给水排水设计手册. 第二版 第05期. 城镇排水

目　　录

3 排水泵站

4 城镇污水处理总论

7　二级处理—生物膜法

8　三级处理

12　有关标准、规范、规程

附 录

1 排水管渠及附属构筑物

1.1 管渠水力计算

1.1.1 流 量 公 式

$$Q = Av \quad (m^3/s) \tag{1-1}$$

式中 A——水流有效断面面积(m^2)；

v——水流断面的平均流速(m/s)。

1.1.2 流 速 公 式

$$v = \frac{1}{n}R^{2/3}i^{1/2} \tag{1-2}$$

式中 i——水力坡降，重力流管渠按管渠底坡降计算，$i = \frac{h}{l}$(即管渠段的起点与终点的高差与该段长度之比)；

R——水力半径(m)，$R = \frac{A}{P}$，P—湿周(m)；

n——粗糙系数。

设计常用的排水管渠水力计算，见给水排水设计手册第1册《常用资料》。

1.2 污 水 管 道

1.2.1 一 般 规 定

1.2.1.1 流速、充满度、坡度

最大设计流速、最大设计充满度，最小设计流速见表1-1。

污水管道最大设计流速、最大设计充满度、最小设计流速 表1-1

管径(mm)	最大设计流速(m/s)		最大设计充满度	在设计充满度下最小设计流速(m/s)
	金属管	非金属管		
200	≤10	≤5	0.55	0.60
300			0.55	

续表

管　径 (mm)	最大设计流速(m/s)		最大设计充满度	在设计充满度下最小设计流速(m/s)
	金属管	非金属管		
400	≤10	≤5	0.65	0.60
500			0.70	
600			0.70	
700			0.70	
800			0.70	
900			0.70	
1000			0.75	
>1000			0.75	

注：1. $n=0.014$。

2. 计算污水管道充满度时，不包括淋浴水量或短时间内突然增加的污水量。但管径≤300mm时，按满流复核。

3. 含有金属，矿物固体或重油杂质的工业废水管道，其最小设计流速宜适当提高。

根据泥沙运动的概念，运动水流中的泥沙由于惯性作用，其止动流速(由运动变为静止的临界流速)在0.35～0.40m/s(沙粒径 $d=1$mm)左右，大于止动流速就不会沉淀，但在过小流速下所沉淀的泥沙要使它从静止变为着底运动的开动流速需要较大，要从着底运动变为不着底运动或扬动的流速则需更大，扬动流速约为止动流速的2.4倍，设计中主要以止动流速考虑。

北京市市政工程设计院1965年对北京已建成的污水管道进行了大量观测，得到的不淤流速一般在0.4～0.5m/s左右，它与上述止动流速值相近似，鉴此在平坦地区的一些起始管段用略小的流速与管坡设计不致产生较多淤积，当流量与流速增大时已沉淀的微小泥粒也会被扬动随水下流，但因此可降低整个下游管系的埋深，在地形不利的情况下，起始管段的管坡与流速可以考虑适当降低。

1.2.1.2　设计最小管径及最小坡度

设计最小管径及最小坡度见表1-2。

污水管设计最小管径及最小坡度　　表1-2

类　型	位　置	设计最小管径(mm)	设计最小坡度
工业废水管道	在厂区内	200	0.004
生活污水管道	在厂区内	200	0.004
	在街坊内	200	0.004
	在城市街道下	300	0.003

注：1. 在地形坡度较陡处，城市街道下生活污水管最小管径可采用200mm。

2. 对受水质水温影响，易在管壁上结垢或易附着纤维的管道，其断面的确定必须考虑维护检修的方便，或适当放大管径一至二级。

3. 工业废水出厂管道的管径，不得小于厂房排出管的管径。

4. 压力输污泥管最小管径可为150mm。

1.2.1.3　最小覆土厚度与冰冻层内埋深

(1) 管道最小覆土厚度，在车行道下一般不小于0.7m；但在土壤冰冻线很浅(或冰冻线

虽深，但有保温及加固措施）时，在采取结构加固措施，保证管道不受外部荷载损坏情况下，也可小于0.7m，但应考虑是否需保温。常用混凝土360°满包。

(2) 冰冻层内管道埋设深度

1) 无保温措施时，管内底可埋设在冰冻线以上0.15m。

2) 有保温措施或水温较高的管道，管内底埋设在冰冻线以上的距离可以加大，其数值应根据该地区或条件相似地区的经验确定。

以上两种情况的最小覆土厚度均不宜小于(1)条要求。

1.2.1.4 工业废水排入城市污水管道的水质标准

工业废水排入城市污水管道，应取得当地城建主管部门的同意。水质应不影响城市污水管道和污水处理厂的正常运行，不对养护管理人员造成危害，不影响处理后出水和污泥的排放和利用，其排入的水质最高允许浓度必须符合现行《污水综合排放标准》、《污水排入城市下水道间水质标准》等有关标准。并必须遵守以下基本要求：

(1) 严禁排入腐蚀下水道设施的污水。

(2) 严禁向城市下水道倾倒垃圾、积雪、粪便、工业废渣和易于沉积和影响维护的物质。

(3) 严禁向城市下水道排放剧毒物质（氰化钠、氰化钾等），易燃、易爆物质（汽油、煤油、重油、润滑油、煤焦油、苯系物、醚类及其他有机溶剂等）和有害气体。

(4) 医疗卫生，生物制品，科学研究，肉类加工等含有病原体的污水必须经过严格的消毒处理，还必须按有关专业标准执行。

(5) 放射性污水必须按《放射防护规定》执行。

(6) 超过上述有关水质标准的工业废水，不得用稀释法降低其浓度后排入城市下水道。

(7) 各城市因自然条件和工业废水成分不同，可因地制宜制定地方标准，在有条件的城市，也可采用总量控制。根据国内外经验，只要符合有关规定，工业废水以集中排至城市污水厂与生活污水共同处理较为经济合理。

1.2.2 污水量标准及变化系数

1.2.2.1 污水量

(1) 居住区生活污水量标准，应根据本地区气候条件，建筑物内部设备情况，生活习惯，生活水平等因素确定。表1-3、4引自《室外排水设计规范》(GBJ 14—87)局部修订条文(1997年12月)。

居民生活用水定额(平均每人L/d) **表1-3**

城市规模 / 分区	特大城市	大城市	中、小城市
一	140～210	120～190	100～170
二	110～160	90～140	70～120
三	110～150	90～130	70～110

如有本地区或相似条件地区实际统计的生活用水量（或当地污水量标准）时，生活污水量标准也可按实际生活用水量（或当地污水量标准）计算。

(2) 工业企业中的生活污水量和淋浴水量及厂内公用建筑物排水量见给水排水设计手

册第2册《建筑给水排水》或其他有关资料。

综合生活用水定额(平均每人 L/d)　　表 1-4

分区 \ 城市规模	特大城市	大城市	中、小城市
一	210～340	190～310	170～280
二	150～240	130～210	110～180
三	140～230	120～200	100～170

注：1. 居民生活污水定额和综合生活污水定额应根据当地采用的用水定额，结合建筑内部给排水设施水平和排水系统普及程度等因素综合考虑确定。对给排水系统完善的地区可按用水定额的90%计。一般地区可按用水定额的80%计。

