因此当原水的 pH 值不在适用范围内时,可通过调节原水 pH 值后实施混凝沉淀法处理。

对于含砷超过 1mg/L 的原水应采用二级除砷,先用铁盐混凝沉淀法将砷含量降到 0.5mg/L 以下,再用离子交换法、膜法或吸附法进一步除砷。

9.8.6 铁盐混凝沉淀对 As^{5+} 的去除效果可为 95%,对 As^{3+} 的去除效果为 50%~60%。因此,为提高对含 As^{3+} 原水的处理效果,宜进行预氧化,氧化剂可采用高锰酸钾或液氯。

9.8.7 混凝剂可选用 $[Fe_2(OH)_n(SO_4)_{3-n/2}]_m$ 、 $FeCl_3$ 、 $FeSO_4$ 或 $Al_2(SO_4)_3$ 、 $AlCl_3$,但铁盐除砷效果一般高于铝盐,而且铝盐的投量大且沉降性能较差,因此推荐使用铁盐。

9.8.8 原水进入沉淀池前加过量的混凝剂调节 pH 值至 6~7.8, As^{5+} 将和混凝剂在沉淀池内发生沉淀和共沉淀作用,而后经过滤处理除砷。

9.8.9 多介质过滤法是根据复合介质的组合原理,依靠不同介质的协同吸附作用,通过过滤装置完成除砷的过程。吸附滤池空床接触时间与原水砷含量有关。

河南省郑州市东周水厂水源为黄河地下侧渗水。目前出厂水中砷含量为 0.007mg/L~0.008mg/L。为了强化除砷示范研究,在水厂增加加药车间(按 10 万 m^3/d 处理量设计),提高出厂水质。采用曝气—过滤工艺,药剂为 $FeCl_3$ 絮凝剂和 $KMnO_4$ 氧化剂

的组合方式,出水砷浓度可降至 0.007mg/L 以下,进一步降低了出厂水砷含量。

9.8.10 本条所指的超标不多,指砷超标一倍左右。

Ⅲ 离子交换法

9.8.11 由于原水 pH 值调节相对容易实现,因此当原水的仅 pH 值不在适用范围内时,可通过调节原水 pH 值后实施离子交换法处理。

9.8.12 工艺流程中原水投加酸(或碱),主要是满足原水 pH 值不满足要求的调节 pH 值的需要;而原水投加氧化剂主要是考虑含 As^{3+} 的待处理水须先氧化成 As^{5+} ,否则除砷效果不佳。

9.8.13 离子交换树脂除了本条文中所述的聚苯乙烯树脂,还可采用螯合剂浸渍多孔聚合物树脂制成的螯合树脂等。

9.8.14 离子交换树脂的再生技术除了条文中所述的 NaCl 再生法、酸碱再生法,还有 CO_2 再生离子交换法、电再生法、超声脱附等。

9.8.15 采用本条规定的 NaCl 溶液对树脂进行再生时,通常树脂可经反复再生后使用 10 次。

9.8.16 除可采用 $FeCl_3$ 处理含砷废盐溶液外,也可采用石灰软化处理含砷废盐溶液。

Ⅳ 吸 附 法

9.8.17 由于原水 pH 值调节相对容易实现,因此,当原水 pH 值不在适用范围内时,可通过调节原水 pH 值后实施吸附法处理。原水经吸附处理脱砷后,应再加入 NaOH,将 pH 值调至 6.8~7.5,以降低出水的腐蚀性。

9.8.18 除了本条文中所述的吸附剂可以用作砷吸附剂的材料外,还有天然珊瑚、膨润土、沸石、红泥、椰子壳、涂层砂以及天然或合成的金属氧化物及其水合氧化物等。再生用的氢氧化钠溶液浓度宜为 4%,每次再生损耗氧化铝约为 2%。

9.8.19 工艺流程中原水投加氧化剂主要是考虑含 As^{3+} 的待处

理水须先氧化成 As^{5+} ，否则除砷效果不佳。原水浊度较高时，需采取沉淀等预处理。

9.8.20 由于活性氧化铝在近中性水中其选择性吸附顺序： $\text{OH}^- > \text{H}_2\text{AsO}_4^- > \text{H}_3\text{AsO}_4 > \text{F}^- < \text{SO}_4^{2-} > \text{HCO}_3^- > \text{Cl}^- > \text{NO}_3^-$ ，所以其吸附床所需的高度可稍小于氟吸附床的高度。

V 反渗透或低压反渗透(纳滤)法

9.8.22 反渗透或低压反渗透(纳滤)法除砷是四种除砷方法中造价最高的一种，其他的几种除砷法只适用于砷含量较低的原水，对于砷含量较高的原水只有采用反渗透或低压反渗透(纳滤)法处理才能达到饮用水的标准。

9.8.23 反渗透或低压反渗透(纳滤)法除砷工艺对 As^{5+} (砷酸和 AsO_4^{3-}) 的去除率达 99%；对含 As^{3+} (二氧化二砷和 AsO_3^{3-}) 的原水应进行预氧化，氧化剂可采用高锰酸钾或液氯，膜法的进水 pH 值宜控制在 6~9。

9.8.24 反渗透或低压反渗透(纳滤)法装置除砷时进水水质、工艺、运行维护等要求与本标准第 9.7.15 条~第 9.7.18 条规定相同，故可直接采用所述的相关规定。

9.9 消毒

I 一般规定

9.9.1 目前最常用的是以氯消毒为主的化学消毒工艺，当水中存在某些化学消毒无法有效灭活的特定病原体(如两虫)体，或氯消毒后消毒副产物会明显上升时，可采用以紫外线消毒为主的物理消毒与化学消毒相结合的组合式消毒工艺。根据美国最新研究结果表明，紫外线是控制贾第鞭毛虫和隐孢子虫等寄生虫最为经济有效的消毒方法。同时组合式消毒工艺，即多屏障消毒策略将逐渐被净水行业广泛认同和接受。目前，以北京、天津等地为代表的我国北方地区已有一定规模饮用水紫外消毒的实例，故规定了紫外消毒工艺及相关技术规定。

为避免或控制氯消毒副产物的生成,也可采用二氧化氯消毒、氯胺消毒和臭氧消毒等其他化学消毒工艺,但采用二氧化氯或臭氧消毒时仍需控制亚氯酸盐、氯酸盐和溴酸盐等其他消毒副产物的生成。

随着近年来各地对易爆危险化学品运输和储存管控力度的日益强化,许多大中城市对液氯、液氨的运输和储存在运输时间、线路和储存条件上有了很多限制,对使用液氯、液氨的水厂生产管理和安全运行带来了诸多困难,而采用次氯酸钠和硫酸铵替代液氯和液氨可减少水厂生产管理和安全运行的难度。虽然次氯酸钠和硫酸铵的成本稍高于液氯和液氨,但生产安全风险可大为降低。近年来,日本几乎所有自来水厂都在使用市场出售的次氯酸钠。因此该方法已被不少大中城市的供水企业所采纳,如北京、上海、深圳等地均已逐步实施次氯酸钠替代液氯改造,上海还实施了硫酸铵替代液氨改造。

由于现行国家标准《生活饮用水卫生标准》GB 5749 将水中消毒余量作为水质指标做了明确的限值规定,因此当以紫外线消毒为主消毒工艺时,其后仍需进行适量的化学消毒,以满足出水的消毒剂余量指标要求。

9.9.2 化学消毒工艺位置的设置首先应以满足消毒为主要目标,其次应兼顾对消毒副产物的控制,当水源水质优良且稳定时,通常仅在滤后设置消毒工艺即可,而水源水质较差且不稳定时,采用多点投加消毒剂既可保障消毒效果,又可有效控制消毒副产物的生成。

由于水中悬浮物和浊度会影响紫外线在水中的穿透率从而影响紫外线消毒效果,因此紫外线消毒工艺的位置宜设在滤后。

9.9.3 消毒设计剂量包括化学消毒设计投加量和紫外消毒设计照射剂量;对于水质较好水源的净水厂可按相似条件下的运行经验确定;对多水源和原水水质较差的净水厂,原水水质变化使化学消毒剂投加点的不同而使投加量相差悬殊,因此有必要按出厂

水与投加消毒剂相关的水质控制指标,通过试验确定各投加点的最大消毒剂投加量作为设计投加量。

9.9.4 化学法消毒工艺的一条实用设计准则为接触时间 $T(\text{min}) \times$ 接触时间结束时消毒剂残留浓度 $C(\text{mg/L})$, 被称为 CT 值。消毒接触一般采用接触池或利用清水池。由于其水流不能达到理想推流,所以部分消毒剂在水池内的停留时间低于水力停留时间 t ,故接触时间 T 需采用保证 90% 的消毒剂能达到的停留时间 t ,即 T_{10} 进行计算。 T_{10} 为水池出流 10% 消毒剂的停留时间。 T_{10}/t 值与消毒剂混合接触效率有关,值越大,接触效率越高。影响清水池 T_{10}/t 的主要因素有清水池水流廊道长宽比、水流弯道数目和形式、池型以及进、出口布置等。一般清水池的 T_{10}/t 值多低于 0.5,因此应采取提高接触池或清水池的 T_{10}/t 值,保证必要的接触时间。

对于一定温度和 pH 值的待消毒处理水,不同消毒剂对粪大肠菌、病毒、兰氏贾第鞭毛虫、隐孢子虫灭活的 CT 值也不同。

摘自美国地表水处理规则 (SWTR),达到 1-log 灭活 (90% 灭活率)蓝氏贾第鞭毛虫和在 pH 值 6~9 时达到 2-log、3-log 灭活 (99%、99.9%灭活率)肠内病毒的 CT 值,参见表 11、表 12。

表 11 灭活 1-log 蓝氏贾第鞭毛虫的 CT 值

消毒剂	pH 值	在水温下的 CT 值					
		0.5℃	5℃	10℃	15℃	20℃	25℃
2mg/L 的游离残留氯	6	49	39	29	19	15	10
	7	70	55	41	28	21	14
	8	101	81	61	41	30	20
	9	146	118	88	59	44	29
臭氧	6~9	0.97	0.63	0.48	0.32	0.24	0.16
二氧化氯	6~9	21	8.7	7.7	6.3	5	3.7
氯胺(预生成的)	6~9	1270	735	615	500	370	250

表 12 在 pH6~9 时灭活肠内病毒的 CT 值

消毒剂	灭活 log	在水温下的 CT 值					
		0.5 C	5 C	10 C	15 C	20 C	25 C
游离残留氯	2	6	4	3	2	1	1
	3	9	6	4	3	2	1
臭氧	2	0.9	0.6	0.5	0.3	0.25	0.15
	3	1.4	0.9	0.8	0.5	0.4	0.25
二氧化氯	2	8.4	5.6	4.2	2.8	2.1	1.4
	3	25.6	17.1	12.8	8.6	6.4	4.3
氯胺(预生成的)	2	1243	857	643	428	321	214
	3	2063	1423	1067	712	534	356

各种消毒剂与水的接触时间应参考对应的 CT 值,并留有一定的安全系数加以确定。

由于水厂清水池的主要功能是平衡水厂制水与供水的流量,利用清水池消毒存在着因其清水池水位经常变化而影响消毒效果的可能,同时参照国际上发达国家较为普遍地采用设置专用消毒接触池的做法,提出了有条件时宜设置消毒接触池的规定。

紫外线水消毒设备是通过紫外灯管照射水体而进行消毒的设备,由紫外灯、石英套管、镇流器、紫外线强度传感器和清洗系统等组成。当设计水量和紫外剂量确定后,只有在所选设备满足设计水量和紫外剂量要求后才能达到既定的消毒效果。

9.9.5 水厂运行过程中水量变化不可避免,同时还会伴有一定程度的水质变化。当消毒设备不能针对这些变化做相应的消毒剂量的精确调整,将出现过度消毒或消毒不充分现象。过度消毒不仅造成浪费,而且可能引起水质(感官和消毒副产物)问题;消毒不充分则可导致水的卫生指标不合格。

由于消毒工艺是水厂水处理流程中最重要和最后一道工序,且必须随水厂的生产连续工作,因此应有备用能力。

9.9.6 由于用于消毒的化学药剂具有较强的氧化性或一定的碱性,不仅会产生氧化腐蚀和酸碱腐蚀,而且一旦泄漏会产生导致人员伤亡和破坏周边环境的严重次生灾害,因此要求消毒系统设备与器材应具有良好的密封性和耐腐蚀性。同时,考虑到消毒系统设备与器材在运行、维护和更换过程中可能出现微量化学物的外漏,对其所处环境的部分建筑结构可能造成腐蚀破坏,故应对所有可能接触到化学物的建筑结构、构件和墙地面做防腐处理。

II 液氯消毒、液氯和液氨氯胺消毒

9.9.7 本条所述是最常用的以液氯和液氨为药剂的氯消毒和氯胺消毒系统设计。系统设计应包括的方面系根据水厂使用特点并结合现行国家标准《氯气安全规程》GB 11984 等有关规范要求所提出。

9.9.8 氯胺又称化合性有效氯(CAC),主要是利用一氯胺的消毒作用。由于在处理水中同时投加氯气和氨气后,水中首先形成一氯胺,随着氯和氨投加比例的不断增加逐步形成二氯胺、三氯化氮,最后过折点而形成自由氯。因此应合理控制氯和氨投加比例才能实现真正意义的氯胺消毒。

虽然形成一氯胺的理论比例在 3 : 1~5 : 1,但考虑到水中还存在一定的耗氯还原物质,故规定比例可为 3 : 1~6 : 1。

9.9.9 按现行国家标准《生活饮用水卫生标准》GB 5749 的要求,与水接触 30min 后,出厂水游离余氯应大于 0.3mg/L(即氯消毒 CT 值 $\geq 9\text{mg}\cdot\text{min}/\text{L}$),或与水接触 120min 后,出厂水总余氯大于 0.6mg/L(即氯胺消毒 CT 值 $\geq 72\text{mg}\cdot\text{min}/\text{L}$)。

对于无大肠杆菌和大肠埃希菌的地下水,可利用配水管网进行消毒接触。对污染严重的地表水,应使用较高的 CT 值。

世界卫生组织(WHO)认为由原水得到无病毒出水,需满足下列氯消毒条件:出水浊度 $\leq 1.0\text{NTU}$,pH 值 < 8 ,接触时间 30min,游离余氯 $> 0.5\text{mg}/\text{L}$ 。

9.9.10 与传统的压力加氯系统相比,全自动真空加氯系统具有

安全性和投加精度更高的特点,因此目前国内大多数水厂液氯消毒及加压站补氯均采用了全自动真空加氯系统。

本条中关于全自动真空加氯系统的基本组成是基于目前国内实际应用的状况及产品供应商的技术性能所提出。

对氯库内工作和在线待命氯瓶连接数量做一定的限制,是从减少液氯可能的泄漏环节和大多数产品供应商的安全配置要求所提出。氯瓶歧管切换装置及真空调节器设置在氯库内是出于将正压部分的氯源集中设置的安全考虑。

当室内环境温度低于 5℃时,通常单个吨级氯瓶靠环境温度气化的出氯量不大于 10kg/h,故规定加氯量大于 40kg/h 时应设置液氯蒸发器或其他符合安全要求的增加气化量的措施(如水温不高于 40℃水淋水气化)。设置液氯蒸发器时应采用液相氯瓶歧管连接氯瓶是满足液氯蒸发器气化进氯的要求。液氯蒸发器和真空调节器设置在专用蒸发器间内,是出于蒸发器因维护不当可能存在泄漏的安全隐患和将正压部分的氯源集中设置的安全考虑。

全自动真空加氯系统中的加氯机到投加点之间的输气采用管道负压输送,管道负压是依靠投加点处的水射器形成。由于水射器形成管道负压的能力有限,故输气管道的长度不能过长,否则又可能造成加注量不够问题。本条规定的 200m 限值是基于大多数产品供应商技术要求所提。水射器动力水由专用泵提供是为了满足稳定安全加氯的需要。

加氯机与加注点一对一配置有利于精确稳定控制投加量;一对多配置时,对加注点的数量、每个加注点的投加量和水射器后至各投加点的管路布置做出规定也是满足精确稳定控制投加量的需要。

加氯机及其管道设置备用是为保证不间断加氯。加氯机可显示瞬时投加量便于生产的科学管理。

9.9.12 虽然与加氯相比水厂加氨量较小,但由于氨气泄漏也会导致伤及人员的次生灾害,故有条件时,尤其是大中型水厂宜采用

安全性和投加精度更高的全自动真空加氨系统。除了因加注量较小通常不需要设蒸发器外,全自动真空加氨系统的基本组成、布置要求与全自动真空加氯系统基本相同。

当水厂处理水硬度超过 50mg/L,通常会在投加点产生结垢堵塞而影响正常投加,故应采取防止和消除投加点的结垢措施。对于真空加氨系统,通常可采用软化水射器动力水或在加氨点设置可定时临时加氯的方法;对于压力加氨系统,则可采用在加氨点设置可定时临时加氯的方法。

9.9.13 现行国家标准《工业企业设计卫生标准》GBZ 1 规定,产生并散发化学和生物等有害物质的车间,宜位于相邻车间当地全年最小频率风向的上风向。英国《供水》(water supply)(第六版)中规定,加氯间及氯库应与其他建筑的任何通风口相距不少于 25m,贮存氯罐(cylinder)、气态氯瓶和液态氯瓶的氯库应与其他建筑边界相距分别不少于 20m、40m、60m。

9.9.14 本条为强制性条文,必须严格执行。根据现行国家标准《氯气安全规程》GB 11984 的有关规定和氨气安全操作有关规程所提出。本条所指的所有连接在加氯歧管上氯瓶包括在线工作和待命氯瓶。

9.9.15 本条为强制性条文,必须严格执行。基于现行国家标准《氯气安全规程》GB 11984 的有关规定,增加了氯库室内环境温度控制的要求。为了避免氯瓶受热至 40℃以上,氯库设温控以及通风、空调等,使室内温度低于 40℃。取暖采用无明火方式,控制室内温度低于 40℃,散热器应远离氯(氨)瓶和投加设备,确保不会使氯(氨)瓶和投加设备温度超过 40℃。

9.9.16 本条为强制性条文,必须严格执行。现行国家标准《工作场所有害因素职业接触限值 第 1 部分:化学有害因素》GBZ 2.1 规定,室内环境空气中氯的允许最高浓度(MAC)不得超过 1mg/m³。氨则未规定最高浓度(MAC)限值,但分别给出了时间加权平均容许浓度(PC-TWA)不得超过 20mg/m³ 和短时间接触容许浓度

(PC-STEL)不得超过 $30\text{mg}/\text{m}^3$ 的规定。因此,为保障工作人员安全,加氯(氨)间(真空加氯、加氨机间除外)、氯蒸发器间及氯(氨)库应设置氯(氨)泄漏检测仪和报警设施。

根据现行国家标准《工业企业设计卫生标准》GBZ 1 的规定,毒物报警值包括预报值、警报值和高报值,产生毒物的场所至少应设警报值和高报值。其中预报值应为 MAC 或 PC-STEL 的 $1/2$,警报值应为 MAC 或 PC-STEL,高报值则应综合各种因数确定。因此从预报报警的角度考虑,氯泄漏检测仪的检测下限应低于 $0.5\text{mg}/\text{m}^3$,检测上限则至少应大于 $1\text{mg}/\text{m}^3$;氨泄漏检测仪的检测下限应低于 $15\text{mg}/\text{m}^3$,检测上限则至少应大于 $30\text{mg}/\text{m}^3$ 。