2. 居民生活污水指居民日常生活中洗涤、冲厕、洗澡等产生的污水；综合生活污水指居民生活污水和公共设施排水两部分的总水量。公共设施排水指娱乐场所、宾馆、浴室、商业网点、学校和机关办公室等地方产生的污水。

3. 特大城市指：市区和近郊区非农业人口100万以上的城市；大城市指：市区和近郊区非农业人口50万以上不满100万的城市；中、小城市指：市区和近郊区非农业人口不满50万的城市。

4. 一区包括：贵州、四川、湖北、湖南、江西、浙江、福建、台湾、广东、广西、香港、澳门、海南、上海、云南、江苏、安徽；二区包括：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。

5. 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。

(3) 工业废水量，按单位产品的废水量计算，或按实测的排水量计算，并与国家现行的工业用水量有关规定协调。

(4) 在地下水位较高的地区，宜适当考虑地下水入渗量，一般按设计污水量的10%计，或按 $1km^2$ 为 $1000m^3/d$ 估算。

1.2.2.2　变化系数

(1) 生活污水量变化系数：

$$日变化系数\ K_1=\frac{最大日污水量}{平均日污水量} \tag{1-3}$$

$$时变化系数\ K_2=\frac{最大日最大时污水量}{最大日平均时污水量} \tag{1-4}$$

$$总变化系数\quad K_z=K_1K_2 \tag{1-5}$$

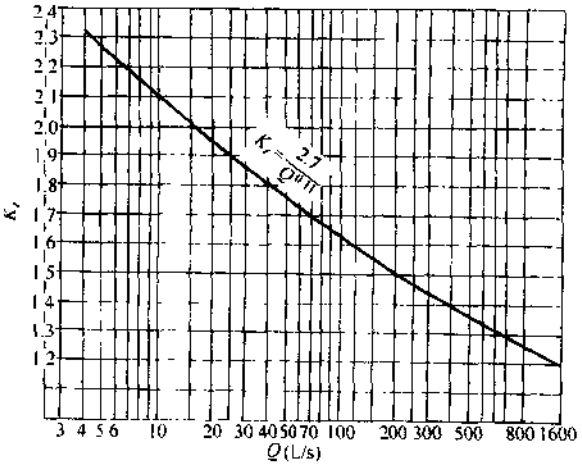


图 1-1　生活污水量总变化系数

一般城市缺乏 K_1 及 K_2 而有实测的 K_z 数据。我国已经测得图1-1。1997年版《室外排水设计规范》采用表1-5值，与 $K_z=\frac{2.72}{Q^{0.108}}$ 公式相近。

生活污水量总变化系数 K_z 值　　表 1-5

平均日流量(L/s)	5	15	40	70	100	200	500	≥1000
K_z	2.3	2.0	1.8	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3

注：当污水平均日流量为中间数值时，K_z 可用内插法求得，或由图1-1曲线上查出，或用 $K_z=\frac{2.72}{Q^{0.108}}$ 式算出。

(2) 工业废水量变化系数:工业废水量的变化系数,根据生产工艺过程特点及生产性质确定。

1.2.3 生活污水量和工业废水量计算公式

生活污水量和工业废水量计算公式见表 1-6。

计 算 公 式 表 1-6

名 称	计 算 公 式	符 号 说 明
1. 居住区生活污水设计最大流量	$Q=\frac{qNK_z}{86400}$(L/s)	q—每人每日平均污水量定额[L/(人·d)] N—设计人口数(人) K_z—总变化系数
2. 工业企业工业废水设计最大流量	$Q=\frac{mMK_g}{3600T}$(L/s)	m—生产过程中单位产品的废水量定额(L) M—每日的产品数量 K_g—总变化系数,根据工艺或经验决定 T—工业企业每日工作小时数
3. 工业企业生活污水设计最大流量	$Q=\frac{q_1N_1K_z+q_2N_2K_z}{3600T}$(L/s)	q_1—一般车间每班每人污水量定额[L/(人·班)],一般以 30 计 q_2—热车间每班每人污水量定额[L/(人·班)],一般以 50 计 N_1—一般车间最大班工人数(人) N_2—热车间最大班工人数(人) T—每班工作小时数
4. 工业企业淋浴用水设计最大流量①	$Q=\frac{q_3N_3+q_4N_4}{3600}$(L/s)	q_3—不太脏车间每班每人淋浴水量定额[L/(人·班)],一般以 40 计 q_4—较脏车间每班每人淋浴水量定额[L/(人·班)],一般以 60 计 N_3—不太脏车间最大班使用淋浴的人数(人) N_4—较脏车间最大班使用淋浴的人数(人)

① 每班使用淋浴时间按 1h 计。

1.2.4 管 道 设 计

1.2.4.1 一般规定

(1) 管道系统布置要符合地形趋势,一般宜顺坡排水,取短捷路线。每段管道均应划给适宜的服务面积。汇水面积划分除依据明确的地形外,在平坦地区要考虑与各毗邻系统的合理分担。

(2) 尽量避免或减少管道穿越不容易通过的地带和构筑物,如高地、基岩浅露地带、基底土质不良地带、河道、铁路、地下铁道、人防工事以及各种大断面的地下管道等。当必须穿越时,需采取必要的处理或交叉措施,以保证顺利通过。

(3) 安排好控制点的高程。一方面应根据城市竖向规划,保证汇水面积内各点的水都能够排出,并考虑发展,在埋深上适当留有余地;一方面又应避免因照顾个别控制点而增加全线管道埋深。对于后一点,可分别采取下列几项办法和措施:

1) 局部管道覆土较浅时,采取加固措施、防冻措施。

2) 穿过局部低洼地段时,建成区采用最小管道坡度,新建区将局部低洼地带适当填高。

3) 必要时采用局部提升办法。

4) 在局部地区,雨水道可采用地面式暗沟,以避免下游过深。

(4) 查清沿线遇到的一切地下管线,准确掌握它们的位置和高程,安排好设计管道与它

们的平行距离，处理好设计管道与它们的竖向交叉。

(5) 管道在坡度骤然变陡处，可由大管径变为小管径。当 $D=200\sim300$mm 时，只能按生产规格减小一级。当 $D\geqslant400$mm 时，应根据水力计算确定，但管径的减小不得超过二级。管道坡度的改变应尽可能徐缓，避免流速骤降，导致淤积。

(6) 同直径及不同直径管道在检查井内连接，一般采用管顶平接，不同直径管道也可采用设计水面平接，但在任何情况下进水管底不得低于出水管底。

(7) 当有公共建筑物(如浴室、食堂等)位于管线始端时，除用街坊人口的污水量计算外，并应加入该集中流量进行满流复核，以保证最大流量顺利排泄。

(8) 流量很小而地形又较平坦的上游支线，一般可采用非计算管段，即采用最小管径，按最小坡度控制。

(9) 在上述管段中，当有适用的冲洗水源时，可考虑设置冲洗井。每座井所能冲洗的管道长度一般为 250m。最好是设法接入附近可利用的工厂洁净废水或河水，定期冲洗。

(10) 当污水管道的下游是泵站或处理厂时，为了保证安全排水，在条件允许情况下，可在泵站和处理厂前设事故溢流口，但必须取得当地有关部门的同意。

(11) 在需要通风的井位宜设置通风管，如实际充满度已超过设计较多的管段，或大浓度污水接入的井位、跌落井等。

(12) 在适当管段中，宜设置观测和计量构筑物，以便积累运行资料。如不同区域的支线接入处、不同工业污水接入处等。

1.2.4.2　设计步骤

根据确定的设计方案，进行管道设计，主要步骤如下：

(1) 在适当比例的、并绘有规划总图的地形图上，按地形并结合排水规划布置管道系统，划定排水区域。

(2) 根据管道综合布置，确定干支线在道路(或规划路)横断面和平面上的位置，确定井位及每一管段长度，并绘制平面图。

(3) 根据地形、干支管和一切交叉管线的现状和规划高程，确定起点、出口和中间各控制点的高程。

(4) 根据规划确定的人口、污水量定额等标准，或折合为面积的污水量模数，计算各管段的设计流量。

(5) 进行水力计算，确定管道断面、纵坡及高程，并绘制纵断面图。

1.3　雨　水　管　渠

1.3.1　一　般　规　定

1.3.1.1　雨水管

(1) 重力流管道按满流计算，并应考虑排放水体水位顶托的影响。

(2) 管道满流时最小设计流速一般不小于 0.75m/s，如起始管段地形非常平坦，最小设计流速可减小到 0.60m/s。

最大允许流速同污水管道。

(3) 最小管径和最小坡度:雨水管与合流管不论在街坊和厂区内或在街道下,最小管径均宜为300mm,最小设计坡度为0.003。

雨水口连接管管径不宜小于200mm,坡度不小于0.01。

(4) 管道覆土:最小覆土参照污水管道的规定。

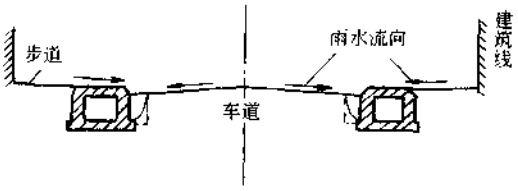


图 1-2 地面式暗沟在道路断面内布置示例(一)

地面式暗沟见图1-2、图1-3、图1-4为两种布置及断面做法。

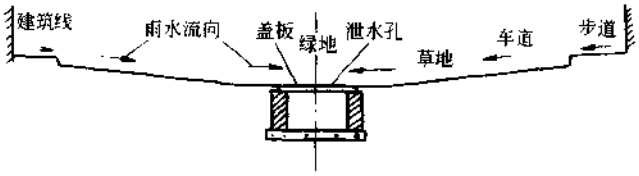


图 1-3 地面式暗沟在道路断面内布置示例(二)

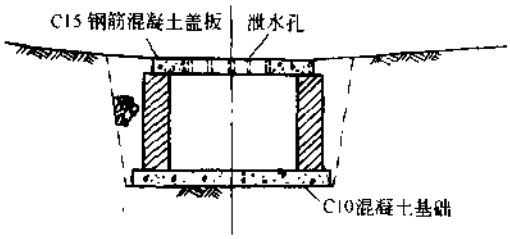


图 1-4 地面式暗沟断面做法示意

地面式暗沟为一种无覆土的盖板渠,过去的规范和手册很少提及,但这种作法在国内外已有广泛的实践,故在此作简单介绍,以供参考。

地面式暗沟主要用于排除雨水,也可用以排除具有一定水温的冷却水,但不宜用以排除污水。

这种做法适用于雨水道系统中的高程控制点地区或其他平坦地区,可以减少全系统的沟槽挖深,一般都能节约造价。

地面式暗沟的全部或大部处于冻层之内,因此应考虑冻害问题。一般防冻做法是:施工时尽量开小槽,在侧墙(块石墙或装配式钢筋混凝土构件,不宜用砖墙)外肥槽中回填焦碴或混碴等材料以保温,并破坏毛细作用,有条件处宜尽量用块石。我国南方温暖地区采用问题不大,华北地区及寒冷地区采用时则应慎重。此外,对浅埋的地下管线增加了交叉的机会,须作妥善规划和处理。

设计时,应注意盖板直接承受活荷载或静荷载的情况,在小区中要考虑承受至少汽-20级的直接轮压。布置地面式暗沟时,宜适当利用地面径流,延长集水距离。暗沟断面不宜过小,起点沟宽不宜小于0.5m,沟深不宜小于0.6m,盖板兼做步道时,在构造上应考虑启盖后便于复原,板面应光滑耐磨。

1.3.1.2 雨水明渠

本节主要指平时无水的雨季排水明渠,仅用于郊区。平时有水的明渠见第2章。

(1) 断面:根据需要和条件,可以采用梯形或矩形。梯形明渠最小底宽不得小于0.3m。

用砖石或混凝土块铺砌的明渠边坡,一般采用1:0.75~1:1.0。无铺砌的梯形明渠边坡,按表1-7采用。

(2) 流速:明渠最小设计流速一般不小于0.4m/s,最大允许流速见表1-8。

无铺砌的梯形明渠边坡　表 1-7

土　质	边　坡
粉　砂	1:3～1:3.5
松散的细砂、中砂和粗砂	1:2～1:2.5
密实的细砂、中砂、粗砂或粘质粉土	1:1.5～1:2
粉质粘土或粘土砾石或卵石	1:1.25～1:1.5
半岩性土	1:0.5～1:1
风化岩石	1:0.25～1:0.5
岩　石	1:0.1～1:0.25

明渠最大允许流速　表 1-8

土质或构造	水深 h 为 0.4～1.0m 时的流速(m/s)
粗砂或纸塑性粉质粘土	0.8
粉质粘土	1.0
粘　土	1.2
石灰岩或中砂岩	4.0
草皮护面	1.6
干砌块石	2.0
浆砌砖	3.0
浆砌块石或混凝土	4.0

注：当水深 h 小于 0.4m 或大于 1.0m 时，表中最大允许流速应乘以下列系数：
$h<0.4$m，0.85；$h\geqslant1.0$m，1.25；$h\geqslant2.0$m，1.4。