按现行国家标准《大气污染物综合排放标准》GB 16297 中氯气无组织排放时周界外浓度最高点限值要求,氯吸收处理装置尾气排放小于 $0.5\text{mg}/\text{m}^3$ 。漏氯吸收装置就近设在氯库边的单独房间内,主要是考虑到漏氯吸收装置使用概率低,日常维护是保障其事故时能迅速正常启动的重要工作,设在与用氯间分开单独房间内有利于维护人员安全,设在氯库旁可缩短漏氯吸收距离,提高漏氯处理速度。

当室内环境空气中氨气的浓度达到一定比例后遇明火热源会引起爆炸,故加氨间和氨库内的电气设备应采用防爆型。

9.9.17 本条为强制性条文,必须严格执行。基于现行国家标准《氯气安全规程》GB 11984 的有关规定,设置机械通风和吸收处理装置。设置机械通风的目的为了改善微漏气时使用场所的环境空气质量,即环境空气中氯气、氨气浓度处于预报值与警报值之间时进行机械通风。换风的次数和机械通风与漏氯吸收处理系统的切换时机则参考了英国等国的规定:即通风系统设计每小时不应小于 10 次,并在微泄漏量时工作,泄漏量大时关闭。因此从满足现行国家职业卫生标准《工作场所有害因素职业接触限值 第 1 部分:化学有害因素》GBZ 2.1 的规定和提高风险预警能力角度考虑,当室内环境空气中氯含量达到 $0.5\text{mg}/\text{m}^3$ 或氨含量达到

15mg/m³时,应自动开启通风装置并同时进行预报报警;当室内环境空气中氯含量达到1mg/m³时,应进行警报报警和关闭通风装置,同时启动漏氯吸收装置;当室内环境空气中氨含量达到30mg/m³时,应进行警报报警并及时采取应急处置措施。

由于氯气重于空气,氨气轻于空气,本条对加氯(氨)间及氯(氨)库通风系统新鲜空气进口和排风口位置的规定,主要根据上述氯气和氨气各自的比重特性所确定。

9.9.18 本条为强制性条文,必须严格执行。按现行国家标准《氯气安全规程》GB 11984的有关规定,加氯(氨)间、氯(氨)库和氯蒸发器间的外部应设能控制室内照明和通风设备的室外开关,并设抢救设施和抢修工具箱。出于在室外能够控制室内照明和通风设备的开关以及现场抢修的职业安全考虑,做出本条规定。

9.9.19 由于液氯(氨)或干燥氯气、氨气对钢管没有腐蚀性,且压力高,故可采用耐高压的厚壁无缝钢管。氯(氨)溶液则对金属具有较强氧化或酸碱腐蚀性,真空输送的氯气或氨气处于微负压状态,故宜用耐腐蚀的塑料管材。

III 二氧化氯消毒

9.9.21 因为二氧化氯与空气接触易爆炸,不易运输,所以二氧化氯一般采用化学法现场制备。国外多采用高纯型二氧化氯发生器,有以氯溶液与亚氯酸钠为原料的氯法制备和以盐酸与亚氯酸钠的酸法制备方法。国内有以盐酸(氯)与亚氯酸钠为原料的高纯型二氧化氯和以盐酸与氯酸钠为原料的复合二氧化氯两种形式,可根据原水水质和出水水质要求,本着技术上可行、经济上合理的原则选型。

通常在密闭的发生器中生成二氧化氯,其溶液浓度为10g/L。

9.9.22 由于亚氯酸盐或氯酸盐均为现行国家标准《生活饮用水卫生标准》GB 5749对采用二氧化氯或复合二氧化氯消毒时的常规毒理学水质指标,故做出本条规定。

9.9.23 生成二氧化氯时,原料调制浓度过高(32% HCl和24%

NaClO₂),则反应时将发生爆炸。二氧化氯泄漏时,空气中浓度大于11%和水中浓度大于30%时易发生爆炸。因此在原料调制、生成反应和使用过程中有潜在的危险,为确保安全地制备二氧化氯和在水处理中安全使用,其现场制备的设备应是成套设备,并必须有相应有效的各种安全措施,包括材料有较好的密封性和耐腐蚀性。建筑屋内可能与原料或反应生成物接触的构件和墙地面做防腐处理是为了防止结构受损而造成安全事故。

9.9.24 本条是依据现行国家标准《生活饮用水卫生标准》GB 5749 的规定而提出的。

9.9.25 本条为强制性条文,必须严格执行。由于生成二氧化氯的主要固体原料(亚氯酸钠、氯酸钠)属一、二级无机氧化剂,贮运操作不当有引起爆炸的危险。此外,原料盐酸与固体亚氯酸钠相接触易引起爆炸,故规定应分别独立存放和采取必要的隔离措施。

9.9.26 本条为强制性条文,必须严格执行。由于二氧化氯发生与投加设备为整体设备,同时考虑到原料输送的方便和与原料存放间必要的隔离,故应设置在独立的设备间内。

9.9.27 本条为强制性条文,必须严格执行。由于二氧化氯制备的原料具有易爆、腐蚀性和一定职业危害,故规定各原料库房与设备间应相互隔开且室内互不相通,房门均应各自直接通向外部且向外开启。外部设置可启闭室内照明和通风设备的开关则作为事故应急安全操作之用。所有建筑均按防爆要求进行设计是基于仍存在爆炸的可能。

设置快速淋浴、洗眼器主要为了在工作人员不慎接触时及时冲洗之用,以保护人员安全。设置酸泄漏收集槽也是出于保护工作人员和防止建筑结构受损。

设备间设置通风设施主要是排除微泄漏的二氧化氯气体,由于二氧化氯气体重于空气,故通风设施的布置可参照加氯间的布置方式。此外,由于现行国家标准《工作场所有害因素职业接触限值化学有害因素》GBZ 2.1—2007 对环境空气中的二氧化氯,分别

给出了时间加权平均容许浓度(PC-TWA)不得超过 $0.3\text{mg}/\text{m}^3$ 和短间接接触容许浓度(PC-STEL)不得超过 $0.8\text{mg}/\text{m}^3$ 的规定。因此设备间内应设置二氧化氯气体泄漏检测仪和报警设施,且二氧化氯泄漏检测仪的检测下限应低于 $0.4\text{mg}/\text{m}^3$,检测上限则至少应大于 $0.8\text{mg}/\text{m}^3$ 。当室内环境空气中二氧化氯含量达到 $0.4\text{mg}/\text{m}^3$ 时,应自动开启通风装置同时进行预报报警;当室内环境空气中二氧化氯含量达到 $0.8\text{mg}/\text{m}^3$ 时,应进行警报报警并及时关闭二氧化氯发生装置并采取应急处置措施。

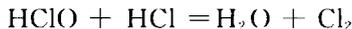
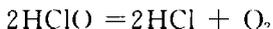
设备间设置喷淋设施主要用于二氧化氯水溶液和气体发生事故泄漏的紧急处理。

9.9.28 由于二氧化氯制备的原料具有易爆性,基于安全考虑,原料的储备量不宜过多,故其储备量比水厂其他药剂的储备量可适当减少。

IV 次氯酸钠氯消毒、次氯酸钠与硫酸铵氯胺消毒

9.9.29 通常情况下,当商品次氯酸钠溶液就近货源充足且保证率高时,宜首选商品次氯酸钠溶液;当货源不足、运输距离较远或存在短期限因素(如气候)且保证率不高时,经技术经济比较后,可采用次氯酸钠发生器电解食盐现场制取使用;当难以或无法采购商品次氯酸钠溶液时,可采用次氯酸钠发生器电解食盐现场制取使用。

9.9.30 次氯酸钠为强氧化剂,化学性质极不稳定。在光照、受热、酸性环境或重金属离子存在下,极易发生分解反应,导致其商品溶液中有效氯含量降低。主要反应式如下:



此外,较高温度下次氯酸钠和较长时间储存条件下,其分解产物中还会含有亚氯酸钠(亚氯酸盐)和氯酸钠(亚氯酸盐)等现行国家标准《生活饮用水卫生标准》GB 5749 有限值规定的常规毒理指

标。因此次氯酸钠溶液气温越高,分解速度越快,浓度越低,分解速度越慢,性能越稳定。因此在条件许可的情况下,送至水厂或泵站的商品次氯酸钠溶液宜稀释至5%浓度后储存和投加。

次氯酸钠溶液存储备量不宜过大,应综合考虑原料供应条件、输送距离、气候条件、储存场地气候条件、生产管理等因素,宜为7d左右。

由于硫酸铵的投加量一般较小,在单点投加规模较小时,原液小流量投加时计量泵精度较差,因此可采用1:1~1:3稀释储存和投加。

9.9.31 由于次氯酸钠溶液和硫酸铵溶液可原液投加,因此在储液池(罐)不小于2个的情况下,储液池(罐)可兼做投加池。考虑到次氯酸钠溶液和硫酸铵溶液具有较强的腐蚀性,储液池应做防腐处理。有条件时可采用化学储罐作为储液池。

次氯酸钠为强氧化剂且其溶液呈强碱性,而硫酸铵为还原剂且其溶液呈弱酸性,当两种溶液相遇时会发生较强烈的氧化还原反应,且当两者达到一定的比例时可能产生极不稳定和易爆炸的三氯化氮,上海在使用这两种溶液时曾发生此类事件。因此无论室内还是室外设置,两种溶液不应同处一室或一处,放空及废液处理系统的井不应连通。

温度较高时次氯酸钠溶液容易分解,溶液中的有效氯会减少,故气温较高地区次氯酸钠溶液宜在室内或室外地下储存。

9.9.32 由于次氯酸钠和硫酸铵溶液的投加方式和控制模式、投加设备及其系统组成与混凝剂溶液投加系统相同,故可按本标准第9.3.6条的第1款~第3款有关混凝剂投加部分的规定执行。

次氯酸钠和硫酸铵溶液的加注设备与管道在室内分室布置的规定,也是出于防止两种溶液不慎相遇可能产生爆炸的危险出现。

9.9.33 次氯酸钠和硫酸铵溶液的投加间和储存间存在微量的溶液分解和挥发气体逸出,为改善室内环境空气质量,应设置机械通风设施。考虑到次氯酸钠和硫酸铵溶液均具有腐蚀性,故规定可能与这两种溶液接触的建筑构件和墙地面应做防腐处理。

在房间出入口设置快速淋浴、洗眼器可为操作人员提供不慎接触到腐蚀性溶液后的应急自救设施。

9.9.34 目前我国供应次氯酸钠发生系统成套设备的制造商和水厂采用电解食盐制取次氯酸钠的实践较少,本条规定中涉及的成套设备的基本组成是在参考国际上主要制造商和国内的部分应用案例的基础提出。由于次氯酸钠发生系统涉及防爆、防毒和防腐等需求,故规定系统设计中应设置有针对性的安全设施。

9.9.35 次氯酸钠发生系统由盐水调配装置、次氯酸钠发生器、储液箱、投加设备、辅助设备等一系列设施组成,系统较为复杂,需定期放空进行酸洗、清洗、更换等维护保养工作。因此为确保大型或重大水厂生产安全,做出本条规定。

9.9.36 考虑到食用盐易吸潮结块,故储存量不宜过大。同样因食用盐吸潮结块,目前大部分水厂食用盐投料仍需人工操作,劳动强度较大,故盐水每日配置次数不宜大于2次,并尽可能采用自动化程序较高的装置,减少工人劳动强度。

9.9.37 本条为强制性条文,必须严格执行。由于电解食用盐溶液产生次氯酸钠溶液时会伴随产生氢气析出现象,氢气的火灾危险性为甲类,且氢气轻于空气,因此应采用高位排风,且在专用风机将氢气稀释至低于爆炸下限浓度进行排放的同时,仍应保证出风口设置的安全。

屋顶存在吊顶、无通气孔的倒翻梁容易积聚可能泄出的氢气和阻断积聚的氢气流向通风设备。

9.9.38 在次氯酸钠发生器间设置高位排风机械通风系统,主要用于排除发生器专用排风系统可能泄漏出来或未排尽的微量氢气。

当发生器至储罐之间的次氯酸钠溶液输送管路发生事故泄漏时,在发生器出入口设置的快速淋浴、洗眼器可为操作人员提供不慎接触到泄漏溶液后的应急自救设施。

9.9.39 食用盐中氯离子对金属具有强烈的腐蚀性,故储存食用盐的建筑内的机电设备和门窗应考虑选用耐高盐度的腐蚀。

V 紫外线消毒

9.9.40 紫外线消毒系物理消毒。在饮用水消毒处理中,相比传统的化学消毒,紫外线具有更广谱的消毒能力,如可快速有效灭活“两虫”等化学消毒很难灭活的致病微生物。此外,消毒过程不会出现化学消毒所引起的消毒副产物问题,当与化学消毒进行组合消毒时,不仅减少了化学消毒剂的用量,而且使消毒副产物的生成量也减少。但是,由于紫外线消毒不具有持续性消毒效果,为保障进入管网的水的生物安全性和维持一定的消毒剂余量,在进行紫外线消毒后,仍必须投加适量的具有持续性消毒效果的化学消毒剂。且紫外线消毒需要建设专门的设施,运行过程中电耗和紫外灯管的老化损耗会增加一定的制水成本。因此应经技术经济比较来确定采用紫外线消毒的必要性与合理性。

9.9.41 紫外线水消毒设备在使用过程中会产生石英套管结垢与灯管老化问题,造成紫外输出损失。现行国家标准《城市给排水紫外线消毒设备》GB/T 19837 规定:紫外线消毒设备应保证在处理峰值流量下、紫外灯运行寿命终点时并考虑紫外灯管结垢影响后,紫外线的有效剂量不低于 $40\text{mJ}/\text{cm}^2$ 。结垢系数、老化系数应根据设备具体要求确定,在没有具体设备情况下结垢系数宜取 0.8、老化系数宜值 0.5 进行剂量计算。

9.9.42 紫外线水消毒设备有管式和渠式两种基本形式,其中管式适用于饮用水消毒,渠式则适应于中水和污水消毒。

9.9.43 紫外线消毒工艺对进水的的水质要求较高,消毒效果受进入紫外线水消毒设备待消毒水的水温、pH 值、浊度、紫外线穿透率(UVT)等因素的影响。为充分发挥紫外线消毒工艺的消毒效果,紫外线消毒工艺应设置于清水池进水之前。在进行紫外线消毒工艺设计前,应实测待消毒水的水质情况,如没有条件可按下列情况取值:

(1)设计进水水温宜为 $3\text{C}\sim 30\text{C}$,pH 值宜在 $6.5\sim 8.5$ 。

(2)设计进水浊度宜小于 1NTU。

(3)设计进水 UVT(紫外穿透率):对于使用传统混凝—沉淀—过滤的地表水厂,设计 UVT 取值以不高于 90%为宜。对于以无污染的地下水为水源的水厂或使用膜过滤的水厂, UVT 取值以不高于 95%为宜。对于使用紫外作为滤池反冲洗水消毒的水厂,建议反冲洗水进入紫外前,先进行沉淀处理, UVT 取值以 70%~80%为宜。

设置紫外消毒工艺的超越系统,可使水厂在水质较好时实现超越紫外消毒工艺节约制水成本的目的。

9.9.44 紫外线水消毒设备的紫外灯类型有低压灯、低压高强灯和中压灯三种,目前用于水处理的主要为低压高强灯和中压灯。低压高强灯的紫外光是以 253.7nm 波长单频谱输出,中压灯的紫外光是以 200nm~280nm 杀菌波段多频谱输出,中压灯比低压高强灯更具杀菌的广谱性;低压高强灯连续运行或累计运行寿命一般不低于 12000h,中压灯连续运行或累计运行寿命一般不低于 5000h~9000h;低压高强灯的电光转化率高,中压灯,相同条件下的运行能耗低于中压灯;在相同水质条件下,中压灯的紫外光穿透水体的能力强于低压高强灯。

在相同管径、处理水量和有效剂量的条件下,因低压高强灯产生的有效剂量低于中压灯而导致其消毒设备中灯管数量多于中压灯消毒设备,处理水通过消毒设备的水头损失会大于中压灯。在采用低压高强灯消毒设备时,为达到与中压灯相同的过程水头损失,通常采用放大消毒设备管径或配置更多数量的同管径消毒设备。因此紫外灯的选型应根据多种因素综合考虑后确定。一般情况下,中小型水厂,宜采用低压高强灯;大中型规模水厂或用地条件较为紧张的水厂,宜采用中压灯。

此外,应根据水质条件及是否具备在线灯管余量、在线更换灯管条件和在线清洗灯管条件等情况,确定紫外线水消毒设备的数量和备用方式。

9.9.45 应根据给水厂的整体水力流程条件,确定管式消毒设备

水头损失的设计值。在实际的水头损失计算中,不仅要考虑消毒设备本身的水头损失,还应考虑与其连接的管路系统的直管段、三通、异径管、法兰、弯头等的水头损失。

9.9.46 高程布置上避免隆起是为了使管式消毒设备内达到满流状态,避免积气。

对前后直管段做此规定是为防止管式消毒设备内的部件受到冲击并保持良好的水力流态。在一些改扩建工程中,往往因空间狭小不能满足本条要求,故在确保前直管段长度不小于消毒设备管径的3倍前提下,也可采用管式消毒设备。

消毒设备前后直管段上应设置隔离阀门是为消毒设备检修维护隔离之用。在消毒设备前部管道高点设排气阀可避免高点积聚的气体带入消毒设备。

每台消毒设备前设置流量计,可结合消毒设备自带的在线紫外光穿透率传感器发出的穿透率数值或人为设定的穿透率数值,实现对紫外线消毒设备输出剂量同步控制,在保证紫外消毒效果的前提下,达到节电的目的。

设备间设置起重设备可方便消毒设备的整体拆装。

9.9.47 地下水硬度高,部分地区铁锰含量高,极易导致紫外线灯管套管结垢并影响紫外消毒效果,因此应根据水质情况选择合适的套管清洗方式,当进水硬度高于120mg/L时宜选择在线的机械加化学自动清洗方式。

9.10 臭氧氧化

I 一般规定

9.10.1 近十多年来,我国在饮用水处理中采用臭氧氧化的应用案例已很多,积累的经验也相当丰富。关于臭氧氧化工艺设置原则,是基于对国内许多应用案例的调查分析所提出。在实际设计中,臭氧氧化工艺的设置还应通过对原水水质状况的分析,结合总体净水工艺过程的考虑和出水水质目标来确定,也可参照相似条

件下的运行经验或通过一定的试验来确定。

9.10.3 基于目前我国饮用水处理中臭氧氧化工艺的丰富应用经验和研究成果借鉴总结,关于臭氧设计投加量给出了设计建议值。在实际设计中,臭氧氧化工艺的设置还应通过对原水水质状况的分析,结合总体净水工艺过程的考虑和出水水质目标来确定,也可参照相似条件下的运行经验或通过一定的试验来确定。

溴酸盐是自然界水中溴离子被臭氧逐步氧化形成的衍生物。溴酸盐的浓度主要取决于原水中的溴离子浓度、臭氧浓度以及臭氧与水接触时间等因素。另外,溴离子被臭氧氧化时的 pH 值和水温也对溴酸盐形成有影响。正常情况下,水中不含溴酸盐,但普遍含有溴化物,浓度一般为 $10\mu\text{g/L} \sim 1000\mu\text{g/L}$ 。当用臭氧对水消毒时,溴化物与臭氧反应,氧化后会生成溴酸盐,有研究认为当原水溴化物浓度小于 $20\mu\text{g/L}$ 时,经臭氧处理一般不会形成溴酸盐,当溴化物浓度在 $50\mu\text{g/L} \sim 100\mu\text{g/L}$ 时有可能形成溴酸盐。国际癌症研究中心(IARC)认为,溴酸钾对实验动物有致癌作用,但溴酸盐对人的致癌作用还不能肯定,为此将溴酸盐列为对人 2B 级的潜在致癌物质。

现行国家标准《生活饮用水卫生标准》GB 5749 规定采用臭氧处理工艺时,出厂水溴酸盐限值为 0.01mg/L 。对溴酸盐副产物的控制可通过加氨、降低 pH 值和优化臭氧投加方式等实现。

9.10.4 本条为强制性条文,必须严格执行。从臭氧接触池排气管排入环境空气中的气体仍含有一定的残余臭氧,这些气体被称为臭氧尾气。由于空气中一定浓度的臭氧对人的机体有害。人在含臭氧百万分之一的空气中长期停留,会引起易怒、感觉疲劳和头痛等不良症状。而在更高的浓度下,除这些症状外,还会增加恶心、鼻子出血和眼黏膜发炎。经常受臭氧的毒害会导致严重的疾病。因此出于对人体健康安全的考虑,提出了本条强制性规定。通常情况下,经尾气消除装置处理后,要求排入环境空气中的气体所含臭氧的浓度满足现行国家标准《环境空气质量标准》GB 3095

的有关规定。

9.10.5 由于臭氧的氧化性极强,对许多材料具有强腐蚀性,因此要求臭氧处理设施中臭氧发生装置、臭氧气体输送管道、臭氧接触池以及臭氧尾气消除装置中所有可能与臭氧接触的材料能够耐受臭氧的腐蚀,以保证臭氧净水设施的长期安全运行和减少维护工作。据调查,一般的橡胶、大多数塑料、普通的钢和铁、铜以及铝等材料均不能用于臭氧处理系统。适用的材料主要包括 316L 不锈钢、玻璃、氯磺烯化聚乙烯合成橡胶、聚四氟乙烯以及混凝土等。

II 气源装置

9.10.6 就制取臭氧的电耗而言,以空气为气源的最高,制氧机供氧气的其次,液氧最低。就气源装置的占地而言,空气气源的较氧气气源的大。就臭氧发生的浓度而言,以空气为气源的浓度只有氧气气源的五分之一到三分之一。就臭氧发生管、输送臭氧气体的管道、扩散臭氧气体的设备以及臭氧尾气消除装置规模而言,以空气为气源的比氧气的大很多。就设备投资和日常管理而言,空气的气源装置均需由用户自行投资和管理,而氧气气源装置通常可由用户向大型供气商租赁并委托其负责日常管理。虽然氧气气源装置较空气气源装置具有较多优点,但其设备的租赁费、委托管理费以及氧气的采购费也很高,且设备布置受到消防要求的限制。因此采用何种供气气源和气源装置应综合上述多方面的因素,做技术经济比较后确定。据调查,一般情况下,空气气源适合于较小规模的臭氧发生量,液氧气源适合于中等规模的臭氧发生量,制氧机气源适合于较大规模的臭氧发生量。

9.10.7 由于供给臭氧发生器的各种气源中一般均含有一定量的一氧化二氮,气源中过多的水分易与其生成硝酸,从而导致对臭氧发生装置及输送臭氧管道的腐蚀损坏,因此必须对气源中的水分含量做出了规定,露点就是代表气源水分含量的指标。据调查,目前国内外绝大部分运行状态下的臭氧发生器的气源露点均低于 -60°C ,有些甚至低于 -80°C 。一般情况下,空气经除湿干燥处理

后,其露点可达到 -60°C 以下,制氧机制取的气态氧气露点也可达到 -60°C 到 -70°C 之间,液态氧的露点一般均在 -80°C 以下。现行行业标准《水处理用臭氧发生器》CJ/T 322 对以空气、液氧、现场制氧等各类气源都做了较为详细的规定。

此外,气源中的碳氧化物、颗粒、氮以及氩等物质的含量对臭氧发生器的正常运行、使用寿命和产气能耗等也会产生影响,且不同臭氧发生器的厂商对这些指标要求各有不同,故本条文只做原则规定。

9.10.8 对采用氧气源的情况下,因臭氧发生装置备用方式的不同,满足臭氧发生装置最大发生量时的供气量会发生变化。若臭氧发生装置采用软备用(即热备用)方式,在故障发生装置退出工作后,原有的臭氧发生量,通常采取提高氧气进气量和降低产气中的臭氧浓度的方式来提高原有的臭氧发生量,即气源装置最大供气量不是在所有臭氧发生装置全部工作时,而是在有故障发生装置退出工作后时。因此氧气气源装置的设计供气量应结合臭氧发生装置备用方式来确定。

气源装置的供气压力通常与臭氧发生装置的品牌和形式有关,在满足最大供气量的前提下,供气压力满足设备要求即可。

虽然气体输送的能耗不大,但从节省高压管材和方便管理的角度考虑,气源装置应邻近臭氧发生装置设置。由于氧气是助燃气体,泄漏后存在火灾安全隐患,氧气输送管道在厂区内的敷设有许多限制条件,因此应尽量缩短氧气气源装置至发生装置间的距离。

9.10.9 供应空气的气源装置一般应包括空压机、储气罐、气体过滤设备、气体除湿干燥设备,以及消声设备。供应空气的气源装置除了应具有供气能力外,还应具备对所供空气进行预处理的功能,所供气体不仅在量上而且在质上均能满足臭氧发生装置的用气要求。空压机作为供气的动力设备,用以满足供气气量和气压的要求,一般要求采用无油润滑型;储气罐用于平衡供气压力和气量;过滤设备用于去除空气中的颗粒和杂质;除湿干燥设备用于去除

空气中的水分,以达到降低供气露点的目的;消声设备则用于降低气源装置在高压供气时所产生的噪声。由于供应空气的气源装置需要常年连续工作,且设备系统较复杂,通常情况下每个装置可能包括多个空压机、储气罐,以及过滤、除湿、干燥和消声设备,为保证在某些设备组件发生故障或需要正常维修时气源装置仍能正常供气,要求气源装置中的主要设备应有备用。

9.10.10 液态氧可通过各种商业渠道采购而来,其温度极低,在使用现场需要专用的隔热和耐高压储罐予以储存。为节省占地面积,储罐一般都是立式布置。进入臭氧发生装置的氧必须是气态氧,因此需要设置将液态氧蒸发成气态氧的蒸发器。蒸发需要的能量一般来自环境空气的热量(特别寒冷的地区可采用电、天然气或其他燃料进行加热蒸发)。通过各种商业渠道所购的液态氧的纯度很高(均在99%以上),而提供给臭氧发生装置的最佳氧气浓度通常在90%~95%之间,且要求含有少量的氮气。因此液氧储罐供氧装置一般应配置添加氮气或空气(空气中含有大量氮气)的设备。通常采用的设备有氮气储罐或空压机,并配备相应气体混配器。储存在液氧罐中的液态氧在使用中逐步消耗,其罐内的压力和液面将发生变化,为了随时了解其变化情况和提前做好补充液氧的准备,须设置液氧储罐的压力和液位显示及报警装置。

在沿海地区,应充分考虑台风(严重冰冻)等自然灾害可能带来交通中断等因素,适当增大液氧储罐容积,可确保水厂的液氧使用不会因供货中断而停产。现场液氧储罐的大小还受消防要求的制约,现场储存量不宜过大,但储存太少将增加运输成本,带来采购液态氧成本的增加。因此根据相关的调查,本条只做出最小储存量的规定。

9.10.11 制氧机供氧装置一般应包括制氧设备、供气状况的检测报警设备、备用液氧储罐、蒸发器以及备用液氧储罐压力和罐内液氧储存量的显示及报警设备等。空气中98%以上的成分为氮气和氧气。制氧机就是通过对环境空气中氮气的吸附来实现氧气的

富集。一般情况下,制氧机所制取的氧气中氧的纯度在 90%~95%,其中还含有少量氮气。此外,制氧机还能将所制氧气中的露点和其他有害物质降低到臭氧发生装置所需的要求。为了保证能长期正常工作,制氧机需定期停维护保养,同时考虑到设备可能出现故障,因此制氧机供氧装置应配备备用液氧储罐及其蒸发器。根据大多数制氧机的运行经验,每次设备停用保养和故障修复的时间一般不会超过 2d,故对备用液氧储罐的最小储存量提出了不应少于 2d 氧气用量的规定。虽然备用液氧储罐启用时其所供氧气纯度不属最佳,但由于其使用机会很少,为了降低设备投资和简化设备系统,一般不考虑备用加氮气或空气设备。

9.10.12 以空气和制氧机为气源的气源装置中产生噪声的设备较多,因此应设在室内并采取隔音降噪措施。液氧储罐系统因基本无产生噪声的设备,从方便液氧槽车定期充氧的角度考虑,应设置在室外。

为保障水厂消防安全,根据现行国家标准《氧气站设计规范》GB 50030 的有关规定,对液氧储罐和制氧站与其他建筑的防火间距及液氧储罐周围防火措施提出了更明确的要求。

采购的液态氧由运氧槽车输送到现场,然后用专用车载设备加入储氧罐中。运氧槽车一般吨位较大车身长,在厂区内行驶对交通条件要求较高,一般厂区内至少有一条可回车的通向储氧罐的路,其宽不宜小于 4m,转弯半径不宜小于 10m。

III 臭氧发生装置

9.10.13 臭氧发生器的供电及控制设备,一般都作为专用设备与臭氧发生器配套制造和供应。冷却设备用以对臭氧发生器及其供电设备的冷却,既可以配套制造供应,也可根据不同的冷却要求进行专门设计配套。

9.10.14 为了保证臭氧处理设施在最大生产规模和最不利水质条件下的正常工作,臭氧发生装置的产量应满足最大臭氧加注量的需要。

9.10.15 用空气制得的臭氧气体中的臭氧浓度一般为2%~3%，且臭氧浓度调节较困难。当某台臭氧发生器发生故障时，很难通过提高其他发生器的产气浓度来维持整个臭氧发生装置的产量不变。因此要求以空气为气源的臭氧发生装置中应设置硬备用的臭氧发生器。

用氧气制得的臭氧气体中的臭氧浓度一般为8%~14%，且臭氧浓度调节非常容易。当某台臭氧发生器发生故障时，既可以通过启用已设置的硬备用发生器来维持产量不变，也可通过提高无故障发生器的氧气进气量与降低产气中的臭氧浓度来维持产量不变。采用硬备用方式，可使臭氧发生器的产气浓度和氧气的消耗量始终处于较经济的状态，但设备的初期投资将增加。采用软备用方式，设备的初期投资可减少，但当有发生器发生故障退出工作时，短期内，会使在工作的臭氧发生装置的产气浓度不处于最佳状态，氧气的用量大于发生器无故障时的量。因此需通过技术经济比较来确定。

9.10.16 通过对氧气的放电产生臭氧的过程是一个放热过程，而臭氧在温度较高时又会迅速分解为氧气。因此为保持臭氧发生装置处于能耗较低的运行状态，同时防止装置内部温度过高而损伤设备，臭氧发生装置运行过程中必须进行在线冷却。通常臭氧发生装置自带内循环水冷却系统及其与外部冷却水的热交换器。考虑水厂常年出厂水的温度一般不会超过30℃，因此可采用水厂自用水系统作为外部冷却水水源。

9.10.17 臭氧的腐蚀性极强，泄漏到环境中对人体、设备、材料等均会造成危害，其通过管道输送的距离越长，出现泄漏的潜在危险越大。此外，臭氧极不稳定，随着环境温度的提高将分解成氧气，输送距离越长，其分解的比例越大，从而可能导致到投加点处的浓度达不到设计要求。因此，要求臭氧发生装置应尽可能靠近臭氧接触池。当净水工艺中同时设有预臭氧和后臭氧接触池时，考虑到节约输送管道的投资，其设置地点除了应尽量靠近各用气点外，

更宜靠近用气量较大的臭氧接触池。

9.10.18 根据臭氧发生器设置的环境要求,其应设置在室内。虽然臭氧发生装置中配有专用的冷却系统,但其工作时仍将产生较多的热量,可能使设置臭氧发生装置的室内环境温度超出臭氧发生装置经济运行所要求的环境温度条件。据了解,大部分臭氧发生装置工作时,室内环境温度不宜超过 30°C ,故做出本条规定。通常在夏季气温较高的地区,在通过机械通风仍难有效降低室内环境温度时,可根据具体情况设置空调设备降低温度。

9.10.19 本条为强制性条文,必须严格执行。在臭氧发生车间内设置机械通风设备,首先可通过通风来降低室内环境温度,其次可排除从臭氧发生系统中可能泄漏出来的微量臭氧气体,即在室内环境空气中臭氧浓度达到 $0.15\text{mg}/\text{m}^3$ 时开启,以保持室内环境空气质量安全。

臭氧和氧气泄漏探测及报警设备通常设置在臭氧发生装置车间内,用以监测设置臭氧发生装置处室内环境空气中可能泄漏出的臭氧和氧气的浓度,并对泄漏状况做出指示和报警,并根据泄漏量关闭臭氧发生器。

现行国家标准《工作场所有害因素职业接触限值 第1部分:化学有害因素》GBZ 2.1规定,室内环境空气中臭氧的允许最高浓度(MAC)不得超过 $0.3\text{mg}/\text{m}^3$ 。因此臭氧发生装置车间内应设置臭氧气体泄漏检测仪和报警设施,且臭氧泄漏检测仪的检测下限应低于 $0.15\text{mg}/\text{m}^3$,检测上限则至少应大于 $0.3\text{mg}/\text{m}^3$ 。当室内环境空气中臭氧含量达到 $0.15\text{mg}/\text{m}^3$ 时,应自动开启机械通风装置同时进行预报报警;当室内环境空气臭氧含量达到 $0.3\text{mg}/\text{m}^3$ 时,应进行警报报警并应及时关闭臭氧发生装置。

IV 臭氧气体输送管道

9.10.20 虽然现行国家标准《氧气站设计规范》GB 50030规定输送压力范围在 $0.1\text{MPa}\sim 1.0\text{MPa}$ 的不锈钢氧气管道最高允许流速为 $30\text{m}/\text{s}$,但考虑到输送流速过大,会导致阻力增加,且运行噪

声大,故规定不宜超过 15m/s。

采用 316L 不锈钢管材主要从耐臭氧腐蚀和一定的供气压力考虑。

9.10.21 由于臭氧泄漏到环境中危害很大,为了能在输送臭氧气体的管道发生泄漏时迅速查找到泄漏点并及时修复,故一般不建议埋地敷设,而应在专用的管沟内敷设或架空敷设。

规定以氧气气源发生的臭氧气体管道的敷设应按现行国家标准《氧气站设计规范》GB 50030 的有关氧气敷设规定执行,主要是考虑到管道所输送的臭氧气体中氧气的质量约占 90%,其余 10%的臭氧一旦遇热会迅速分解成氧气,因此可将输送以氧气气源发生的臭氧气体管道视作氧气输送管道。

输送臭氧气体的管道均采用不锈钢管,管材的导热性很好,因此在气候炎热的地区,设在室外的管道(包括设在管沟内)很容易吸收环境空气中的热量,导致管道中的臭氧分解速度加快。因此要求在这种气候条件下对室外管道进行隔热防护。

V 臭氧接触池

9.10.22 在运行过程中,臭氧接触池有时需要停池清洗或检修。为不致造成水厂停产,故规定了臭氧接触池的个数或能够单独排空的分格数不宜少于 2 个。

9.10.23 由于臭氧氧化工艺设施的设备投资和日常运行成本较高,臭氧投加率、接触时间确定合理与否将直接影响工程的投资和生产运行成本。

工艺目的和待处理水的水质情况不同,所需臭氧接触池接触时间也不同。一般情况下,设计采用的接触时间应根据对工艺目的、待处理水的水质情况以及臭氧投加率进行分析,通过一定的小型或中型试验,或参照明相似条件下的运行经验来确定。

9.10.24 为了防止臭氧接触池中少量未溶于水的臭氧逸出后进入环境空气而造成危害,臭氧接触池应采取全封闭的构造。

注入臭氧接触池的臭氧气体除含臭氧外,还含有大量的空气

或氧气。这些空气或氧气绝大部分无法溶解于水而从水中逸出，其中还含有少量未溶于水的臭氧。这部分逸出的气体也就是臭氧接触池尾气。在全密闭的接触池内，要保证来自臭氧发生装置的气体连续不断地注入和避免将尾气带入到后续处理设施中而影响正常工作，应在臭氧接触池顶部设置尾气排放管。为了在接触池水面上形成一个使尾气集聚的缓冲空间，池内顶宜与池水面保持0.5m~0.7m的距离。

随着臭氧加注量和处理水量的变化，注入接触池的气量及产生的尾气也将发生变化。当出现尾气消除装置的抽气量与实际产生的尾气量不一致时，将在接触池内形成一定的附加正压或负压，从而可能对结构产生危害和影响接触池的水力负荷。因此应在池顶设自动气压释放阀，用于在产生附加正压时自动排气和产生附加负压时自动进气。

9. 10. 25 由于制取臭氧的成本高，为使臭氧能最大限度地溶于水中，接触池水流宜采用竖向流形式，并设置竖向导流隔板。在处于下向流的区格的池底导入臭氧，从而使气水作逆向混合，以保证高效的溶解和接触效果。在与池顶相连的导流隔板顶部设置通气孔是为了让集聚在池顶上部的尾气从排放管顺利排出。在与池底相连的导流隔板底部设置流水孔是为了清洗接触池时便于放空。

9. 10. 26 根据臭氧氧化的机理，在预臭氧阶段拟去除的物质大多能迅速与臭氧反应，去除效率主要与臭氧的加注量有关，接触时间对其影响很小。据对近十年来国内大部分应用案例的调查，接触时间大多数采用2min~3min。但若工艺设置是以除藻为主要目的的，则接触时间一般应适当延长到5min左右，或通过一定的试验确定。

根据对国内外有关应用实例的调查，接触池水深一般为4m~6m。

预臭氧处理的对象是未经任何处理的原水，原水中含有一定的颗粒杂质，容易堵塞微孔曝气装置。因此臭氧气体宜通过水射

器抽吸后与动力水混合,然后再注入进水管上的静态混合器或通过专用的射流扩散器直接注入池内。由于预臭氧接触池停留时间较短和容积较小,故一般只设一个注入点。

由于原水中含有的颗粒杂质容易堵塞抽吸臭氧气体的水射器,因此一般不宜采用原水作为水射器动力水源,而宜采用沉淀(澄清)或滤后水。当受条件限制而不得不使用原水时,应在水射器之前加设两套过滤装置,一用一备。