(3) 超高，一般不宜小于 0.3m，最小不得小于 0.2m。

(4) 折角与转弯：明渠线路转折和支干渠交接处，其水流转角不应小于 90°；交接处须考虑铺砌。

转折处必须设置曲线：曲线的中心线半径，一般土明渠不小于水面宽的 5 倍，铺砌明渠不小于水面宽的 2.5 倍。

(5) 跌水：土明渠跌差小于 1m，流量小于 2000L/s 时，可用浆砌块石铺砌，厚度 0.3m，构造尺寸见图 1-5。

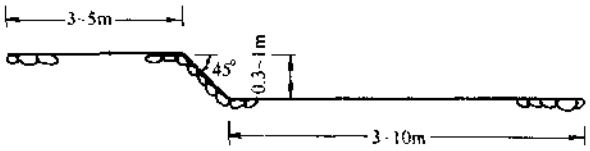


图 1-5　土明渠跌水示意

土明渠跌差大于 1m，流量大于 2000L/s 时，按水工构筑物设计规范计算。

明渠在转弯处一般不宜设跌水。

1.3.2 计 算 公 式

1.3.2.1 雨水流量公式

管道、明渠、涵洞的设计流量，一般采用下式计算：

$$Q=\psi qF \quad (\mathrm{L/s}) \tag{1-6}$$

式中　ψ——径流系数；

q——设计降雨强度[L/(s·hm²)]；

F——汇水面积(hm²)。

1.3.2.2 暴雨强度公式

一般采用下式

$$q=\frac{167A_1(1+C\lg P)}{(t+b)^n} \tag{1-7}$$

式中　q——设计降雨强度[L/(s·hm²)]；

P——设计降雨重现期(a)；

A_1——重现期为1年的设计降雨的雨力；

C——雨力变动参数，是反映设计降雨各历时不同重现期的强度变化程度的参数之一；

t——降雨历时(min)；

b——参数；

n——指数。

b、n 二个参数联用，共同反映同重现期的设计降雨随历时延长其强度递减变化的情况。暴雨强度公式编制方法及我国若干城市的暴雨强度公式见第1.10节。

1.3.3 基本参数的确定

1.3.3.1 设计降雨的重现期

设计降雨的重现期系根据地形特点和地区建设性质(居住区、中心区、工厂区、干道、广场等)两项主要因素确定。一般按表1-9选用。

设计降雨的重现期 表1-9

地形分级		重现期(P)的选用范围(a)	说明
Ⅰ	平缓地形	0.5、1、2	选用的原则主要是地区建设性质的重要性，其分级见注2
Ⅱ	谷线地形	1、2、3	
Ⅲ	重要地区、封闭洼地	2、3、5、个别10、20	

注：1. 平缓地形一般指其地面坡度小于0.003。

2. 地区重要性分级大致如下：

(1) 特殊重要地区。

(2) 重要地区，指干道、广场、中心区、仓库区、使馆区等。

(3) 一般居住区及一般道路。

3. 道路立交一般可按封闭洼地考虑，但当雨水能自流排放，不需建立泵站时，可选用略低的 P 值。

4. 当地气象特点也可作为选 P 的考虑因素，q_{20} 较大地区可选较大 P 值。

5. 本表用于平原城市的一般情况，至于特殊情况及山区城市，须另作考虑。

1.3.3.2 设计降雨历时

雨水管渠的设计降雨历时，根据推理公式的极限强度原理，即按设计汇流时间计算，它包括地面集水时间和管渠内流行时间两部分，计算公式为

$$t = t_1 + mt_2 \quad (\text{min}) \tag{1-8}$$

式中 t——设计降雨历时(min)；

t_1——地面集水时间(min)；

t_2——管渠内流行时间(min)；

m——延缓系数，暗管 $m=2$，明渠 $m=1.2$。

采用延缓系数可折减设计流量，表1-10为建议的暗管延缓系数的采用条件，供参考。

地面集水时间是管渠起点断面在设计重现期、设计历时降雨的条件下达到设计流量的时间，确定这个时间，要考虑地面集水距离、汇水面积、地面覆盖、地面坡度和降雨强度等因素。在地面坡度皆属平缓、地面覆盖互相接近、降雨强度都差不多的情况下(我国多数平原大中城市即属这种情况)，地面集水距离成为主要因素。从汇水量上考察，平坦地形的地面

集水距离的合理范围是50～150m，比较适中的是80～120m。

暗管延缓系数采用条件　　表1-10

降雨条件—雨峰在全场雨中的平均位置	m值的采用	地面条件—地面坡度	m值的采用
在前$\frac{1}{3}$的时间内	可采用$m=2$	<0.002	可采用$m=2$
在前$\frac{1}{3}$～$\frac{1}{2}$的时间内	宜采用$m=1.5$	在0.002～0.005之间	宜采用$m=1.5$
在后$\frac{1}{2}$的时间内	不宜采用m(即$m=1$)	>0.005	不宜采用m(即$m=1$)

地面集水时间可参考图1-6选用。图上数据系按华北平原的平均降雨强度计算，基本上适用于东北平原、华北平原、长江中下游平原的城市，西北内陆、岭南沿海的平坦地形城市参用时可将集水时间适当加以调整，山区城市不适用。

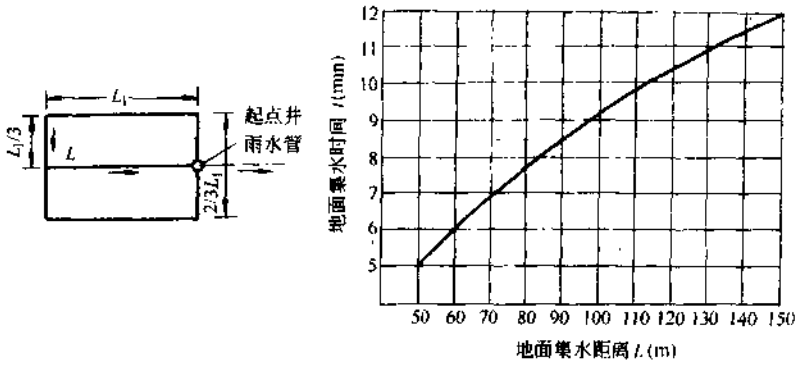


图1-6　地面集水时间

注：本图系按下列条件计算绘制：

1. 来水量计算数据：

地面集水距离 $=L=1\frac{1}{3}L_1$(m)

汇水面积 $=L_1\frac{2}{3}L_1\times\frac{1}{10000}$(hm²)

径流系数=0.6

设计重现期=0.5(a)

降雨强度按 $q=\frac{1500}{(t+8)^{0.7}}$ 计算

2. 边沟排水量及流速计算数据：

道路纵坡=0.001

道路横坡=0.03

边沟n值=0.015

3. 按上述条件算得的边沟流速：见表1-11。

边　沟　流　速　　表1-11

地面集水距离 L(m)	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150
本断面流速(m/s)	0.205	0.223	0.238	0.252	0.265	0.278	0.29	0.301	0.311	0.321	0.331
累计平均流速 $v_{平均}$(m/s)		0.21	0.22	0.23	0.24	0.25	0.26	0.27	0.28	0.29	0.30

4. 地面集水时间计算公式　$t_1=5+1.25\frac{L-50}{v_{平均}\times60}$(min)

当L小于50m时，t_1按5min采用。

1.3.3.3 径流系数

降雨条件(包括强度、历时、雨峰位置、前期雨量、强度递减情况、全场雨量、年雨量等)和地面条件(包括覆盖、坡度、汇水面积及其宽长比、地下水位、管渠疏密等)是影响径流系数的两大基本因素。其中降雨因素中的前期雨量,对径流系数的影响比较突出。我国近年来的灾害性降雨,如1975年8月河南暴雨、1981年7月四川暴雨,除重现期高这一基本特点外,都是前期雨量很多的降雨。因此在选用径流系数时,要注意各地不同雨型、不同年降雨量的影响。

各种单一覆盖径流系统按表1-12采用。

单一覆盖径流系数 表1-12

覆 盖 种 类	径 流 系 数
各种屋面、混凝土和沥青路面	0.90
大块石铺砌路面、沥青表面处理的碎石路面	0.60
级配碎石路面	0.45
干砌砖石和碎石路面	0.40
非铺砌土地面	0.30
绿地和草地	0.15

各城市应参照降雨因素、地面因素等各种具体条件,根据单一覆盖径流系数用加权平均法计算综合径流系数,表1-13数据可作参考。

城市综合径流系数 表1-13

不透水覆盖面积情况		综合径流系数
1	建筑稠密的中心区(不透水覆盖面积>70%)	0.7~0.8
2	建筑较密的居住区(不透水覆盖面积50%~70%)	0.6~0.7
3	一般建筑密度的居住区(不透水覆盖面积40%~50%)	0.5~0.6
4	建筑很稀的居住区(不透水覆盖面积<40%)	0.4~0.5

注:表中不透水覆盖面积情况的1、2及3一般相当市区,4相当郊区。

1.3.4 管 渠 设 计

1.3.4.1 一般规定

(1) 污水管道设计一般规定1~5条(见第1.2.4节),对于雨水管渠设计,同样适用。

(2) 管道在检查井内连接,一般采用管顶平接,不同断面管道必要时也可采用局部管段管底平接,但在任何情况下进水管底不得低于出水管底。

(3) 在有池塘坑洼的地方,应根据可能,考虑雨水的调蓄。

(4) 在有条件的地方,应考虑两个管道系统之间的连通。

(5) 雨水管道一般不做倒虹吸。

(6) 明渠与暗管的连接:

1) 明渠接入暗管,一般有跌差,其护砌做法以及端墙、格栅等均按进水口处理,见图1-7,并在断面上设渐变段,一般长5~10m。

2) 暗管接入明渠,应考虑淤积问题,也宜安排适量跌差,其端墙及护砌做法按出水口处

理，见图 1-8。

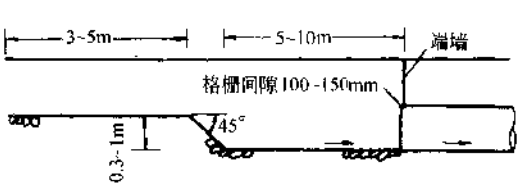


图 1-7　明渠接入暗管示意

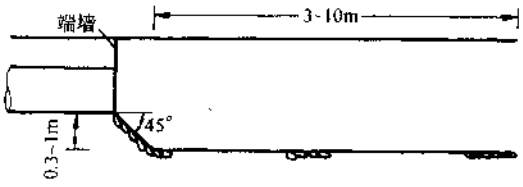


图 1-8　暗管接入明渠示意

(7) 明渠与桥涵连接：明渠连接桥涵，要考虑水流断面收缩、流速变化等因素造成水面壅高的影响，必要时需对桥涵的过水能力进行核算。桥涵过水断面，应按明渠水面达到设计超高时的泄水量计算。桥涵流水面可适当低于渠底，对于管涵，其降低高度宜为 0.20～0.25 倍管径，降低部分不计入过水断面。桥涵上游和下游的一段明渠应加铺砌，以防冲刷。

(8) 明渠穿过洼池和高地：

1) 明渠穿过洼地，应尽可能允许洼地的雨水排入。需顺渠身筑堤时，宜按土质情况决定其内外边坡，堤顶宽度不小于 0.5m。

2) 明渠避免穿过高地，当不得已需局部穿过时，应通过技术经济比较，然后再定该段采用明渠还是暗渠。

1.3.4.2　设计步骤

根据确定的设计方案进行管渠设计，主要步骤如下：

(1) 布置管渠系统，划定汇水面积：在适当比例(1:2000～1:10000)的、并绘有规划总图的地形图上，布置干支管渠系统，确定水流方向，确定排水出路，划定并计算干支线的汇水面积。

(2) 定线：在较大比例(1:500～1:1000)的、并绘有规划路的地形条图上，根据现场实际测量定线的成果，定出干支管渠的准确线路，并确定井位(计算断面)及每一管(渠)段长度。如线路较短，情况简单，也可图上定线，但施工时应以实际的位置、长度为准。

(3) 定控制高程：根据现况的、规划的各种有关条件，确定控制点的高程。

(4) 选定设计数据，包括设计降雨的重现期、地面集水时间和径流系数。设计降雨强度根据暴雨强度公式计算采用。当地尚无暴雨公式时最好配合工程设计进行编制，或参用邻近气象条件相似地区的暴雨公式。

(5) 进行水力计算，确定管渠断面、纵坡及高程。

(6) 布置雨水口。

(7) 绘制管道高程断面图，比例一般为：1:50～1:100，横：1:500～1:1000。

(8) 进行构筑物的选用和设计，一般应优先选用标准图，特殊的专门设计。

【例】 图 1-9 为一小型居住街坊，地形西高东低，东侧有一天然河道，常水位为 17.5m。要求布置雨水管渠，进行水力计算。

已知：(1) 粗糙系数：混凝土管 $n=0.013$

土明渠 $n=0.025$

(2) 明渠边坡 $m=1:1.5$

(3) 暴雨强度公式 $q=\frac{1976(1+0.8\lg P)}{(t+8)^{0.7}}$

【解】 (1) 确定排水方向和排水出路，顺地形自西向东，排入现况河道。

在街坊内部布置管道，干线设在东西方向，支线设在南北方向，街坊外部布置明渠。

(2) 确定井位，间距为 50m。

(3) 划分并计算各管段的汇水面积。因地形坡度较缓，且未给出具体的建筑布置，两井间按顺坡汇流长度为 30m、反坡汇流长度为 20m 划分。

(4) 求算平均径流系数，见表 1-14。

平均径流系数计算 表 1-14

覆盖种类	面积 $F(hm^2)$	单一径流系数 ψ	ψF
屋　顶	2.60	0.9	2.34
道路(沥青表面处理)	2.91	0.6	1.746
草　地	1.00	0.15	0.15
合　计	6.51		4.236

平均径流系数 $=\frac{4.236}{6.51}=0.65$。

(5) 设计降雨的重现期，采用 0.5a，

$$q=\frac{1500}{(t+8)^{0.7}}$$

(6) 起点井以上地面汇流长度 120m，据图 1-6 定地面集水时间为 10min。

(7) 全线控制高程有以下三点

1) 起点覆土 1m；

2) 4#西侧与 $DN300mm$ 自来水管交叉，自来水管外底高程 18.70m；

3) 河道常水位 17.50m。

根据三个控制高程进行计算，确定断面、坡度和管底高程，见表 1-15。

雨水管渠计算 表 1-15

线路					汇水面积		径流系数	面积×径流系数		设计降雨			
线段名称或街道名称	管段编号		长度	起点	本段面积	累计面积		本段面积×径流系数	累计面积×径流系数	重现期	历时(min)		强度
	起	讫	(m)	桩号	(hm^2)	(hm^2)				(a)	汇流时间	沟内时间	[L/(s·hm^2)]
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
	1	2	50	0+310	0.525	0.525	0.65		0.34	0.5	10	2.78	198
		3	50	0+260	0.80	1.325			0.86		12.78	2.11	179
		4	50	0+210	0.55	1.875			1.22		14.89	2.14	168
		5	50	0+160	2.30	4.175			2.71		17.03	1.83	157
		6	50	0+110	0.55	4.725			3.07		18.86	1.83	150
		7	50	0+060	0.80	5.525			3.59		20.69	1.41	143
		出口	10	0+010	0.985	6.51			4.23		22.10	0.28	138
		河	120	0+000							22.38		137