由于接触池的池深较深,为保证臭氧扩散均匀,参考国内大部分水厂预臭氧接触区扩散装置性能提出的接触区尺寸要求。

当原水中含某些特定物质或藻类时,经预臭氧氧化后,可能产生大量的浮渣或泡沫。潮湿的泡沫会随尾气抽吸进入臭氧尾气消除装置而影响其性能。浮渣则会受中间导流墙限制,长期积累在臭氧接触池内。设置浮渣排除管可及时定期排除浮渣,消除上述不良现象。

9.10.27 后臭氧接触池根据其工艺需要,一般至少由二段接触室串联而成。其中第一段接触室主要是为了满足能与臭氧快速反应物质的接触反应需要,以及保持其出水中含有能继续杀灭细菌、病毒、寄生虫和氧化有机物所必需的臭氧剩余量的需要。后续接触室数量的确定则应根据待水处理的水质状况和工艺目的来考虑。当以杀灭细菌和病毒为目的时,一般宜再设一段。当以杀灭寄生虫和氧化有机物(特别是农药)为目的时,一般宜再设两段。

每段接触室包括布气区和后续反应区,并由竖向导流隔板分开,是目前国内外较普遍的布置方式。

规定后臭氧接触池的总接触时间宜控制在 6min~15min,是基于对国内外的应用实例的调查所得,可作为设计参考。当条件许可时,宜通过一定的试验确定。规定第一段接触室的接触时间一般宜为 2min~3min 也是基于对有关的调查和与预臭氧相似的考虑所提出。

接触池设计水深范围的规定是基于对有关的应用实例调查所

得出。对布气区的深度与长度之比做出专门规定是基于对均匀布气的考虑,其比值也是参照了相关的调查所得出的。

一般情况下,进入后臭氧接触池水中的悬浮固体大部分已去除,不会对微孔曝气装置造成堵塞,同时考虑到后臭氧处理的对象主要是溶解性物质和残留的细菌、病毒和寄生虫等,处理对象的浓度和含量较低,为保证臭氧在水中均匀高效地扩散溶解和与处理对象的充分接触反应,臭氧气体一般宜通过设在布气区底部的微孔曝气盘直接向水中扩散。

每个曝气盘在一定的布气量变化范围内可保持其有效作用范围不变。考虑到总臭氧加注量和各段加注量变化时,曝气盘的布气量也将相应变化。因此曝气盘的布置应经过对各种可能的布气设计工况分析来确定,以保证最大布气量到最小布气量变化过程中的布气均匀。由于第一段接触室需要与臭氧反应的物质含量最多,故规定其布气量宜占总气量的50%左右。

针对一池多段投加臭氧,提出每一段反应区顶部均应设置尾气收集管,可使池顶尾气排除通畅。

9.10.28 虽然混凝土本身耐臭氧腐蚀,但钢筋混凝土池壁结构设计是允许裂缝出现的,当裂缝过宽过深时,会使含臭氧的水接触到钢筋混凝土表层的钢筋而腐蚀钢筋,对臭氧接触池结构的耐久性和安全性带来威胁。通常裂缝的宽度、深度与混凝土的抗渗等级呈负相关。

因此可通过适当提高钢筋混凝土的设计抗渗等级或池内壁的混凝土保护层的厚度来提高其防裂防渗性能。有条件时还可在混凝土表面涂装可覆盖混凝土表面细微裂缝的耐臭氧腐蚀的涂层。

VI 臭氧尾气消除装置

9.10.29 一般情况下,这些设备应是最基本的。其中尾气输送管用于连接剩余臭氧消除器和接触池尾气排放管;尾气中臭氧浓度监测仪用于检测尾气中的臭氧含量和考核接触池的臭氧吸收效

率;尾气除湿器用于去除尾气中的水分,以保护剩余臭氧消除器;抽气风机为尾气的输送和处理后排放提供动力;经处理尾气排放后的臭氧浓度监测及报警设备用于监测尾气是否能达到排放标准和尾气消除装置工作状态是否正常。

9.10.30 电加热分解消除是目前国际上应用较普遍的方式,其对尾气中剩余臭氧的消除能力极高。虽然其工作时需要消耗较多的电能,但随着热能回收型的电加热分解消除器的产生,其应用价值在进一步提高。催化剂接触催化分解消除,与前者相比可节省较多的电能,设备投资也较低,但需要定期更换催化剂,生产管理相对较复杂。活性炭吸附分解消除目前主要在日本等国家有应用,设备简单且投资也很省,但也需要定期更换活性炭和存在生产管理相对复杂等问题。此外,由于以氧气为气源时尾气中含有大量氧气,吸附到活性炭之后,在一定的浓度和温度条件下容易产生爆炸,因此规定在这种条件下不应采用活性炭消除方式。

9.10.31 臭氧尾气消除装置最大处理气量理论上略小于臭氧发生装置最大供气量,其差值随水质和臭氧加注量不同而不同。但从工程实际角度出发,两者最大设计气量应按一致考虑。抽气风机设置抽气量调节装置,并要求其根据臭氧发生装置的实际供气量适时调节抽气量,是为了保持接触池顶部的尾气压力相对稳定,以避免接触池顶的自动双向压力平衡阀动作过于频繁。通常情况下,利用自动气压释放阀使臭氧接触池运行时池顶部空间保持微小的负压,可有效防止臭氧尾气逸出到环境空气中。

9.10.32 因臭氧尾气消除装置故障停运会导致整个臭氧氧化设施的停运,故应有备用。

9.10.33 当臭氧尾气消除装置设置比接触池顶低的位置时,尾气输送管道的最低处易产生凝结水。如不及时排除凝结水,不仅会影响管道输气能力,凝结水还有可能随尾气带入尾气消除装置而影响其正常工作。

当采用催化剂接触催化或活性炭吸附分解的尾气消除方式时,均需对尾气先进行预加热除湿干燥处理,热电过程会产生一定的热量。当采用电加热消除方式时,因高温(250℃~300℃)热解过程会向环境散发大量热量。因此尾气消除装置设在室内时,应在室内设强排风降温措施,必要时可加设空调设备来加强降温能力。

9.11 颗粒活性炭吸附

I 一般规定

9.11.1 当原水中有有机物含量较高时宜采用臭氧-生物活性炭处理工艺。采用活性炭吸附处理,应对原水进行多年水质监测,分析原水水质的变化规律和趋势,经技术经济比较后,可采用活性炭吸附处理工艺或臭氧-生物活性炭处理工艺。

9.11.2 通常情况下,针对不同的原水水质和工艺目标,经过一个水文年的中试研究来确定设计参数较为科学合理,参照相似条件下的经验确定也是一种基本方法。

9.11.3 为尽量发挥颗粒活性炭的吸附性能,降低水中悬浮物对活性炭吸附性能的影响,故以纯吸附为目的的炭吸附工艺一般应设在砂滤之后。而臭氧-生物活性炭工艺则因净水功能较多且存在生物泄漏风险,故可根据需求设在砂滤之后或砂滤之前。

通常滤后水经过下向流颗粒活性炭吸附池后浊度会增加0.1NTU~0.2NTU,当颗粒活性炭吸附或臭氧-生物活性炭工艺设在过滤之后时,除进行消毒外,已无进一步降低浊度的工艺措施。因此将进水浊度控制在较低值,能保证出厂水浊度小于1.0NTU。

聚丙烯酰胺作为混凝剂,在某些沉淀(澄清)工艺中有一定的应用。由于聚丙烯酰胺具有胶水的特性,一旦泄漏进入活性炭池,可能会封闭部分活性炭表面孔隙而影响其吸附性能,因此应对前序工艺使用聚丙烯酰胺的量进行控制。

现有水厂改造时,如果不具备新增炭吸附池的条件,也可考虑

将原有砂滤池改造成炭砂滤池,同时发挥砂滤除浊和活性炭对有机污染物的吸附和生物降解去除作用。

9.11.4 据对目前国内、外颗粒活性炭吸附池的应用情况了解,大部分采用下向流(降流式),也有部分采用上向流(升流式)的。选择的主要考虑因素包括其在工艺流程中的作用、位置和运行经验,还可结合池型和排水要求等因素的考虑。

由于下向流颗粒活性炭吸附池运行时活性炭处于固定床模式,在采用较小粒径的活性炭时可使其出水浊度与进水浊度基本维持不变,而上向流颗粒活性炭吸附池运行时活性炭处于浮动床状态,对水中浊度(悬浮物引起)无任何去除能力,且其出水中夹带得细小炭颗粒会使出水浊度有一定的增加。为保证出厂水浊度小于1NTU,故规定位于砂滤之后的颗粒活性炭吸附池应采用下向流。

当颗粒活性炭吸附池位于砂滤之前时,由于进水中浊度(悬浮物引起)较砂滤后高,采用下向流会使颗粒活性炭吸附池同时被动地承担了除浊的任务,导致过滤周期缩短和冲洗频次增加,活性炭的物理和机械性能下降较快(国内一些应用案例已表明了这种现象的存在)。而采用浮动床运行模式的上向流颗粒活性炭吸附池则不存在这些问题。因此颗粒活性炭吸附池位于砂滤之前时宜采用上向流。此外,因水流通过浮动床的水头损失明显小于固定床,采用上向流颗粒活性炭吸附池可明显降低中间提升能耗,甚至可不设中间提升设施。

9.11.5 为避免炭吸附池冲洗时对其他工作池接触时间产生过大影响,炭吸附池应设有一定的个数。为保证一个炭吸附池检修时不致影响整个水厂的正常运行,规定炭吸附池个数不得少于4个。

据了解,近十多年来,我国新建的大中型水厂的炭吸附池单格面积大部分在100m²左右,最大单格面积的是上海杨树浦水厂158m²的炭吸附池。

9.11.6 据调查,国内早期的颗粒活性炭吸附池较多采用单水冲洗的普通快滤池和虹吸滤池形式,近十年来则较多采用气水联合

冲洗的普通快滤池或翻板滤池形式,运行效果总体稳定。虽然也有个别采用 V 型滤池形式的案例,但考虑到颗粒活性炭吸附池需采取膨胀冲洗方式进行冲洗,V 型滤池是适用于砂滤料微膨胀冲洗的池型,应用在炭吸附池上较难解决冲洗时的跑炭问题,故未将其列入适用的池型。

当设计规模小于 $50000\text{m}^3/\text{d}$ 且用地较为宽敞时,经过经济技术比较,可采用压力滤罐。

9.11.7 活性炭是用含炭为主的物质制成,如煤、木材(木屑形式)、木炭、泥煤、泥煤焦炭、褐煤、褐煤焦炭、骨、果壳以及含炭的有机废物等为原料,经高温炭化和活化两大工序制成的多孔性疏水吸附剂。

活性炭按原料不同分为煤质活性炭、木质活性炭或果壳活性炭等;按形状分为颗粒活性炭(GAC)与粉末活性炭(PAC),其中 GAC 用于炭吸附池,PAC 作为投加的吸附剂用于预处理或应急处理;煤质颗粒活性炭分柱状炭、柱状破碎炭、压块破碎炭和原煤破碎炭。

国内早期水厂运行的炭吸附池大部分采用煤质柱状炭,近年来则开始较多采用柱状破碎炭、压块破碎炭和原煤破碎炭,其中以柱状破碎炭和压块破碎炭为主。

现行行业标准《生活饮用水净水厂用煤质活性炭》CJ/T 345-2010 规定的技术指标见表 13。

表 13 净水厂用煤质活性炭技术指标

序号	项 目	指 标 要 求	
		颗粒活性炭	粉末活性炭
1	孔容积(mL/g)	≥ 0.65	≥ 0.65
2	比表面积(m^2/g)	≥ 950	≥ 900
3	漂浮率(%)	柱状颗粒活性炭	≤ 2
		不规则状颗粒活性炭	≤ 3

续表 13

序号	项 目		指 标 要 求		
			颗粒活性炭	粉末活性炭	
4	水分(%)		≤5	≤10	
5	强度(%)		≥90	—	
6	装填密度(g/L)		≥380	≥200	
7	pH 值		6~10	6~10	
8	碘吸附值(mg/g)		≥950	≥900	
9	亚甲蓝吸附值(mg/g)		≥180	≥150	
10	酚值(mg/L)		≤25	≤25	
11	二甲基异炭醇吸附值(μg/g)		—	≥4.5	
12	水溶物(%)		≤0.4	≤0.4	
13	粒度 (%)	φ1.5mm	>2.50mm	≤2	≤200目 ¹⁾
			1.25mm~2.50mm	≥83	
			1.00mm~1.25mm	≤14	
			<1.00mm	≤1	
		8目× 30目	>2.50mm	≤5	
			0.60mm~2.50mm	≥90	
			<0.60mm	≤5	
		12目× 40目	>1.60mm	≤5	
			0.45mm~1.60mm	≥90	
			<0.45mm	≤5	
		30目× 60目	>0.60mm	≤5	
			0.60mm~0.25mm	≥90	
<0.25mm	≤5				
14	有效粒径		0.35~1.5 ²⁾		
15	均匀系数		≤2.1 ²⁾		
16	锌(Zn)(μg/g)		<500	<500	
17	砷(As)(μg/g)		<2	<2	
18	镉(Cd)(μg/g)		<1	<1	
19	铅(Pb)(μg/g)		<10	<10	

注:①200目对应尺寸为75μm,通过筛网的产品大于或等于90%;

②适用于降流式固定床使用的不规则状颗粒活性炭。

9.11.8 因不同水温时水的黏滞度不同,导致活性炭在相同水流上升速度的条件下出现不同的膨胀度,水温越低,膨胀度越高。因此在确定上向流颗粒活性炭吸附池的滤速(上升流速)和颗粒活性炭吸附池的反冲洗强度以及进行颗粒活性炭吸附池高程设计时,根据设计选定的活性炭规格与设计水温、滤速和反冲洗强度,结合由活性炭供应商提供的或由第三方测定得出的该规格的活性炭膨胀度曲线,核算各种设计条件下滤池高程布置是否满足活性炭膨胀充分和不跑炭,是保障所设计的炭吸附池能否稳定运行的一项关键设计工作。

9.11.9 对露天设置的炭吸附池的池面采取隔离或防护措施,可有效防止夏季强日照时池内藻类滋生,避免初期雨水与空气中的粉尘对水质可能产生的污染。通常可采取池面加盖或加棚等措施。

对室内设置的炭吸附池的池面上部建筑空间强化通风,则可防止水中余臭氧(采用臭氧-生物活性炭工艺时)可能逸出对生产人员的伤害。通常可采取强化机械通风等措施。

9.11.10 由于钢筋混凝土池壁结构设计是允许裂缝出现的,当裂缝过宽过深时,会使磨损的炭粉掉到缝中接触到钢筋混凝土表层的钢筋,对钢筋产生电化学腐蚀而影响炭吸附池结构的耐久性和安全性。通常裂缝的宽度、深度与混凝土的抗渗等级呈负相关。因此可通过适当提高混凝土的设计抗渗等级或池内壁的混凝土保护层的厚度来提高其防裂防渗性能。有条件时还可在混凝土表面涂装可覆盖混凝土表面细微裂缝的涂层。

9.11.11 活性炭既可采用人工装卸,也可采用水力输送装卸。由于人工装卸劳动强度大和粉尘严重,且炭粒易磨损破碎,故规定宜采用水力输送装卸。

当采用水力输炭时,输炭管可采用固定方式亦可采用移动方式。出炭、进炭可利用水射器或旋流器。炭粒在水力输送过程中,既不沉淀又不致遭磨损破碎的最佳流速为 $0.75\text{m/s}\sim 1.5\text{m/s}$ 。

II 下向流颗粒活性炭吸附池

9.11.12 与传统的过滤不同,炭吸附池是通过待处理水与活性炭的一定时间接触来完成对水的吸附净化,故其主要设计参数是空床停留时间。据调查,目前国内较多采用 10min 左右的空床停留时间和 1.5m~2.0m 的床厚。在空床停留时间确定后,滤速和炭床厚度应结合占地面积、水头损失、活性炭粒径和机械强度等因素综合考虑后合理确定。当占地受到较大限制和水厂水力高程布置较宽裕时,可采用厚床、高滤速、粗粒径和机械强度稍高的活性炭(柱状炭、柱状或压块破碎炭)的组合方式,反之,则宜采用中等厚度或和中低滤速的组合方式。

表 14 为日本水道协会《日本水道设计指针》(2012 年版)中颗粒活性炭滤池设计参数,供参考。

表 14 日本颗粒活性炭吸附池设计参数

空床流速(m/h)	炭厚度(m)	空床接触时间(min)
8.4~20	1.2~2.5	6.3~14.4

南方地区水温较高,有生物膜脱落风险时,在炭床下宜设一定厚度(通过试验)的石英砂。

9.11.13 由于单水冲洗效果不如气水联合冲洗,故需要进行定期增强冲洗以冲掉附着在炭粒上和炭粒间的黏着物,周期一般可按 30d 考虑。

在同样水冲洗强度条件下,因低水温会导致活性炭过度膨胀造成活性炭流失,故水冲宜采用具有调节水量能力的水泵冲洗方式。具体方法可采用变频水泵或增加水泵台数以及在水冲洗总管设计量设备等措施。

由于活性炭对氯有较强的吸附能力,为防止反洗水中存在余氯而无谓牺牲活性炭的吸附性能,故规定采用砂滤池出水为冲洗水源时,滤池进水不宜加氯。

表 15 为日本水道协会《日本水道设计指针》(2012 年版)中颗粒活性炭吸附池设计冲洗参数,供参考。

表 15 日本颗粒活性炭吸附池设计冲洗参数

冲洗类型		活性炭粒径(mm)	
		2.38~0.59	1.68~0.42
气水反冲	水冲强度[L/(m ² ·s)]	11.1	6.7
	水冲时间(min)	8~10	15~20
	气冲强度[L/(m ² ·s)]	13.9	13.9
	气冲时间(min)	5	5
水冲加表面冲洗	水冲强度[L/(m ² ·s)]	11.1	6.7
	水冲时间(min)	8~10	15~20
	气冲强度[L/(m ² ·s)]	1.67	1.67
	气冲时间(min)	5	5

9.11.14 炭吸附池若采用中阻力配水(气)系统可采用滤砖,经工程实践验证,滤砖承托层粒径级配(五层承托层)可参照采用表 16 数据或通过试验确定。

表 16 滤砖承托层粒径级配(五层)

层次(自上而下)	粒径(mm)	承托层厚度(mm)
1	8~16	50
2	4~8	50
3	2~4	50
4	1~4	50
5	8~16	50

9.11.15 炭层经冲洗后重新启动,通常存在初期出水浊度升高的现象。当炭吸附位于砂滤后时,因其后一般已无其他进一步降低浊度的工艺措施,从保障出厂水浊度稳定的角度考虑,宜设置初滤水排放设施。在炭滤池重新过滤时,先排放初滤水。处滤水排放时长一般可按 10min~20min 考虑。