续表

设计汇水流量(L/s)	设计管渠							备注
	直径或宽×高(mm)	坡度(‰)	流速(m/s)	流量(L/s)	坡降(m)	内底高程(m)		
						上端	下端	
15	16	17	18	19	20	21	22	23
67	400	1.3	0.60	75	0.065	18.600	18.535	暗管系统沟内时间采用延缓系数 $m=2$
154	500	1.7	0.79	155	0.085	18.435	18.350	
205	600	1.3	0.78	220	0.065	18.050	17.985	避让自来水管跌0.3m
427	800	1.2	0.91	460	0.060	17.985	17.925	
460	800	1.2	0.91	460	0.060		17.865	
514	800	2.0	1.18	591	0.100	17.865	17.765	
585	800	2.0	1.18	591	0.020		17.745	
582	$b=500h=650$ $m=1.5$	1.0	0.62	590	0.130	17.645	17.525	

(8) 绘制平面图、纵断面图，见图1-9。本例题因情况简单，不另绘制总平面图，其内容

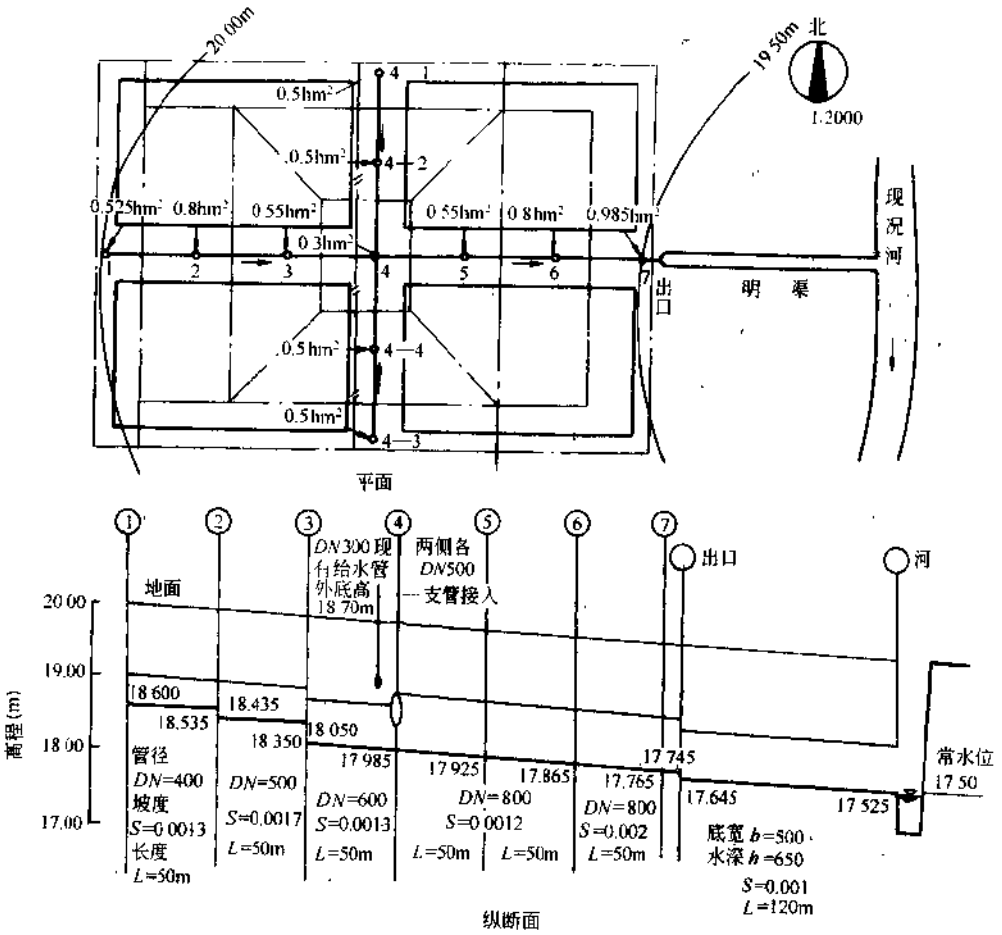


图1-9　雨水管道设计平面、纵断面(DN:mm)

并入平面图中。

(9) 布置雨水口(略)。

(10) 检查井井种、雨水口种类、出水口形式、接口做法、基础做法等,均采用标准图。

1.3.5 特殊情况雨水管渠设计流量计算

1.3.5.1 多个设计重现期地区的雨水管渠流量计算(供参考)

在雨水管渠设计中,根据地区的特点,相应采用多个设计重现期来设计是合理的。根据径流成因概念,在满足各个地区的相应要求下,可以概括出以下两条计算准则:

(1) 各区域干管交汇点的上游沟道,按各个地区的重要性和具体特点所确定的设计重现期作相应的常规计算。

(2) 各区域干管交汇点的下游管道,因上游各区域所用设计重现期不同,需假设上游地区中所用的高重现期设计暴雨来临时,相应这时上游低重现期设计地区的管道因泄水能力不够而在该地区产生积水,沟道将产生压力流,所以这时实际泄水能力约为原设计流量的1.2倍,为此全流域的设计流量可以统一在用高重现期的设计暴雨雨力 A_{max} 下计算各地区的当量泄量系数 $K_i=\frac{A_i}{A_{max}}$,所以全流域的流量 Q:

$$Q=166.7[1.2K_1F_1\psi_1+1.2K_2F_2\psi_2+\cdots\cdots]\frac{A_{max}}{(t+b)^n} \tag{1-9}$$

式中 $166.7\times1.2K_1F_1\psi_1\frac{A_{max}}{(t+b)^n}$ 量为区域1在高重现期暴雨时排出的流量,余同。但 $1.2K_i$ 应≤1.0,当计算值>1.0时,则应取1.0为准。

【例】 计算以下示例各管段流量,暴雨公式 $i=\frac{18+14.4\lg P}{(t+10)^{0.80}}$,$t=t_1+2\Sigma\frac{l}{v}$,$t_1=10\text{min}$,$\psi=0.60$,各管段平均流速 $v=1.0\text{m/s}$,管长120m,其他条件见图1-10。

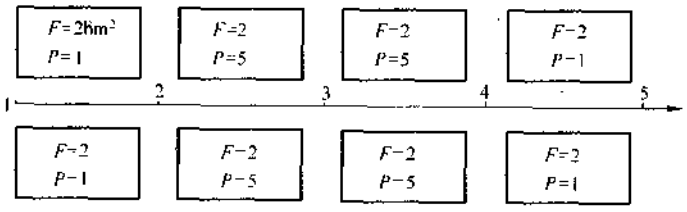


图1-10 各管段 F、P

【解】 $P=1\text{a}$: $i=\frac{18}{(t+10)^{0.80}}$; $P=5\text{a}$: $i=\frac{28.06}{(t+10)^{0.80}}$; $K_i=\frac{A_1}{A_5}=\frac{18}{28.06}=0.64$

(1) 管段1—2: $Q_{1-2}=166.7\times\frac{18\times4\times0.64}{\left(10+10+2\times\frac{120}{60\times1}\right)^{0.80}}=5.66\text{L/s}$

(2) 管段2—3: $Q_{2-3}=166.7\times[\Sigma1.2K_iF_i\psi_i]\frac{A_{max}}{(t_1+b+2\Sigma\frac{l}{v})^{0.80}}$

$$=166.7\times[1.2\times0.64\times4\times0.6+1.0\times4\times0.6]\frac{28.06}{28^{0.80}}=1380\text{L/s}$$

(3) 管段 3—4：$Q_{3-4}=166.7[1.2\times0.64\times4\times0.6+2\times4\times0.6]\frac{28.06}{32^{0.80}}=1942$ L/s