9.11.16 目前,炭砂滤池的应用案例较少,设计参数应经过试验

或参考相似工程经验。已建成的几个工程案例：炭砂滤池设计滤速 $6\text{m/h}\sim 9\text{m/h}$ ，活性炭层空床接触时间宜采用 $6\text{min}\sim 10\text{min}$ ，宜采用压块颗粒破碎炭，炭粒径 $8\text{目}\times 30\text{目}$ 。砂层采用石英砂级配滤料， $d_{10}=0.55\text{mm}$ ， $k_{80}<2.0$ ，砂层厚度宜满足 L/d_{10} 值 ≥ 1000 ，炭砂滤池冲洗采用单水冲洗或先气后水冲洗方式，冲洗参数同煤砂双层滤料滤池。

III 上向流颗粒活性炭吸附池

9.11.17 考虑到上向流炭吸附池运行时炭床必须处于浮动床状态，同时考虑到水温越低炭床膨胀度越高这一限制条件。因此与下向流炭吸附池相比，其空床停留时间、滤速（上升流速）和炭床厚度均不宜过大，否则会导致吸附池的高度较高而不经济。

9.11.18 因在上升水流中，活性炭的膨胀度与水温呈线性的负相关关系，为保证上向流炭吸附池运行时炭床处于适度的膨胀悬浮状态，同时又要避免过度膨胀而造成滤料流失，故做出本条规定。此外，在相同水温和上升流速的条件下，活性炭的粒度越小，膨胀度越高，通常上向流炭吸附池采用粒度较小 $30\text{目}\times 60\text{目}$ 规格，因此设计时除水温和上升流速外，还应结合活性炭的粒度选择综合考虑。

9.11.19 对出水堰的溢流率做一定的限制可较好地防止细小炭粒被出水带出。

9.11.20 上向流炭吸附池因处于浮动床的运行状态，不存在滤床堵塞问题，冲洗主要是洗掉炭粒表面老化的生物，保持活性炭持续的生物作用，故冲洗周期相对下向流可更长。采用气水冲洗则有利于提高冲洗效果，节约冲洗水量。因水流经过上向流炭吸附池后的浊度几乎很少变化，故也可采用进水作为冲洗水源。

在同样水冲洗强度条件下，因低水温会导致活性炭过度膨胀造成活性炭流失，故水冲宜采用具有调节水量能力的水泵冲洗方式。具体方法可采用变频水泵或增加水泵台数以及在水冲洗总管设计量设备等措施。

9.11.21 由于上向流炭吸附池的应用案例相对较少,本条规定是基于对近年来投产运行的部分案例的调查而确定。

9.12 中空纤维微滤、超滤膜过滤

I 一般规定

9.12.1 在饮用水处理领域,压力式或浸没式中空纤维微滤、超滤膜过滤是目前国内外普遍采用和得到广泛认同的过滤方式。故规定应采用这两种工艺形式。

由于没有统一的中空纤维膜产品标准且成膜材料和工艺的差异较大,即使在相同水质条件下,不同膜材料或产品的水处理性能往往有较大差异。而相同膜材料或产品在水质和水温变化的条件下其水处理性能同样会有较大变化,膜处理系统的主要工艺设计参数较难标准化。因此其主要设计参数应经过试验或者参照相似条件下的工程经验确定。

9.12.2 用于饮用水处理的膜满足涉水卫生要求是最基本的要求。为使膜在使用过程中经受住压力、流速、温度和水质等变化和氧化剂与酸碱剂的定期清洗对材料所带来不利影响,成膜材料应有良好的机械强度和耐化学腐蚀性,才能使膜具有合理的耐久性和生命周期。经调查,目前在国际上应用较广的为聚偏氟乙烯、聚醚砜和聚砜等成膜材料,在国内则以聚氯乙烯和聚偏氟乙烯为主。

我国现行生活饮用水卫生标准的微生物控制指标中未对病毒提出控制要求,但对化学消毒很难灭活的“两虫”做了控制规定。虽然理论上全部膜孔径小于 $3\mu\text{m}$ 的微滤或超滤膜均能实现对“两虫”的有效截留,但考虑到各种膜的孔径分布不尽相同,平均孔径不能代表最大孔径,故结合国内外已运行案例的应用情况规定膜平均孔径不宜大于 $0.1\mu\text{m}$ 。由于饮用水中已知病毒的最小尺寸不小于 $0.02\mu\text{m}$,因此如果对出水可能存在的潜在病毒风险有较严格控制要求时,膜平均孔径也可按不大于 $0.02\mu\text{m}$ 来控制。

9.12.3 在相同压力条件下,由于单位面积的中空纤维膜产水量

随水温的下降会有非常明显的下降。因此与传统的砂滤设计产水量不需要考虑水温的影响不同,膜处理系统必须确定设计水温,才能使工程设计既满足工程实际需求,又能做到经济合理。本条规定的正常设计水温和最低设计水温是基于我国不同地域不同季节的水温差异而提出的。设计中允许结合当地条件和工程需求做一定调整。对于夏季和冬季供水量变化不大的地区,也可将最低设计水温作为正常设计水温。

9.12.4 通常夏季水厂供水量大于冬季,从节约工程投资考虑,允许采用膜处理工艺的水厂在不同水温时有不同的产水量,即夏季应满足水厂正常设计规模要求,冬季在满足实际供水量要求下可酌情降低产水量,故仅规定了正常设计水温的产水量要求。

9.12.5 相对于传统的砂滤,膜处理系统运行时物理清洗的频率和消耗的冲洗水量较高,水回收率一般在90%左右,故从节约工程投资和节省水资源角度出发做出本条规定。

9.12.6 由于聚丙烯酰胺具有胶水特性,一旦进到膜表面堵塞膜孔而引起膜通量的下降,且很难通过清洗恢复其膜通量,故做出本条规定。

9.12.7 对膜处理工艺系统中的过滤系统的基本组成、能力和配置数量做了规定。因膜组或膜池的功能与运行方式类似于滤池中的单格滤池,其最少数量的规定在参考了滤池分格数要求的基础上结合膜过滤的特性(水温、膜通量和跨膜压差的限制)而确定。

9.12.8 调查了国内外多个膜品牌供应商所提供的不同水质条件下气冲洗强度和水冲洗强度等情况,发现差异很大,故规定宜按供应商建议值选用。

冲洗水泵和鼓风机采用变频调速,主要是可根据膜污染程度不同调整冲洗强度和减缓鼓风机频繁启动所导致的能耗过大现象,同时也可有效降低水泵全速启闭时对膜系统产生的水锤压力,延长系统寿命。此外,考虑到物理清洗的频度很高,故应设置冲洗备用泵和鼓风机。

由于膜孔极易被水中细小的颗粒物堵塞,因此物理清洗用水应采用经过膜滤的产水。

9.12.9 低浓度化学清洗过程较为简单且所需时间不长,一般药剂浓度较低且不需加热药剂,清洗时通过药剂在膜系统中的几次循环来实现对膜系统的日常维护和保养,常用药剂为次氯酸钠。高浓度化学清洗过程则相对复杂且所需时间较长,一般药剂浓度较高且有时需要加热药剂,清洗时通过药剂在膜系统中的多次循环,甚至浸泡来实现对膜系统的强化清洗,以尽量恢复膜通量。常用药剂有次氯酸钠、盐酸、柠檬酸和氢氧化钠等。经调查,各种药剂的不同清洗步骤具有各自特点和效果,且存在较大的差异,故不对清洗周期和步骤做规定。

由于用于膜化学清洗的次氯酸钠不需要连续使用,故其保存期不宜过长,否则其有效浓度会下降很多而造成浪费。

9.12.10 因膜过滤系统最常用的药剂具有氧化和酸碱腐蚀性,从安全使用角度考虑,化学药剂间应独立设置,药剂应分开储存、配置和投加。从方便使用角度考虑,药剂间宜靠近膜组或膜池。设置防护设备、洗眼设施和药剂泄漏收集槽均是出于保护工作人员和设施的目的。设置通风设备则是为保持室内环境空气质量。

9.12.11 膜系统完整性检测通常有压力衰减测试、泄漏测试和声呐测试等方法,其中压力衰减测试和泄漏测试由于方法简单和结果准确而被普遍采用。

过低的用气压力无法有效测出 $3\mu\text{m}$ 的膜破损而可能导致“两虫”的泄露,从而使完整性检测失去作用。而过高的用气压力虽然能测出小于 $3\mu\text{m}$ 的膜破损,甚至更细微的膜破损,但可能会导致膜的损伤。通过对国内外多个膜品牌的综合调查分析,由于膜材料、结构及使用条件的不同,用气压力范围及幅度变化较大,最低可至 30kPa ,最高可达 200kPa ,故未规定具体数值。

完整性检测的用气若含有油珠,极易堵塞膜孔,因此应采用无

油螺杆式空压机或带除油装置的空压机作为完整性检测的供气装置。

II 压力式膜处理工艺

9.12.13 本条给出的主要设计参数是通过国内外多个膜产品技术性能的综合分析,结合国内大部分已建成通水工程的设计和运行参数,并参照了现行行业标准《城镇给水膜处理技术规程》CJJ/T 251 的有关规定而确定。冲洗强度和冲洗方式因差异太大而未做规定,设计时可按选定的膜产品供应商的建议值或通过试验确定。由于压力式膜处理工艺采用泵压进水方式,驱动力相对真空驱动高,相同条件下其通量和跨膜压差的选择可高于浸没式膜处理工艺。

9.12.14 压力式膜处理工艺因其膜组件装填在封闭的壳体内且通量相对较高,发生污堵可能性和洗脱污堵的难度相对较高,某些情况下(进水悬浮物浓度高)采用死端过滤的方式将使上述不良状况加剧。同时由于其泵压进水的方式和组件的结构特点,采用内压力式中空纤维膜时,可实现防污性能较好的错流过滤方式。

9.12.16 供水泵采用变频调速是为了适应运行过程中过膜流量和压差的变化,并节能降耗。同时也可有效降低了水泵启闭时对膜系统产生的水锤压力,延长系统寿命。

9.12.18 对于内压力式中空纤维膜,预过滤器的过滤精度一般不超过 $200\mu\text{m}$ 。对于外压力式中空纤维膜,预过滤器的过滤精度一般不超过 $500\mu\text{m}$ 。

9.12.19 通常压力式膜处理工艺系统产水直接进入水厂清水库池,当清水库池进行水量调节水位变化时会使膜产水侧的背压发生波动而影响膜系统的稳定运行,因此其出水总管上应设置稳定背压的堰或其他措施。

9.12.20 有压排水容易导致排水不畅和可能产生逆向污染,故做出本条规定。

9.12.21 压力式膜处理系统内有众多的检测控制设备,且膜组件

和管道大部分采用塑性材料,因此不应处在日晒雨淋的室外环境或室内阳光直射的环境。

各个膜组间的配水均匀是保障膜处理系统内所有膜组负荷均等和系统稳定运行的关键条件。每个膜组上膜组件连接数量越少,各膜组件间的配水均匀度越高,但会导致工程建设的经济性下降,同样连接数量越多则配水均匀度将下降。因此应通过精确计算并辅以仿真分析的手段来科学确定连接数量。

9.12.22 膜组周边设置一定的空间的通道是为了便于日常巡检、维护和设备大修或更换时的交通畅通。由于膜组是由许多零件现场组装而成,维修保养时也不允许起吊整个膜组,车间内没有大型起吊件,故膜车间可不设起重设备。

9.12.23 化学药剂一旦进入产水侧将会引起严重的水质事故,因此应设置自动安全隔离设施,通常在化学清洗系统与膜产水侧连接处采取设双自动隔离阀的措施。

III 浸没式膜处理工艺

9.12.24 本条所规定的设计参数是基于对国内外多个膜品牌的膜产品技术性能综合分析,结合国内大部分已建成通水工程的设计和运行参数,并参照了现行行业标准《城镇给水膜处理技术规范》(CJJ/T 251)的有关规定而确定的。冲洗强度和冲洗方式因差异太大而未做规定,设计时可按选定的膜产品供应商的建议值或通过试验确定。专门规定冲洗强度的计算方法是基于浸没式膜的布置特性和行业的共性做法而得出。

浸没式膜处理工艺因为采用真空负压出水方式,其驱动压力为不变的环境大气压。因此相同条件下其通量和跨膜压差的选择应低于压力式膜处理工艺。

9.12.25 由于浸没式膜处理工艺采用产水侧负压驱动出水,相同条件下膜通量较压力式低,膜表面的污堵相对容易洗脱,且膜组件上所有膜丝外壁完全裸露并直接与膜池内的待滤水接触。因此其出水驱动方式、运行状况和膜组件结构决定了其只能采用外压力

式中空纤维膜和死端过滤方式。

9.12.26 每个膜池进水设堰可保证各膜池的进水流量的均匀。

9.12.27 在膜产水侧形成负压驱动出水是浸没式膜处理工艺的最主要特点。通常是采用膜产水侧通过水泵抽吸形成负压驱动出水并为出水流至下游设施提供克服管道阻力的动力。当膜池内的水位与下游设施进水水位高差足以克服过膜阻力(最大跨膜压差)和出水流至下游设施的所有管道阻力时,也可采用虹吸自流出水方式。当膜系统日常运行流量变幅较大时,也可采用泵吸与自流相结合的方式,即流量大时采用泵吸出水,流量小时切换成自流出水以节约水泵运行能耗。

9.12.28 出水泵具有较小的必需汽蚀余量有利于快速、有效和稳定地形成真空。采用变频调速是为了适应运行过程中过膜流量和压差的变化,并节能降耗。同时也可有效降低水泵全速启闭时对膜系统产生的水锤压力,延长系统寿命。

9.12.29 真空控制装置的作用是真空形成、维持和破坏的指示以及真空泵与真空破坏阀启停的触发机构。

由于浸没式膜处理工艺采用真空负压出水方式,其驱动压力为不变的环境大气压,为了适应运行过程中过膜流量和压差的变化,需要通过其产水侧的阀门施加阻力来实现,故应设置可调节型的控制阀门。而在集水总管出口设置水封堰是防止产水侧真空破坏的必要措施。

真空控制装置设在集水系统的最高处可确保真空最不利点的真空度满足要求,避免出现假真空或未完全真空的不利现象,保障出水的稳定性。

9.12.30 设置排水管的主要作用是排除清洗废水或废液,同时具有排空膜池和排除池底积泥的功能。

9.12.31 由于膜池的水力过程与传统的砂滤池相似,故其排列的总体布局要求与砂滤池基本一致。膜池设在室内和室外设置加盖或加棚,主要是为了防止阳光直射膜组件和高温季节池壁滋生微

生物。室内布置采取通风措施主要是考虑到膜在进行高浓度化学清洗时的化学药剂的挥发会在室内空气中积聚而对人员和设施造成伤害。

9.12.32 由于膜处理系统各功能要求及膜池的水力过程与传统的砂滤池相近,故其总体布局与砂滤池基本相似。

9.12.33 膜池内各个膜箱或膜组件间的配水、配气均匀是保障膜处理系统内所有膜箱或膜组件负荷均等和系统稳定运行的关键条件。

由于膜丝直接裸露在池内,因此防止进水冲刷膜丝是保持膜系统完整性的有效措施。

膜箱或膜组件布置紧凑将使膜池的面积利用率提高,减少无效空间和清洗时的水耗与药耗,节约土建工程投资和运行成本。

9.12.34 化学清洗池与膜池相邻并布置在每排膜池的一端将缩短进行异地高浓度化学清洗的膜箱或膜组件在膜池与化学清洗池之间的吊运距离,方便维护。在异地高浓度化学清洗的化学清洗池和就地高浓度化学清洗的膜池的池顶四周应设置围栏、警示标志、设防护设备及冲洗与洗眼设施是为了保护工作人员安全和不慎发生与化学平接触事故后的应急自救。

9.12.35 设置检修平台的目的是便于膜箱或膜组件的安装和维护;设接气点是为了在检修平台上对拆自膜池的有完整性缺陷的膜箱或膜组件进行具体破损点位置的确定性检测;设冲洗与排水设施是为了方便在检修平台上对拆自膜池的膜组件进行清洗,排除清洗废水和防止清洗废水进入膜池。

V 化学处理池

9.12.40 因化学处理池系膜处理系统专用设施,故宜邻近膜处理系统设置,以减少池深和管道距离。

9.12.41 当老厂改造场地受限制时,也可不分格。

9.12.42 为保证化学药剂处理的反应效果,应设置混合设备。通常可采用池内设潜水搅拌器或利用水泵进行循环混合。

9.13 水质稳定处理

9.13.2 水中水-碳酸钙系统的水质稳定性一般用饱和指数和稳定指数鉴别：

$$I_L = \text{pH}_0 - \text{pH}_s \quad (1)$$

$$I_R = 2(\text{pH}_s) - \text{pH}_0 \quad (2)$$

式中： I_L ——饱和指数， $I_L > 0$ 有结垢倾向， $I_L < 0$ 有腐蚀倾向；

I_R ——稳定指数， $I_R < 6$ 有结垢倾向， $I_R > 7$ 有腐蚀倾向；

pH_0 ——水的实测 pH 值；

pH_s ——水在碳酸钙饱和平衡时的 pH 值。

全国多座城市自来水公司的水质稳定判断和中南地区数十座水厂水质稳定性研究均使用上述两个指数。水中 CaCO_3 平衡时的 pH_s ，可根据水质化验分析或通过查索 pH_s 图表求出。

在城市自来水管网水中， I_L 较高和 I_R 较低会导致明显结垢，一般需要水质稳定处理。加酸处理工艺应根据试验用酸量等资料，确定技术经济可行性。

防止结垢的处理主要方法有：

(1) 软化法：用化学或物理化学方法减少或除去水中含的钙、镁离子，如采用石灰软化法、石灰苏打法、苛性钠-苏打法、离子交换法、膜分离法等。

(2) 加酸法：把酸加入水中，控制 pH 值，使水中的碳酸氢钙不转化为溶解度小的碳酸钙，而转化为溶解度较大的钙盐。如向水中加硫酸，生成硫酸钙。

(3) 加二氧化碳法：把 CO_2 加入水中，往往是利用经过洗涤除尘的烟道气中的 CO_2 ，使下式的化学反应向左进行，防止有碳酸钙析出： $\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2 \leftrightarrow \text{CaCO}_3 + \text{H}_2\text{O} + \text{CO}_2$ 。

(4) 药剂法：把阻垢剂加入水中，通过螯合作用、分散作用或晶格畸变作用，使碳酸钙悬浮于水中，不形成硬垢。阻垢剂可分为天然阻垢剂、无机阻垢剂和有机阻垢剂三类。天然阻垢剂有丹宁、木

质素、藻酸盐、纤维素、淀粉等,无机阻垢剂有聚磷酸盐、六偏磷酸钠等,有机阻垢剂有聚丙烯酸钠、聚甲基丙烯酸钠、聚顺丁烯二酸、有机磷酸酯、磷酸酸、磺化聚苯乙烯等。

$I_L < -1.0$ 和 $I_R > 9$ 的管网水,一般具有腐蚀性,宜先加碱处理。广州、深圳等地水厂一般加石灰,国内水厂也有加氢氧化钠、碳酸钠的实例。日本有很多大中型水厂采用加氢氧化钠。