(4) 管段 4—5：$Q_{4-5}=166.7[2\times1.2\times0.64\times4\times0.6+2\times4\times0.6]\frac{28.06}{36^{0.80}}=2258$L/s

1.3.5.2　部分径流的雨水管道的最大径流量计算

雨水流量公式(1-6)是为全面积径流产生最大流量的计算公式，它是常用的计算方法，其基本概念是全流域径流时产生最大流量。但在实践中表明：当流域的渗水性较大并集流时间较长的流域，产生流域最大径流的造峰历时 t_{max} 往往会小于流域的集流时间 $t=t_1+1.2\Sigma\frac{l}{v}$，这里 m 不能用 2，因 $m=2$ 是考虑管道容量调供能力对计算流量的折减手段，用 $m=2$ 后算出的时间已经不是真实的集流时间，即不是全面积径流产生最大流量，而是部分面积径流产生最大流量。此外，畸形流域的最大流量也往往来自部分面积的径流。

部分径流的最大流量公式：

$$Q=\beta i\psi F \tag{1-10}$$

式中　β——产生最大流量的径流面积完全度系数。$\beta=\frac{f}{F}\leqslant1$，$f$ 为相应造峰历时 t_{max} 的最大径流面积，当径流面积随历时不均匀增长时割除的面积(F-f)应是流域的尖角部分。

造峰历时 t_{max} 的推理公式：

$$t_{max}=\frac{\psi b}{n-\psi} \tag{1-11}$$

式中 b 与 n 为暴雨公式 $i=\frac{A}{(t_{max}+b)^n}$ 中的参数。

公式(1-11)适用于 $b>0$，$\psi<n$ 的情况，当 $\psi\geqslant n$ 时为完全径流，则用 $Q=i\psi F$ 计算。

【例】 设某地的暴雨公式 $i=\frac{4.8}{(t+10)^{0.625}}$，$\psi=0.50$，全流域面积为 60hm²，流域集流时间为 50min，径流面积随历时的增长比例见表 1-16，求流域的最大流量。

径流面积增长比例　　**表 1-16**

历时	0～0.1	0.1～0.2	0.2～0.3	0.3～0.4	0.4～0.5	0.5～0.6	0.6～0.7	0.7～0.8	0.8～0.9	0.9～1.0	$\Sigma\tau=50$min
面积增长	0.0396	0.0764	0.0936	0.1198	0.1374	0.1432	0.1407	0.1276	0.0900	0.0335	$\Sigma F=60$hm²

【解】

$$t_{max}=\frac{\psi b}{n-\psi}=\frac{0.50\times10}{0.625-0.50}=40\text{min}$$

$$\beta=\frac{t_{max}}{\tau}=\frac{40}{50}=0.80$$

(1) 按部分径流流量公式(1-10)，并由面积增长比例表 1-16，应切割掉流域面积的两端尖角部分，则 $\beta=\frac{f}{F}=\frac{1-0.0396-0.0335}{1}=0.9269$，得

$$Q=166.7\times\frac{A\psi BF}{(t_{max}+b)^n}=166.7\times\frac{4.8\times0.50\times0.9269\times60}{(40+10)^{0.625}}=1929\text{L/s}$$

(2) 一般情况很少有类似表 1-16 的资料，通常看作径流面积随历时均匀增长，即 $\beta=\frac{f}{F}=\frac{t_{max}}{\tau}=\frac{40}{50}=0.80$，得

$$Q=166.7\times\frac{4.8\times0.50\times0.80\times60}{(40+10)^{0.625}}=1665\text{L/s}$$

(3) 当按常规的全面积径流产生最大流量的概念计算本例时：

$$Q=166.7\times\frac{A\psi F}{(\tau+b)^{n}}=166.7\times\frac{4.8\times0.50\times60}{(50+10)^{0.625}}=1857\ \text{L/s}$$

本例对比计算表明：

(1) 部分面积径流产生最大流量的现象在一定条件下是存在的。

(2) 按部分径流产生最大流量的计算，必须要有面积随历时增长的比例表结合计算才能获得合理的结果，如仍按面积均匀增长考虑，计算值将小于全面积径流量，产生不合理现象。

1.4 合 流 管 道

1.4.1 一 般 规 定

(1) 合流制排水管道的布置原则同分流制中的雨污水管道，其截流干管尽可能布置在河岸或水体附近，以便于截流、溢流、设置处理厂就近处理，然后排放。

(2) 设计流量按下列要求计算：

1) 生活污水量的总变化系数可采用 1。

2) 工业废水宜采用最大生产班内的平均流量。

3) 短时间内工厂区淋浴水的高峰流量不到设计流量的 30%时，可不予计入。

4) 雨水设计重现期可适当地高于同一情况下的雨水管道设计标准。

5) 在按晴天流量校核时，工业废水量和生活污水量的计算方法，同污水管道。

(3) 设计充满度按满流计算。

(4) 设计流速、最小坡度、最小管径、覆土要求等设计数据以及雨水口等构筑物同雨水管道。但最热月平均气温大于或等于 25℃ 的地区，合流管的雨水口应考虑防臭、防蚊蝇的措施。

(5) 旱季流量的管内流速，一般不小于 0.2～0.5m/s，对于平底管道，宜在沟底做低水流槽。

(6) 在压力流情况下，须保证接户管不致倒灌。

1.4.2 计 算 公 式

(1) 第一个溢流井以上管段的设计流量：

$$Q=Q_s+Q_g+Q_y=Q_h+Q_y(\text{L/s}) \tag{1-12}$$

式中 Q_s——设计生活污水流量(L/s)(在高要求场合，可取最大时生活污水量)；

Q_g——设计工业废水流量(L/s)(在高要求场合，可取最大生产班内的最大时工业废

水量)；

Q_y——设计雨水流量(L/s)；

Q_h——溢流井以上的旱流污水流量(L/s)。

(2) 溢流井以下管段的设计流量：

$$Q'_y = (n_0 + 1)Q_h + Q'_y + Q'_h(L/s) \tag{1-13}$$

式中　n_0——截流倍数，即溢流时所截流的雨水量与旱流污水量之比，其参考数值见1.5.9节雨水溢流井；

Q'_y——溢流井以下汇水面积内的设计雨水流量(L/s)；

Q'_h——溢流井以下的旱流污水流量(L/s)。

1.4.3 管网水力计算

(1) 须合理地确定溢流井的位置和数目。

(2) 水力计算方法同分流制中雨水管道。

(3) 按总设计流量设计，用旱季流量校核。

1.5 管材、接口、基础及附属构筑物

1.5.1 管材与接口

(1) 管材见表1-17，列的是常用的几种管材，其中用途比较广泛的是钢筋混凝土管和混凝土管，其次是砖砌沟渠。金属管和陶管只在有特殊要求的管段使用。另外还有大型钢筋混凝土沟渠(适用于特大断面)、石砌渠道(适用于出产石料的地方、或流速很大的地方)、白灰土管道(用于土质适宜、出产白灰或缺乏水泥的地方)等。