中南地区地下水和地面水水厂资料表明,当侵蚀性二氧化碳浓度大于 15mg/L 时,水呈明显腐蚀性。敞口曝气法可去除侵蚀性二氧化碳,小水厂一般采用淋水曝气塔。

9.13.3 国内很多城市为多水源供水,水源切换过程中,无机离子浓度变化特别是氯离子、硫酸根离子、碱度、硬度等水质变化,会对裸露的金属管道内壁和管壁腐蚀产物产生影响,发生管道内铁稳定性破坏,管道受到腐蚀,用户龙头水出现浊度、色度以及铁超标的现象,即“黄水”问题。

城市给水管道的铁稳定性一般用拉森指数 LR 进行鉴别:

$$LR = \frac{2[\text{SO}_4^{2-}] + [\text{Cl}^-]}{[\text{HCO}_3^-]} \quad (3)$$

式中: $[\text{SO}_4^{2-}]$ ——硫酸根离子活度(mol/L);

$[\text{Cl}^-]$ ——氯离子活度(mol/L);

$[\text{HCO}_3^-]$ ——碳酸氢根离子活度(mol/L)。

LR 指数通常的判别标准为: $LR > 1.0$, 铁制管材会严重腐蚀; $LR = 0.2 \sim 1.0$, 水质基本稳定,有轻微腐蚀; $LR < 0.2$, 水质稳定,可忽略腐蚀性离子对铁制管材的腐蚀影响。

水源切换时管网水质化学稳定性还与管壁腐蚀产物的性质相关,而管壁腐蚀产物的性质与原通水水质相关。国内有研究机构提出了水质腐蚀性判断指数 $WQCR$ (water quality corrosion index),可结合 LR ,评判水源切换时不同地区管网发生“黄水”的风险性,制定合理的水质稳定处理方案:

$$WQCR = \frac{[\text{SO}_4^{2-}] + [\text{Cl}^-] + [\text{NO}_3^-]}{[\text{HCO}_3^-] \times [\text{溶解氧} + \text{余氯}]} \quad (4)$$

其中各项指标均为管网原通水水质指标,各离子浓度均以 mol/L 计。

WQCR 指数通常的判别标准为: $WQCR > 1$,原管道管壁腐蚀产物相对脆弱,水源切换之后无机离子变化可能产生“黄水”的风险较大; $WQCR < 1$,原管道管壁腐蚀产物相对坚固,水源切换之后无机离子变化可能产生“黄水”的风险较小。

国家“十五”重大科技专项“水污染控制技术与治理工程”和国家“十一五”科技重大专项“水体污染控制与治理”等研究,针对配水管网管垢的铁释放问题,确定了几种主要的处理工艺:

(1)水源调配技术:根据拉森指数,通过试验,结合配水管网管垢性质(例如 WQCR),合理制定水源切换的调配计划。

(2)加碱调控制技术:调节 pH 值和调节碱度是应对高氯化物引发配水管网铁不稳定的有效控制技术,可投加氢氧化钠等碱性药剂进行调节。水质调节可参考以下原则进行:调节 pH 值使 I_L 大于 0,总碱度和总硬度之和不低于 100mg/L(CaCO₃计)。

(3)氧化还原调节控制技术:高氧化还原电位能够有效控制配水管网铁不稳定问题,可根据实际情况选择氧化还原电位更高的消毒剂或更换优质水源,适当增加出厂水中余氯和溶解氧浓度。对二次供水设施补氯等措施维持管网水高余氯浓度,以保障管网水质铁稳定性。

(4)缓蚀剂投加控制技术:六偏磷酸盐和三聚磷酸盐等缓蚀剂能够有效控制因氯离子和硫酸根离子造成的管网“黄水”问题,投加量为 0.1mg/L~0.5mg/L(以 P 计),可作为应急控制对策。

9.13.4 本规定是依据国家“十五”重大科技专项“水污染控制技术与治理工程”和国家“十一五”科技重大专项“水体污染控制与治理”等研究成果而提出,其主要成果如下:

(1)要实现管网水生物稳定性,结合目前净水厂处理工艺水平,需要 $AOC = 50\mu\text{g/L}$,并且余氯量 $> 0.3\text{mg/L}$ 。当出厂水中 $AOC < 150\mu\text{g/L}$ 、余氯量 0.3mg/L~0.5mg/L 时,可有效控制管

道内生物膜的生长。

(2)原水耗氧量 $\leq 6\text{mg/L}$ 时,“预氧化+常规处理+臭氧活性炭”工艺可保证出水耗氧量去除率50%以上,AOC去除率80%以上;原水耗氧量 $> 6\text{mg/L}$ 时,“预氧化+常规处理+臭氧活性炭”工艺难以保证耗氧量和AOC的较高去除率,可在预氧化后接生物预处理单元以强化组合工艺对生物稳定性的控制。

9.13.5 本条为强制性条文,必须严格执行。由于给水水质稳定处理所使用的药剂大部分为酸碱性的化合物,对环境或工业生产具有一定的潜在危害,因此在选用时应避免产生危害。当需要投加磷酸盐缓蚀剂时,应分析评估对水环境可能带来的富营养问题。

10 净水厂排泥水处理

10.1 一般规定

10.1.1 本条规定了水厂排泥水处理的主要对象,即在水厂水处理过程中各工艺段常态化产生的各种不进入下一工序的弃水,包括排泥、冲洗和过滤初期产水和正常排空水。但水质突发污染时的紧急排空水不包括在内。

10.1.2 现行国家标准《污水综合排放标准》GB 8978 中污水排放受纳水体包括天然水体和城镇排水系统两大类。原规范没有把城镇排水系统纳入,而目前国内也有把滤池反冲洗废水经调节后直接排入城镇排水系统的。因此这次修编增加城镇排水系统这一受体。若排入城镇排水系统,除了在水质上符合现行国家标准《污水综合排放标准》GB 8978—96 中第 4.1.3 条和第 4.1.4 条,还要考虑该排水系统对排入流量的承受能力。不能把经过处理过的排泥水排入离水厂最近的城镇排水系统的末端,造成排水系统因末端管径小,排水系统能力不够而从检查井溢流。

10.1.3 水厂排泥水处理规模是由设计处理干泥量确定。设计处理干泥量又主要取决于设计浊度取值,设计浊度的取值与河流的流量、水位一样,是某一概率下的统计数值,不同保证率的河流流量和水位是不同的,同样的道理,不同保证率下的原水浊度也是不同的。排泥水全量完全处理保证率等于多年全量完全处理的日数与总日数的比值,设计处理干泥量应满足多年 75%~95% 日数的全量完全处理要求,就是全量完全处理保证率达到 75%~95%。要求全量完全处理保证率越高,设计处理干泥量就越大,相应设计浊度的取值就越高,工程规模就越大。

全量完全处理保证率应根据当地的社会环境和自然条件确

定。对于大城市和以水库为水源的工程,超量污泥不能排入水库,又没有其他受体,原则上每一日的排泥水均应全量完全处理,全量完全处理保证率达到95%及以上,本标准规定为75%~95%,最高达到95%,主要是考虑原水浊度变化幅度特别大的水源,短时高浊度很高,如果为了追求保证率达到100%,设计浊度按这种最高浊度取值,一年中最高浊度可能只有几日,则脱水设备一年中只有几日满负荷,大部分时间闲置。因此把全量完全处理保证率上限定为95%。实际上,当原水浊度小于设计浊度时,全量完全处理保证率大于95%。在短时高浊度时段,可采用在沉淀池、排泥池和平衡池储存超量污泥,在高浊度过去后,再分期分批排出,送入脱水系统处理,即使通过临时存储还不能完全消化超量污泥,但排入天然水体的超量污泥大为减少。因此全量完全处理保证率达到95%,采取临时存储等措施,削去了短时高浊度的峰值,有可能将全量完全处理保证率提升至100%,达到零排放。目前日本就要求全量完全处理的日数达到总日数的95%。我国一些地区如西南地区的一些河流,高浊度一年有几个月时间,如果全量完全处理保证率采用95%,则设计浊度很高,要处理的干泥量很大,排泥水处理工程规模大,其投资和日常运行费用有可能超过水厂,对于一些小水厂来说不堪重负。而对于一些河流雨季流量大,原水浊度高,水深流急,混合稀释能力强,环境容量大,把一部分排泥水排入其中,不会造成淤塞,因此把全量完全处理保证率下限放宽至75%。

10.1.4 干泥量的计算一般有两种类型,第一种类型是计算净水厂设计处理干泥量,用以确定排泥水处理的规模;第二种类型是计算某一日的干泥量,一般用于科学研究和水厂的日常管理。设计处理干泥量 S_0 是一个随机变量,不同的保证率得出不同的设计处理干泥量 S_0 ,全量完全处理保证率越高,设计处理干泥量 S_0 越大。95%的保证率设计处理干泥量比75%的保证率的设计处理干泥量大很多。用来计算 S_0 的设计浊度 C_0 不是单凭实测方法得

出的,而是通过多年的系列实测浊度资料根据全量完全保证率采用数理统计方法推算得出的。计算设计处理干泥量时,采用水厂设计规模,即高日流量。而某一日的干泥量 S 不是随机变量,而是一个固定值,计算某一日的干泥量时,不仅要实测当日的原水浊度,而且要实测水厂当日的进水流量,不能套用水厂设计规模,因为有可能当日的流量没有达到设计规模。另外,对于低浊高色度原水,还要实测当日的色度和铁、锰以及其他溶解性固体含量。由于式(10.1.4)原水流量采用水厂设计规模,是高日流量,计算得出的设计处理干泥量有一定的余量,能抵消色度和铁、锰以及其他溶解性固体含量对干泥量的贡献。因此设计处理干泥量采用式(10.1.4)。

式(10.1.4)中 D 代表药剂投加量,当投加多种药剂时,应分别取不同的转化系数计算后叠加;可看成是 $\sum K_i D_i$,包括各种添加剂,如粉末活性炭和黏土,单位为 mg/L ,转化成干泥量的系数为 1。若粉末活性炭等添加剂只是临时应急投加且投加时间很短,可酌情考虑不计。若粉末活性炭等添加剂需要季节性投加时,则应计入这部分干泥量。

10.1.5 设计处理干泥量可根据设计浊度取值按式(10.1.4)求出,而设计浊度取值的确定目前还没有规定,一些工程按多年平均浊度的 4 倍取值,一些工程按多年平均浊度的 2 倍取值,还有一些工程根本就没有原水浊度资料,随意确定,取值比较混乱,急需解决这一问题。按多年平均浊度的 4 倍取值,是日本规范所采用的经验数据。其全量完全处理保证率达到 95% 及以上,也就是说多年日数的 95% 及以上可以达到全量完全处理。日本规范的保证率规定为 95%,但我国由于国情不同(我国西南地区一些河流平均浊度达到几百度,若达到保证率 95%,按多年平均浊度的 4 倍作为设计浊度的取值,设计处理干泥量很大,不堪重负),因此我国规范规定全量完全处理保证率为 75%~95%,提出设计浊度取值确定的经验计算式(10.1.5),并分别按几种典型的保证率 95%、

90%、85%、80%、75% 列出多年平均浊度的取值倍数,以方便计算。

理论上设计浊度的取值应按一定的保证率根据数理统计方法求出,但这需要 10 年以上原水浊度资料,一般工程上很难做到,而且水文计算所采用的数理统计分析也比较烦琐,按表 10.1.5 计算更方便一些。但是得出的计算结果偏于安全。

10.1.6 由于排泥水处理系统中的构筑物包含了处理和调蓄设施,处理设施对排泥水的浓缩倍数和污泥的回收率(捕获率)均存在一定的局限性,不同排泥水进入处理系统的时机、持续时间、瞬时流量和水质特性相差较大,从而使排泥水处理系统中污泥浊度和水量不断变化,但其在系统中的总量仍应保持不变。因此为了合理确定排泥水处理系统各单元的设计水力负荷与固体负荷、调蓄容量和设备选型,在排水处理工艺和系统构成确定后,应进行系统的水量和泥量的平衡计算。

在水量和泥量平衡计算分析时,水量应按各构筑物的设计或实际运行排水量计,泥量可按下列原则计算得出:

- (1) 沉淀(澄清)池排泥水的固体平均浓度可按 0.5% 计;
- (2) 气浮池泥渣中的固体平均浓度可按 1% 计;
- (3) 砂滤池反洗废水中的悬浮固体 SS 平均含量可按 300mg/L~400mg/L 计;
- (4) 初滤水和炭吸附池反洗废水中的固体量则可忽略不计。

10.1.7 排泥水经排泥水处理系统的浓缩和脱水处理后,系统最终会产生浓缩分离水、脱水分离水和一定含水率的脱水污泥三种产物,其中浓缩分离水的容量最大。因此为减少外排水和充分利用水资源,对尚具有一定回用价值和回用风险较小的浓缩分离水,在经过技术经济比较后可考虑全部或部分回用,并按本条规定的要求执行。

根据充分利用水资源和节约水资源的要求,滤池反冲洗水可以加以回收利用。20 世纪 80 年代以来,不少水厂采用了回收利

用的措施,取得了一定的技术经济效果。但随着人们对水质要求的日益提高,对回用水中的锰、铁等有害物质的积聚,特别是近年来国内外关注的贾第鞭毛虫和隐孢子虫的积聚,对由此产生的水质风险应予重视并做必要的评估。因此在考虑回用时,要避免有害物质和病原微生物的积聚而影响出水水质,采取必要措施。必要时,经技术经济比较,也可采取适当处理后再回用,以达到既能节约水资源又能保证水质的目的。

发生于 1993 年美国密尔沃基市的严重的隐孢子虫水质事故,引起各国密切关注。事故的原因之一是利用了滤池冲洗废水回用。为此美国等国家制定了滤池反冲洗水回用条例。加州、俄亥俄州等对回流量占总进水量的比例做了规定。因此本标准规定滤池反冲洗水回用应尽可能均匀,并在第 10.7.1 条对回流比做了规定。

10.1.8 因原水浊度一年四季是变化的,且排泥水处理系统的设计保证率最大为 95%,因此当实际发生的排水量或干泥量超出排泥水处理系统的设计负荷时,为保障排泥水处理系统的正常稳定运行,排泥水处理系统设计应留有一定的处理超量泥水的富裕能力,并在系统中设置应急超越设施和排放口。

10.1.9 对排泥水处理构筑物个数或分格数做一定的规定,主要是满足处理构筑物维修和清洗时的排泥水处理系统能维持一定规模的运行能力。

10.1.10 由于排泥水处理系统所处理的泥量主要来自沉淀池排泥,而沉淀池排泥水多采用重力流入排泥池,如果排泥水处理系统离沉淀池太远,造成排泥池埋深很大,因此排泥水处理系统应尽可能靠近沉淀池。当水厂地形有高差可利用时,为减少管道埋深,宜尽可能位于地势较低处。

10.1.11 一些水厂净化构筑物先建成投产,排泥水处理系统后建,厂内未预留排泥水处理用地,需在厂外择地新建。厂外择地不仅离沉淀池远,而且还有可能地势较高。因此应尽可能把调节构

筑物建在水厂内,以保证沉淀池排泥水和滤池反冲洗废水能重力流入调节池,使排泥池和排水池的埋深不至于因距离远而埋深太大。

10.2 工艺流程

10.2.1 目前国内外排泥水处理工艺流程一般由调节、浓缩、平衡、脱水、泥饼处置等基本工序组成。根据各水厂所处的社会环境、自然条件及净水厂沉淀池排泥浓度,其排泥水处理系统可选择其中一道或全部工序组成。例如,一些小水厂所处的社会环境是小城镇,附近有大河流,水环境容量较大,处理工艺可相对简单一些。当沉淀池排泥浓度达到含固率3%,则可不设浓缩池,沉淀池排泥水经调节后,可直接进入脱水工序,如北京市第三水厂沉淀池选型采用高密度沉淀池,高密度沉淀池排泥水经调节后进入离心脱水机前平衡池。

10.2.2 尽管水厂排泥水处理系统所采用的基本工序相同,但由于各水厂排泥水的性状差别很大,各水厂采用的脱水机种类不同,各工序的子工艺也不尽相同。如果脱水机选用板框压滤机,则脱水前处理即浓缩和脱水工序的子工艺可相对简单,可以采用一般加药前处理,甚至无加药前处理方式。如果选用带式压滤机,前处理方式要相对复杂一些,除了投加高分子絮凝剂外,可能还要投加石灰。对于排泥水性状是难以浓缩和脱水的亲水性泥渣,在国外,还需要在浓缩池前投加硫酸进行酸处理。因此各工序的子工艺应根据工程具体情况、通过试验并进行技术经济比较后确定。

10.2.3 沉淀池排泥平均含固率(排泥历时内平均排泥浓度)大于或等于3%时,一般能满足大多数脱水机械的最低进机浓度要求,因此可不设浓缩工序。但调节工序应采用分建式,不得采用综合排泥池,因为含固率较高的沉淀池排泥水被流量大、含固率低的滤池反冲洗废水稀释后,满足不了脱水机械最低进机浓度的要求。若浮动槽排泥池,则效果更好。

10.2.4 排泥水送往厂外处理时,在厂内设调节工序有以下优点:

(1)由于沉淀池排泥水和滤池反冲洗废水均为间歇性排放,峰值流量大,而在厂内设调节工序后,可均质、均量连续排出,减小排放流量,从而减小排泥管管径和排泥泵流量。若采用天然沟渠输送,由于间歇性排放峰值流量大,有可能造成现有沟渠壅水、淤积而堵塞。

(2)若考虑滤池反冲洗废水回用,则只需将沉淀池排泥水调节后,均质、均量输出。

10.2.6 本条为强制性条文,必须严格执行。通常排泥水处理系统的分离水多采用外排方式,浓缩设施所用的混凝剂或高分子凝聚剂不一定满足饮用水涉水卫生要求。此外,为提高脱水污泥的含固率,脱水设备所用的高分子凝聚剂一般为不能用于饮用水的阳离子或非离子型。因此当回用至净水系统时,浓缩和脱水工序使用的各类药剂必须满足涉水卫生要求。

10.3 调 节

I 一般规定

10.3.1 调节构筑物按组合形式分为分建式与合建式,分建式是排泥池与排水池分开建设,即单独设排泥池接纳和调节沉淀池排泥水,单独设排水池接纳和调节滤池反冲洗废水等。合建式是排泥池与排水池合建,也称综合排泥池,既接纳和调节沉淀池排泥水,又同时接纳和调节反冲洗废水,两者在池中混掺。由于沉淀池排泥水含固率比反冲洗废水高很多,混掺后沉淀池排泥水被反冲洗废水稀释,大幅度降低了进入浓缩池的排泥水浓度,影响浓缩效果。

排泥水回收利用主要是回收滤池反冲洗废水,反冲洗废水含固率低,水质比沉淀池排泥水好,原水所携带的有害物质主要浓缩在沉淀池排泥水里,分建式有利于反冲洗废水回收利用。因此一般推荐采用分建式。

10.3.2 调节池(包括排水池和排泥池)出流流量应尽可能均匀、连续,主要有以下几个原因:

(1)排泥池出流一般流至下一道工序重力连续式浓缩池,重力连续式浓缩池要求要求调节池出流连续、均匀。

(2)排泥水处理系统生产废水(包括经排水池调节后的滤池反冲洗废水)回流至水厂重复利用时,为了避免冲击负荷对净水构筑物的不利影响,也要求调节池出流连续、均匀。

10.3.3 调节池按其调节功能又可分为匀质、调量调节池和调量调节池,匀质、调量调节池的池中应设置扰流设施,如潜水搅拌器,对来水进行均质,利用池容对间歇来水进行调量,形成连续均匀出水。调量调节池可不设扰流设施,只有利用池容进行调量的功能。由于没有扰流设施,池中泥渣产生沉淀,因此应设置沉泥取出设施,如刮泥机,规模较小的,可设泥斗;其上清液则应经水面溢流取出。

10.3.4 调节池靠近沉淀池和滤池,可缩短收集管长度并为排泥水的重力流入创造有利条件。当重力流入不会导致调节池埋设过大时,采用重力流入方式,可减少系统中提升环节和水厂维护工作量。

10.3.5 当调节池出流设备发生故障时,为避免泥水溢出地面,应设置溢流口。

设置放空设施是便于清洗调节池。当高程允许时,可采用放空管;当高程不足时,可在池底设抽水坑,用移动排水设备放空。

II 排水池

10.3.6 排水池的入流来自滤池反洗水,出流对象可以是浓缩、回用(水质许可时)或排放(水质许可时),其入流和出流的时机、持续时间和流量变化较大。通常情况下,水厂滤池冲洗计划均以日为周期来设计或安排。因此应结合水厂净水和排泥水处理系统的设计或生产运行工况,进行24h为周期的各时段入流和出流的流量平衡计算分析,并考虑一定的余量后确定。对于新建水厂可按设

计运行工况计算分析,对已建水厂则宜按实际生产运行工况计算分析。

水厂如有初滤水排放,当滤池反洗水水质符合直接回用要求时,初滤水可纳入反洗水排水池;当滤池反洗水水质不符合直接回用要求时,则应单独设置初滤水排水池。

10.3.7 由于出流对象可以是浓缩、回用(水质许可时)或排放(水质许可时),在采用水泵排出时,按不同出流对象的入流条件和要求来配置水泵设备和设置一定的备用能力,可保证水厂净水和排泥水处理系统的稳定运行。此外,为适应短时或应急超量废水的排放要求,水泵配置上应考虑这部分的能力。

III 排 泥 池

10.3.8 排泥池的入流来自沉淀池排泥水,出流对象则是浓缩池,其入流和出流的时机、持续时间和流量变化较大。通常情况下,水厂沉淀池排泥计划均以日为周期来设计或安排。因此应结合水厂净水和排泥水处理系统的设计或生产运行工况,进行24h为周期的各时段入流和出流的流量平衡计算分析,并考虑一定的余量后确定。对于新建水厂可按设计运行工况计算分析,对已建水厂则宜按实际生产运行工况计算分析。

10.3.9 由于出流对象可以是浓缩或排放(水质许可时),在采用水泵排出时,按不同出流对象的入流条件和要求来配置水泵设备和设置一定的备用能力,可保证水厂净水和排泥水处理系统的稳定运行。此外,为适应短时或应急超量泥水的排放要求,水泵配置上应考虑这部分的能力。

IV 浮动槽排泥池

10.3.10 排泥池与排水池分建,主要原因之一是避免沉淀池排泥水被反冲洗废水稀释,以提高进入浓缩池的初始浓度,提高浓缩池的浓缩效果。当调节池采用分建式时,可采用浮动槽排泥池对沉淀池排泥水进行初步浓缩,进一步提高进入浓缩池的初始浓度。虽然多了浮动槽,但提高了排泥池和浓缩池的浓缩效果。

10.3.11 浮动槽排泥池是分建式排泥池的一种形式,以接纳和调节沉淀池排泥水为主,因此其调节容积计算原则同本标准第10.3.8条。由于采用浮动槽收集上清液,上清液连续、均匀排出,使液面负荷均匀稳定。因此这种排泥池如果既在容积上满足调节要求,又在平面面积及深度上满足浓缩要求,则具有调节和浓缩的双重功能。一般来说,按面积和深度满足了浓缩要求,其容积也一般能满足调节要求。因此池面积和深度可先按重力式浓缩池设计,然后再核对是否能满足调节要求。目前国内北京市第九水厂和深圳市笔架山水厂采用这种池型。

设置固定式溢流设施的目的是防止浮动槽一旦发生故障时,作为上清液的事故溢流口。

10.3.12 由于浮动槽排泥池具有调节和浓缩的双重功能,因此浓缩后的底泥与澄清后的上清液必然要分开,底泥由主流程排泥泵输往浓缩池,上清液应另设集水井和水泵排出。

V 综合排泥池

10.3.14 池中设扰流设备,如潜水搅拌机、水下曝气等,用以防止池底积泥。

10.4 浓 缩

10.4.1 目前,在排泥水处理中,大多数采用重力式浓缩池。重力式浓缩池的优点是日常运行费低,管理较方便;另外,由于池容大,对负荷的变化,特别是冲击负荷有一定的缓冲能力,适应原水高浊度的能力较强。目前,国内重力式浓缩池用得最多,其中又以辐流式浓缩池应用最广,另一种形式高效斜板浓缩池在占地面积紧张的情况下也可以采用。

当排泥水悬浮固体含量较小且沉降性能较好时,可采用离心浓缩。当排泥水悬浮固体含量较小且沉降性能较差时,可采用气浮浓缩。

10.4.2 每一种类型脱水机械对进机浓度都有一定的要求,低于

这一浓度,脱水机不能适应。例如,板框压滤机进机浓度可要求低一些,但含固率一般不能低于2%。又如,带式压滤机则要求大于3%,含固率太低,泥水有可能从滤带两侧挤出来。对于离心脱水机,如果浓缩设备不够完善,进机浓度达到含固率3%的保证率较低,则脱水机应适当选大一些,样本上提供的产率是一个范围,宜取低限或小于低限,大马拉小车,使脱水机在低负荷下工作,这样可适当提高离心脱水机内堰板高度,增加泥水在脱水机内的停留时间,来提高固体的回收率和泥饼的含固率。增加泥水在脱水机内的停留时间,相当于对泥水进行了预浓缩,但会增加脱水机的台数,增加日常耗电,应进行技术经济比较。

10.4.3 国内外重力式浓缩池一般多采用面积较大的中心进水辐流式浓缩池。虽然斜板浓缩池占地面积小,但斜板需要更换,容积小,缓解冲击负荷的能力较低。因此本条规定仍以辐流式浓缩池作为重力式浓缩池的主要池型。

10.4.4 本条是关于重力式浓缩池面积计算的原则规定。

浓缩池面积一般按通过单位面积上的固体量即固体通量确定。但在入流泥水浓度太低时,还要用液面负荷进行校核,以满足泥渣沉降的要求。

10.4.5 固体通量、液面负荷、停留时间与入流污泥的性质、浓缩池形式等因素有关。因此原则上固体通量、液面负荷及停留时间应通过沉降浓缩试验确定,或者按相似工程运行数据确定。

泥渣停留时间一般不小于24h,这里所指的停留时间不是水力停留时间,而是泥渣浓缩时间,即泥龄。大部分水完成沉淀过程后,上清液从溢流堰流走,上清液停留时间远比底流泥渣停留时间短。由于排泥水从入流到底泥排出,浓度变化很大,例如,排泥水入流浓度为含水率99.9%,经浓缩后,底泥浓度含水率达97%。这部分泥的体积变化很大,因此泥渣停留时间的计算比较复杂,需通过沉淀浓缩试验确定。一般来说,满足固体通量要求,且池边水深有3.5m~4.5m,则其泥渣停留时间一般能达到不小于24h。

对于斜板(斜管)浓缩池固体负荷、液面负荷,由于与排泥水性质、斜板(斜管)形式有关,各地所采用的数据相差较大,因此宜通过小型试验,或者按相似排泥水、同类型斜板数据确定。

10.4.7 重力式浓缩池的进水原则上是连续的,当外界因素的变化或设计不当造成进水不能连续而形成间歇式进水时,严重影响浓缩效果,可设浮动槽收集上清液,提高浓缩效果。

10.5 平 衡

10.5.1 通常情况下,浓缩池排泥与脱水设备的工作时机、持续时间、出流和入流流量并不一致。此外,浓缩池排泥一次排泥周期内的浓度也会有一定的变化,因此在浓缩池排泥与脱水设备设置平衡池,可起到平衡流量和稳定脱水设备的进泥浓度的作用。

10.5.2 平衡池的入流来自浓缩池排泥,出流对象则是脱水设备,其入流和出流的时机、持续时间和流量变化较大。通常情况下,浓缩池排泥和脱水设备工作时机与持续时间是以日为周期来设计。因此应按浓缩池排泥和脱水设备设计运行工况,进行24h为周期的各时段入流和出流的流量平衡计算分析,并考虑一定的余量后确定。根据目前国内外已建净水厂排泥水处理设施的情况,若采用重力浓缩池进行浓缩,调节容积相对较大,应付原水浊度及水量变化的能力较强,平衡池的容积可小一些;若采用调节容积较小的斜板浓缩或离心浓缩,则平衡池容积宜大一些。

10.5.3 采用圆形或方形有利于匀质防淤设备的合理布置。池中设潜水或立式搅拌机等匀质防淤设备,主要用以保持浓缩污泥的浓度稳定和防止池底积泥。

10.5.4 排泥管管径的确定应满足不淤流速的要求。当排泥水处理规模较小时,为满足不淤流速要求,所选管径可能小于本条规定的最小管径,为防止出现因管径过小而淤塞管道,应设置管道冲洗设施。通常可采用厂用水作为冲洗水源。

10.6 脱 水

I 一 般 规 定

10.6.1 目前国内外泥渣脱水大多采用机械脱水。当气候条件比较干燥,周围又有荒地可供利用时,规模较小的水厂也可采用干化场脱水。

10.6.2 脱水机械的选型既要适应前一道工序排泥水浓缩后的特性,又要满足下一道工序泥饼处置的要求。由于每一种类型的脱水机械对进机浓度都有一定的要求,低于这一浓度,脱水机难以适应,因此浓缩工序的泥水含水率是脱水机械选型的重要因素。如浓缩后含固率仅为2%,则宜选择板框压滤机。另外,下一道工序也影响机型选择,如为防止污染要求前一道工序不能加药,则应选用无加药脱水机械(如长时间压榨板框压滤机)等。

用于水厂泥渣脱水的机械目前主要采用板框压滤机和离心脱水机。带式压滤机国内也有使用,但对进机浓度和前处理的要求较高。因此本标准提出对于一些易于脱水的泥水,也可采用带式压滤机。

10.6.3 脱水机的产率和对进机浓度的要求不仅与脱水机本身的性能有关,而且还与排泥水的特性(如含水率、泥渣的亲水性等)有关。进机含水率越高,泥渣的亲水性越高,脱水后泥饼的含固率越低,脱水机的产率就越低。因此脱水机的产率及对进机浓度要求一般宜通过对拟采用的机型和拟处理的排泥水进行小型试验后确定。脱水机样本提供的相关数据的范围可作为参考。

受温度的影响,脱水机的产率冬季与夏季区别很大,冬季产率较低,在确定脱水机的产率时,应适当考虑这一因素。

10.6.4 由于超量泥水不进入脱水工序,进入脱水工序的是设计处理干泥量,因此所需脱水机的台数应根据设计处理干泥量、每台脱水机单位时间所能处理的干泥量(即脱水机的产率)及每日运行班次确定,正常运行时间可按每日1班~2班考虑。脱水机可不

设备用,当脱水机故障检修时,可用增加运行班次解决。但总台数一般不宜少于2台。

10.6.5 泥水在脱水前进行化学调质,由于泥渣性质及脱水机型的差别,药剂种类及投加量宜由试验或按相同机型、相似排泥水运行经验确定。若无试验资料和上述数据,当采用聚丙烯酰胺作药剂时,板框压滤机可按干固体质量的2%~3%,离心脱水机可按干固体质量的3%~5%计算加药量。

10.6.6 在脱水机间内,除脱水设备外,泥饼输送设备通常需要占据相当的空间和面积,因此在布置脱水机间时应综合考虑两者各自对空间和平面的需求。

10.6.7 把泥饼从脱水机输送到填埋地点要经过两个阶段,一个是厂内输送阶段,一个是厂外运输阶段。厂内输送即从脱水机到泥饼间,泥饼的输送方式有三种:

第一种方式是脱水后的泥饼经输送带如皮带输送机或螺旋输送机先送至泥饼堆积间,再用铲车等装载机将泥饼载入运输车运走。泥饼堆置间按3d~7d的泥饼发生量设计。

第二种方式是泥饼经皮带输送机或螺旋输送机送到具有一定容积的料仓内储存,当料仓内泥饼达到一定容量时,打开料仓底部弧门卸料。料仓容量应大于1台运输车的载重量,底部空间的高度应能通过运输工具,并满足操作弧门开启卸料的要求。

第三种方式是设置一个泥斗,泥斗容量较小,泥饼不在泥斗中储存,泥斗只起便于收集泥饼和通道的作用。泥斗底部空间的高度应能通过运输车辆,运输车辆直接放在泥斗下面等候皮带输送机或螺旋输送机转送过来的泥饼。

这三种厂内输送方式应根据所处理泥量的多少,泥饼的出路及厂外运输条件确定。当泥量多、泥饼的出路经常变换不稳定,厂外运输条件不太好时,宜采用第一种方式,例如,赶上雨雪天气,路不好走;或者运输路线要经过闹市区,只能晚上运输或者是泥饼还临时找不到出路,泥饼可临时储存在泥饼堆置间。第二种方式泥

饼的装载速度快,可以很快装满运泥车辆外运,节省了运输工具等待的时间,提高了运输效率,不需要像第三种方式那样,车等泥饼,运输工具的使用效率低;而且也不需要装载铲车。节省了运行费用,还改善了工作环境。第二种方式适用于运距较长,需要充分发挥运输工具效率的情况。第三种方式不需要建造泥饼间储存泥饼,也不需要装载铲车,工程投资较其他两种方式低,适用于所处理的泥量较小,厂外运输距离不长这种情况。

10.6.8 脱水机间在设备冲洗、维修时地面会留下部分泥水,泥饼间地面则不可避免地会留有较多泥水。为保持室内适度的整洁度,需定期进行地面冲洗,故应设有及时排除冲洗废水的地面排水系统。由于泥水中含有一定量的泥沙,故排水管布置上应设有方便管中淤积泥沙疏通设施。

10.6.9 泥水和泥饼会散发出泥腥味,因此脱水间内应设置通风设施,进行换气。因离心脱水机和板框压滤机的进泥压榨泵工作时会产生较大的噪声,故应采取消除噪声的措施,通常可通过设隔音墙和吸音板等措施。

10.6.10 脱水机分离水的悬浮固体含量通常可达数千到上万ppm,且分离水的浓度与流量变化因脱水设备的不同而呈现不同的变化规律,设置分离水回收并调节后,可使排水保持持续、稳定和均匀,有效减少排出管的淤积现象。

10.6.11 因浓缩泥水在管道内容易淤积,需定期冲洗清淤,故应设冲洗水注入口和排出口。因管道弯头处最容易磨损和淤积,且不易清洗,故应设置容易拆卸和更换的弯头。

10.6.12 脱水机房应尽可能靠近浓缩池,主要是为了缩短输送浓缩泥水的管道长度,减少容易堵塞的弯头、三通等零件。以减少日常维修维护工作量。

II 板框压滤机

10.6.13 因板框压滤机是通过高压压榨实现对泥水的分离,并分离部分吸附于污泥颗粒上的毛细水,泥水分离的效率高于离心

脱水,故其进泥的浓度要求通常低于离心机。在进泥浓度给定的条件下,设计选型时除对固体通量和泥水流量这两项设备主要规模性能参数提出要求外,还应对脱水泥饼含固率和固体回收率这两项设备主要质量性能参数提出要求。因板框压滤机脱水效率较高,故对其泥饼含固率和固体回收率应达到的性能指标提出较高的要求。

10.6.14 板框压滤机每工作一批次,其滤水滤布上的滤水微孔会有较严重的堵塞而影响下一批次的工作性能。通常采用高压水对滤布进行强化清洗可有效恢复其滤水性能。

10.6.15 由于板框压滤机总重量可达百吨以上,整体吊装比较困难,宜采用分体吊装。起重量可按整机解体后部件的最大重量确定。如果安装时不考虑脱水机的分体吊装,宜结合更换滤布的需要设置单轨吊车。

10.6.16 滤布应具有强度高、使用寿命长、表面光滑、便于泥饼脱落。由于各种滤布对不同性质泥渣及所投加的药剂的适应性有一定的差别,因此滤布的选择应对拟处理排泥水投加不同药剂进行试验后确定。

10.6.17 本条是关于板框压滤机投料泵配置的规定:

(1)为了在投料泵的输送过程中,使化学调质所形成的絮体不被打碎,宜选择容积式水泵。

(2)由于投料泵启、停频繁,且浓缩后的泥水浓度大,因此宜采用自灌式启动。

III 离心脱水机

10.6.18 离心脱水机有离心过滤、离心沉降和离心分离三种类型。水厂及污水处理厂的污泥浓缩和脱水,其介质是一种固相和液相重度相差较大、固相粒度较小的悬浮液,适用于离心沉降类脱水机。离心沉降类脱水机又分立式和卧式两种,水厂脱水通常采用卧式离心沉降脱水机,也称转筒式离心脱水机。

10.6.19 由于离心脱水是通过 2500 倍~3500 倍的重力加速度

所产生的离心力来实现泥水的重力分离,对吸附于污泥颗粒上的毛细水几乎无任何分离作用,故其进泥浓度的要求高于板框压滤机,而脱水泥饼含固率和固体回收率性能要求则相应低于板框压滤机。

10.6.20 分离因数是离心脱水机的一项重要辅助性能参数,代表了重力加速度的倍数,通常在 2500~3500。当无试验数据支撑和可参照经验时,可将该参考性能指标作为设备选型的一项技术要求提出。

10.6.21 离心脱水机工作时因高速旋转而产生很高的噪声,为消除噪声对工作人员的职业接触危害,应采取隔离和降噪措施,使脱水机房内外的噪声控制在现行国家标准《工业企业噪声控制设计规范》GB/T 50087 规定的限值内。

10.6.22 离心脱水机前应设置污泥切割机可对泥渣中长纤维及较大的物体进行有效切割,避免其缠绕离心脱水机螺旋和堵塞离心脱水机排泥口。

IV 干化场

10.6.23 与机械脱水不同,因干化场设计面积的计算采用了平均干泥量作为基数之一,因此合理选用平均干泥量非常重要。当原水水质数据较为充分时,宜采用数理统计的方法,宜以出现频率最高的干泥量作为平均干泥量。

10.6.24 由于干化周期和干泥负荷与泥渣的性质、年平均气温、年平均降雨量、年平均蒸发量等因素有关。因此宜通过试验确定或根据以上因素,参照相似地区经验确定。

10.6.25 对单床面积做此建议范围,是基于布泥、透水和排水的均匀性考虑。床数不宜少于 2 个,是为了满足干泥清运期间系统仍可维持工作。

10.6.26 布泥的均匀性是干化床运作好坏的重要因素,而布泥的均匀性又与进泥口的个数及分布密切相关。当干化场面积较大时,要布泥均匀,需设置的固定布泥口个数太多,因此宜设置桥式

移动进泥口。

10.6.29 干化场运作的好坏,迅速排除上清液和降落在上面的雨水是一个非常重要的方面。因此干化场四周应设上清液及雨水的排除装置。排除上清液时,一部分泥渣会随之流失,而可能造成上清液悬浮物含量超过国家排放标准,因此在排入厂外市政排水管道前应采取一定措施,如设沉淀池等。

10.7 排泥水回收利用

I 一般规定

10.7.1 水厂排泥水水质与原水水质密切相关,是原水水质的浓缩。一些排泥水只是悬浮物含量高,可直接回流至混合设备前,与原水及药剂充分混合后进入沉淀、过滤等水处理环节,去除悬浮物。但也有一些排泥水除悬浮物含量高外,一些有害指标也超标,如果不经处理直接回用,会造成铁、锰及有害生物指标藻类、两虫指标的循环往复而富集,并堵塞滤池,影响净水厂出水水质。排泥水经过处理后,根据处理的程度,可进入混凝沉淀(澄清)、滤池、颗粒活性炭吸附池,或经消毒后直接进入清水池。例如,北京市第九水厂滤池反冲洗废水和浓缩池上清液经膜处理后,送入颗粒活性炭吸附池。

排泥水是否回用,特别是排泥水水质较差,需要经过处理后才能回用,要经过技术经济比较后确定,如果当地水源充足,经过处理后再回用,经济上不合算,也可弃掉。

回流量在时空上均匀分布是指在时间上尽可能 24h 连续均匀回流,在空间上均匀分布是要求回流量不能集中回流到某一期或某一点,即要求全部回流量与全部原水水量均匀混合。应避免集中时段回流对水厂稳定运行带来的不利影响。

10.7.2 当反冲洗废水和初滤水水质相差很大,反冲洗废水水质不符合直接回用要求,需要处理后再回用时,则应分别设排水池进行调节。以避免两者混合后再行处理的不经济做法。

10.7.3 在回流管路上安装流量计,可实现对回流比和投药量的合理控制。

10.7.4 回流泵采用变频调速可根据水厂实际处理流量对回流量和回流比进行合理控制。保障水厂在各种运行流量下均能稳定运行。

II 膜处理滤池反冲洗废水

10.7.5 由于微滤或超滤膜对水中有机物、氨氮和藻源性有机物几乎无去除能力,为防止回用过程中的有害物的富集,在原水有机物、氨氮和藻含量较高时不主张采用膜法用于水厂滤池反冲洗废水的回用处理。

10.7.6 滤池反冲洗废水中主要含有悬浮物,采用适度的混凝或混凝沉淀预处理,将有助于提高膜处理系统的处理效率。预处理后的出水浊度指标应通过试验或参照相似工程的运行经验确定,基于国内已有工程案例的经验,预处理后的出水浊度宜小于或等于15NTU。

10.7.7 排水池的进水是间歇和不均匀的,经排水池调节后出水是连续和均匀的,这符合膜处理系统进水的要求。排水池的调节容积按大于最大一次反冲洗水量确定。如果排水池与膜处理反冲洗废水同步建成,则排水池可作为膜处理系统进水的调节池,排水泵可作为进入膜处理的提升泵。如果是后建,是否新建调节池视具体情况而定。北京市第九水厂膜处理反冲洗废水另设进水调节池,调节容积按最大一次反冲洗水量的1.5倍设计。

10.7.8 滤池反冲洗废水中悬浮物的含量较高,平均约为300mg/L~400mg/L,因此,滤池反冲洗废水进入膜处理之前即使经过了预处理,膜通量仍宜选用低值。

10.7.9 考虑到水厂清水池中的水已经消毒,因此膜系统出水须经消毒后才可进入清水池。由于微滤或超滤膜无法有效去除水中微量有机物或臭味物质,所以当水厂净水工艺中具有能够有效去除这些物质的颗粒活性炭吸附或臭氧生物活性炭设施时,同时对

水厂出水的微量有机物含量或嗅味有较高要求时,膜系统出水宜进入这些设施再处理。

III 气浮处理滤池反冲洗废水

10.7.10 由于微滤或超滤膜对水中有机物、氨氮和藻源性有机物几乎无去除能力,为防止回用过程中的有害物的富集,在原水有机物、氨氮和藻含量较高时不主张采用膜法对滤池反冲洗废水进行回用处理,可采用气浮工艺处理这种滤池反冲洗废水。

10.7.11 由于气浮只适于原水浊度小于 100mg/L,而反冲洗废水悬浮物含量一般大于 100mg/L,因此气浮工艺前应有混凝沉淀等预处理设施。

10.8 泥饼处置和利用

10.8.1 目前,国内净水厂排泥水处理的脱水泥饼,基本上都是采用地面填埋的方式处置。由于地面填埋需要占用大量土地,还有可能造成新的污染。此外,因泥饼含水率太高,受压后强度不够,有可能造成地面沉降。因此有效利用才是未来泥饼处置的方向。

10.8.3 当泥饼填埋场远期规划有其他用途时,填埋应能适用该规划目标。例如规划有建筑物时,应考虑填埋后如何提高场地的地耐力,对泥饼的含水率及结构强度应有一定的要求。如果规划为公园绿地,则填埋后泥土的性状不应妨碍植物生长。

10.8.4 对于泥饼的处置,国外有单独填埋和混合填埋两种方式。国内水厂脱水泥饼处置目前大多数采用单独填埋,其原因是泥饼含水率太高,难以压实。如果条件具备,如泥饼含水率很低,能承受一定的压力,满足城市垃圾填埋场的要求,宜送往垃圾填埋场与城市垃圾混合填埋。

11 应急供水

11.1 一般规定

11.1.2 本条对参与应急供水的相关设施的基本能力和应急模式做了规定。规定应急净水设施、应急水源与常用水源的工程切换设施具备快速切换功能,是实现尽快启动应急供水和消除事件影响的必要条件。城镇配水管网具备一定的域外调水能力,可有力保障应急供水期间居民基本生活用水需求,维持社会稳定。

11.1.3 对城市供水具有重要作用的集中式水源工程和主力水厂具备应急净化处理能力,可有效保证应急供水水量和水质。在一定条件下,充分发挥从水源到水厂现有设施的应急净水能力,不仅可节约应急净水设施的建设与维护成本,还可实现快速启动应急净水设施的目标。

11.1.4 在确定应急水源规模时,一方面要考虑到供水风险的持续时间,另一方面要考虑到风险期的日需水量。对于水资源丰富的城市,风险期日需水量可按平时的日需水量考虑。对于水资源贫乏的城市,应急水源的建设可只考虑基本的生活和生产用水需要,风险期日需水量可根据城市的实际情况和用水特征,可按平时日需水量的一定比例进行压缩。

应急供水时,应按先生活、后生产、再生态的顺序,降低供应。现行国家标准《城市给水工程规划规范》GB 50282 根据分析《城市居民生活用水量标准》GB/T 50331 的居民家庭生活人均日用水量调查统计表,规定了居民基本生活用水指标不宜低于 80L/(人/d),包括饮用、厨用、冲厕和淋浴。

11.2 应急水源

11.2.1 应急水源的规划水量可按规划期总需水量的一定比例计算,也可根据各城市的水源实际情况进行规划,但应该考虑到城市未来的发展需求。

11.2.2 当城市本身水资源贫乏,不具备应急水源建设条件时,应考虑域外建设应急水源,考虑几个城市之间的相互备用。当城市采用外域应急水源或几个城市共用一个应急水源时,应根据区域或流域范围的水资源综合规划和专项规划进行综合考虑,以满足整个区域或流域内的城市用水需求平衡。

11.2.4 由于水源保护的要求不同,应急水源水质可能和常用水源存在一定差异,其水质如能与常用水源相近、水量可满足应急供水期间的需求或水质能经过水厂应急处理实现基本达标,则供水风险期进行水源切换后,可有效保证水厂出水水质基本达标的要求。

11.3 应急净水

11.3.1 为提高城镇供水系统应对突发性水源污染的能力,应通过对城市供水总体情况及水源地、水厂潜在风险及现有输配水与净水设施的基础资料收集,分析城市突发性水源污染的潜在风险(包括点源污染源、面源污染源和移动源污染)等,并对城市供水系统应对突发性水源污染的风险能力进行评估,确定所需应对的突发污染物的种类和应采取应急净水措施。应急净水措施可包括新建设施和对现有从水源到水厂的输配水、调蓄以及水厂净水设施的充分利用或适度改造利用。

11.3.2 不同的污染物需要采取针对性的应急处理技术,各种应急处理技术的适用范围和工艺及其参数的选用等,除可按本规定执行外,也可参照《城市供水系统应急净水技术指导手册》建议的有关方法实施。

11.3.3 粉末活性炭吸附技术可以去除农药、芳香族和其他有机物等一些污染物。粉末活性炭吸附技术可以去除饮用水相关标准中农药、芳香族和其他有机物等 61 种污染物。农药类：滴滴涕、乐果、甲基对硫、磷、对硫磷、马拉硫磷、内吸磷、敌敌畏、敌百虫、百菌清、莠去津(阿特拉津)、2,4-滴、灭草松、林丹、六六六、七氯、环氧七氯、甲草胺、呋喃丹、毒死蜱。芳香族：苯、甲苯、乙苯、二甲苯、苯乙烯、一氯苯、1,2-二氯苯、1,4-二氯苯、三氯苯(以偏三氯苯为例)、挥发酚(以苯酚为例)、五氯酚、2,4,6-三氯苯酚、2,4-二氯苯酚、四氯苯、六氯苯、异丙苯、硝基苯、二硝基苯、2,4-二硝基甲苯、2,4,6-三硝基甲苯、硝基氯苯、2,4-二硝基氯苯、苯胺、联苯胺、多环芳烃、苯并芘、多氯联苯。其他有机物：五氯丙烷、氯丁二烯、六氯丁二烯、阴离子合成洗涤剂、邻苯二甲酸二(2-乙基己基)酯、邻苯二甲酸二丁酯、邻苯二甲酸二乙酯、石油类、环氧氯丙烷微囊藻毒素、土臭素、二甲基异茨醇、双酚 A、松节油、苦味酸。

由于污染物的品种和污染程度的不确定性,通常应急处置时,应根据现场情况进行试验验证,确定实际投加量,故规定粉末活性炭设计应急投加量在 20mg/L~40mg/L 的基础上适度留有一定的富裕能力,以适应实际需求。实现适度富裕能力的基本方法可采用提高粉末活性炭炭浆配置和投加设备炭浆浓度的适用范围,如从常规的 5% 提高到 10%,或适度增加炭浆配置和投加设备的备用能力等。

11.3.4 弱碱性化学沉淀法适用于镉、铅、锌、铜、镍等金属污染物。在水厂混凝剂投加处加碱(液体氢氧化钠),调整水的 pH 值至弱碱性,生成不溶于水的沉淀物,通过混凝沉淀过滤去除,再在过滤后加酸(盐酸或硫酸)调整至中性。混凝剂可以采用铝盐或铁盐,在较高 pH 值条件下运行应优先采用铁盐,以防止出水铝超标。水厂需设置相应的酸、碱药剂投加设备和 pH 值监测控制系统,其中加碱设备的容量一般按 pH 值最高调整到 9.0 考虑,加酸设备按回调 pH 值至原出厂水 pH 值考虑。

弱酸性铁盐沉淀法适用于镉、钼等污染物。混凝剂采用铁盐(聚合硫酸铁或三氯化铁),在水厂混凝剂投加处加酸(对应为盐酸或硫酸),调整水的 pH 值至弱酸性,在弱酸性条件下用氢氧化铁矾花吸附污染物,通过混凝沉淀去除,再在过滤前加碳酸钠,调整至中性,以保持水质的化学稳定性。当高投加量混凝剂带入杂质二价锰较多时,需在过滤前增加氯化除锰措施。水厂需设置相应的酸、碱药剂投加设备和 pH 值监测控制系统,其中加酸设备的容量一般按 pH 值最低调整到 5.0 考虑,加碱设备按回调 pH 值至原出厂水 pH 值考虑。

硫化物化学沉淀法适用于镉、汞、铅、锌等污染物。沉淀剂采用硫化钠,投加点设在混凝剂投加处,把水中污染物生成难溶于水的化合物,在后续的混凝沉淀过滤中去除,多余的硫化物在清水池中用氯分解成无害的亚硫酸根和硫酸根。水厂需设置硫化钠投加设施,最大投加量一般按 1.0mg/L 设计。

预氧化化学沉淀法适用于砷、锰、砷等污染物。预氧化剂采用高锰酸钾、氯或二氧化氯,投加点设在混凝剂投加处,把水中的一价砷氧化为三价砷、二价锰氧化为四价锰,从而生成难溶于水的化合物,在后续的混凝沉淀过滤中去除。除砷必须采用铁盐混凝剂,原水中的三价砷需先氧化为五价砷,如原水中的砷主要为五价砷可以不用预氧化。水厂需设置预氧化的氧化剂投加设施,高锰酸钾最大投加量一般按 1.0mg/L 设计。

预还原化学沉淀法适用于六价铬污染物,还原剂可采用硫酸亚铁、亚硫酸钠、焦亚硫酸钠等。投加点设在混凝剂投加处。把六价还原成难溶于水的三价铬,在混凝沉淀过滤中去除。

应急处置时,应根据现场情况进行试验验证,确定运行的工艺条件和药剂投加量。

11.3.5 由于常规处理工艺水厂已有氯或二氧化氯等消毒工艺设施,深度处理工艺水厂则还有臭氧氧化工艺设施,因此从考虑应急净水需要,设计中应适度提高这些设施的设计处理能力,以节约工

程投资和方便运行维护。

11.3.6 应对难于吸附或氧化的挥发性污染物的方法适用于氯乙烯、二氯甲烷、1,2-二氯乙烷、1,1-二氯乙烯、1,2-二氯乙烯、四氯化碳、三氯乙烯、四氯乙烯、1,1,1-三氯乙烷、1,1,2-三氯乙烷、三氯甲烷、一溴二氯甲烷、二溴一氯甲烷、三溴甲烷、三卤甲烷总量等饮用水相关标准中的 15 项污染物。

曝气吹脱应尽量利用从取水口到水厂的具有自由液面的既有设施来实施,如泵房前池和出水井、输水系统中的调蓄水池、水厂配水井等。

11.3.7 发生水源大规模微生物污染时,特别是在发生地震、洪涝、流行病疫情暴发、医疗污水泄漏等情况下,水中的致病微生物浓度会大大增加,此时需采用强化消毒技术。设计中除应适度增强加注设备的备用能力外,加注管线和加注点的设置应具有适应多点加注的可能,并便于常态加注与应急加注的快速灵活切换。

加注点的设置还应结合水厂净水工艺流程特点,避免应急加注时消毒副产物可能超标的现象出现。

11.3.8 藻类暴发时不仅对水质安全带来威胁(如藻毒素、嗅、味等超标),同时对水厂稳定运行也会产生严重影响(如干扰混凝影响沉淀效果、堵塞滤床等),而采用综合处理技术可有效控制和消除上述共生的不利现象。

11.3.10 应急处理药剂的加药设施与水厂常用加药设施进行统筹布置设计,不仅可方便水厂安全管理,也可节约工程投资。

11.3.11 由于应急净水期间水厂处理设施的污染负荷增加,转移到其排泥水中的污染物会高度富集,因此从保障水厂水质安全考虑,采用排泥水回用系统的水厂应设置应急排放设施,以备水厂应急净水期间临时排除回用风险极大的排泥水。

12 检测与控制

12.1 一般规定

12.1.1 给水工程检测与控制涉及内容很广,本章内容主要是规定一些检测与控制的设计原则,有关仪表及控制系统的细则应依据国家或有关部门的技术规定执行。

本章中所提到的检测均指在线仪表检测。

给水工程检测及控制内容应根据原水水质、采用的工艺流程、处理后的水质,结合当地生产管理运行要求及投资情况确定。有条件时可优先采用集散型控制系统,系统的配置标准可视城市类别、建设规模确定。城市类别、建设规模按《城市给水工程项目建设标准》(建标 120—2009)执行。建设规模小于 $5 \times 10^4 \text{ m}^3/\text{d}$ 的给水工程可视具体情况设置检测与控制。

12.1.2 自动化仪表及控制系统的使用应有利于给水工程技术和现代化生产管理水平的提高。自动控制设计应以保证出厂水质、节能、经济、实用、保障安全运行、提高管理水平为原则。自动化控制方案的确定,应通过调查研究,经过技术经济比较确定。

12.1.3 根据工程所包含的内容及要求选择系统类型,系统设计要兼顾现有及今后发展。

12.2 在线检测

12.2.1 地下水取水构筑物必须设有测量水源井水位的仪表。为考核单井出水量及压力应检测流量及压力。井群一般超过 3 眼井时,建议采用“三遥”控制系统,为便于管理必须检测控制与管理所需的相关参数。

地表水取水水质一般检测浊度、pH 值,根据原水水质可增加

一些必要的检测参数。

12.2.2 对水厂进水的检测,可根据原水水质增加一些必要的水质检测参数。

加药系统应根据投加方式及控制方式确定所需要的检测项目。

消毒还应视所采用的消毒方法确定安全生产运行及控制操作所需要的检测项目。

清水池应检测液位,以便于实现高低水位报警、水泵开停控制及水厂运行管理。

水厂出水的检测,可根据处理水质增加一些必要的检测。

12.2.3 输水形式不同,检测内容也不同。应根据工程具体情况和泵站的位置等因素确定检测要求。长距离输水时,特别要考虑到运行安全所必需的检测。

水泵电机应检测相关的电气参数,中压电机应检测绕组温度。为了分析水泵的工作性能,应有检测水泵流量的措施,可以采用每台水泵设置流量计,也可采用便携式流量计在需要时检测。

12.2.4 配水管网特征点的水力和水质参数检测是科学调度和水质控制的基本依据。为满足用户对水量、水压和水质的要求,降低配水管网能耗,需要对配水管网的压力分界线变化、管网泵站进出水流量与压力、调蓄池水位等进行在线检测。目前,许多城市为保证供水水质已在配水管网装设余氯、浊度等水质检测仪表。

12.2.5 机电设备的工作状况与工作时间、故障次数与原因对控制及运行管理非常重要。随着给水工程自动化水平的提高,应对机电设备的状态进行检测。

12.3 控 制

12.3.3 目前,井群自动控制已在不少城市和工业企业水厂建成并正常运行。实现井群“三遥”控制,可以节约人力,便于调度管理,提高安全可靠性和。

12.3.4 对于二、三类城市 10 万 m^3/d 以下规模的小型水厂,一般可采用可编程序控制器对主要生产工艺实现自动控制。

对 10 万 m^3/d 及以上规模的大、中型水厂,一般可采用集散型微机控制系统,实现生产过程的自动控制。

12.4 计算机控制管理系统

12.4.1 计算机控制管理系统是用于给水工程生产运行控制管理的计算机控制系统。本条对系统功能提出了总体要求。

S/N:155182 · 0487



统一书号: 155182 · 0487

定 价: 58.00元

9 155182 048706