设计时应考虑就地取材，根据水质、断面尺寸、土壤性质、地下水位、地下水侵蚀性、内外所受压力以及现场条件、施工方法等因素进行选择。

管材种类及其优缺点比较　　表1-17

管材种类	优点	缺点	适用条件
钢管及铸铁管	(1) 质地坚固，抗压、抗震性强 (2) 每节管子较长，接头少	(1) 价格高昂 (2) 钢管对酸碱的防蚀性较差	适用于受高内压、高外压或对抗渗漏要求特别高的场合，如泵站的进出水管、穿越其他管道的架空管、穿越铁路、河流、谷地等
陶管(无釉、单面釉、双面釉)	(1) 双面釉耐酸碱，抗蚀性强 (2) 便于制造	(1) 质脆，不宜远运，不能受内压； (2) 管节短，接头多 (3) 管径小，一般不大于600mm (4) 有的断面尺寸不规格	适用于排除侵蚀性污水或管外有侵蚀性地下水的自流管

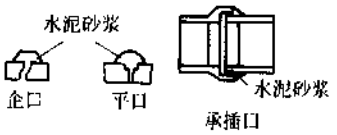
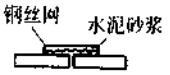
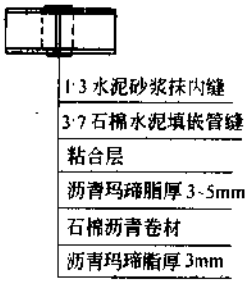
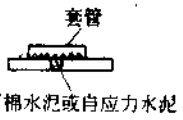
续表

管材种类	优点	缺点	适用条件
钢筋混凝土管及混凝土管	(1) 造价较低，耗费钢材少 (2) 大多数是在工厂预制，也可现场浇制 (3) 可根据不同的内压和外压分别设计制成无压管、低压管、预应力管及轻重型管等 (4) 采用预制管时，现场施工时间较短	(1) 管节较短，接头较多 (2) 大口径管重量大，搬运不便 (3) 容易被含酸含碱的污水侵蚀	钢筋混凝土管适用于自流管、压力管或穿越铁路(常用顶管施工)河流、谷地(常做成倒虹管)等 混凝土管适用于管径较小的无压管
砖砌沟渠	(1) 可砌筑成多种形式的断面——矩形、拱形、圆形等 (2) 抗蚀性较好 (3) 可就地取材	(1) 断面小于 800mm 时不易施工 (2) 现场施工时间较预制管长	适用于大型下水道工程

(2) 接口见表 1-18，为钢筋混凝土管和混凝土管常用的几种接口，适用于一般情况。如遇特殊情况，则需专门设计接口。

钢筋混凝土管和混凝土管接口 **表 1-18**

(参见《给水排水标准图集》S222)

接口名称	适用条件	做法	图示
水泥砂浆抹带接口	一般用于地基土质较好的雨水管，或用在地下水位以上的污水支户管。平口管、企口管和承插口管均可使用	接口处用 1:2.5 或 1:3 水泥砂浆抹成半椭圆形的砂浆带，带宽 120～150mm，中间厚 30mm	
钢丝网水泥砂浆抹带接口	适用于一般污水管和水头低于 5m 的低压管	将抹带范围(宽 200mm)管外壁凿毛，抹 1:2.5 或 1:3 水泥砂浆一层，厚 15mm，铺 10mm×10mm 钢丝网一层，两端插入基础混凝土中固定，上面再压砂浆一层，厚 10mm	
石棉沥青卷材接口	一般用于地基沿管道纵向沉陷不均匀地区 平口管和企口管均可使用	先将接口处管壁刷净烤干，涂上冷底子一层，再刷沥青玛蹄脂(温度控制在 160～180℃左右，配比 7.5:1.0:1.5)厚 3mm，再包上石棉沥青卷材，再涂 3mm 厚的沥青玛蹄脂，这叫"三层做法"，一般可以满足要求。必要时可以用"五层做法"，即再加卷材和沥青玛蹄脂各一层	
预制套管接口	用于地基较弱地段，在一定程度上可防止管道因纵向不均匀沉陷而产生的纵向弯曲或错口 一般常用于污水管	预制套管与管子间缝隙中用重量比 1:3:7(水:石棉:水泥)的石棉水泥打严，操作时应注意少填多打，也可用自应力水泥砂浆填充	

1.5.2 管 道 基 础

管道基础见表 1-19。

管 道 基 础　　表 1-19

参见《给水排水标准图集》S222

基础种类	适用条件	方法
弧形素土基础	(1) 槽底无地下水 (2) 土质能保证挖成弧形 (3) 管径为 150～1100mm (4) 管道埋深为 0.8～3.0m (5) 下列情况不适用： 管道敷设在车道下，且埋深小于 1.5m 管道为干线 几种管道合槽施工	(1) 弧度的中心角一般采用 90°。当管径为 800～1100mm 时，也可采用 60° (2) 稳管前用粗砂按弧形填好，使管壁与弧形槽相吻合 (3) 还土时使用中松侧实的还土法，侧部夯实须达到最佳密实度的 95%
灰土基础	(1) 槽底无地下水 (2) 土质较松软 (3) 管径为 150～300mm (4) 适用于下列接口的管道： 水泥砂浆抹带接口 套管接口 承插接口	(1) 灰土基础也是弧形，厚度采用 15cm (2) 弧度的中心角采用 60° (3) 灰土的配合比为 3:7(重量比) (4) 还土要求同弧形素土基础
砂垫基础	(1) 无地下水 (2) 坚硬岩石地区 (3) 管道埋深为 1.5～3.0m，小于 1.5m 时不应采用	(1) 砂垫层厚度采用 10～15cm (2) 砂料最好采用带棱角的中砂 (3) 还土要求同弧形素土基础
混凝土基础	(1) 管道在地下水位以上及以下都适用 (2) 槽底是在施工中未被扰动的老土 (3) 管径为 200～2000mm (4) 管道埋深为 0.8～6.0m (5) 适用于下列接口的管道： 水泥砂浆抹带接口 套管接口 承接接口	(1) 无地下水时可在槽底老土上直接浇注混凝土基础，有地下水时可在槽底铺卵石一层厚 10～15cm，然后在上面浇注混凝土基础 (2) 混凝土标号一般采用 C10 (3) 还土要求：管道两侧，最佳密实度为 90%；管顶上 50cm 内密实度为 85%
枕基	(1) 干燥土壤 (2) 适用于下列接口的管道： 水泥砂浆抹带 $D\leqslant900$mm 承插 $D\leqslant600$mm	在管道接口下做 C10 混凝土枕状垫块

注：弧形素土基础及枕基目前已少用。

1.5.3 检 查 井

1.5.3.1 设置条件

(1) 管道方向转折处。

(2) 管道坡度改变处。

(3) 管道断面(尺寸、形状、材质)、基础、接口变更处。

(4) 管道交汇处，包括当雨水管直径小于 800 毫米时，雨水口管接入处。

(5) 直线管道上每隔一定距离处，见表 1-20。

直线管道上检查井间距 表 1-20

管别	管径或暗渠净高(mm)	最大间距(m)	常用间距(m)
污水管道	≤400	30	20~30
	500~700	50	30~50
	800~1000	70	50~70
	1100~1500	90	65~80
	>1500,且≤2000	100	80~100
雨水管道 合流管道	≤400	40	30~40
	500~700	60	40~60
	800~1000	80	60~80
	1100~1500	100	80~100
	>1500	120	100~120

注：根据当地管道养护实践经验，检查井间距可以适当调整。口径大于2000mm的排水管渠，在不影响用户接管的前提下，其检查井最大间距可不受上表规定的限制。

(6) 特种用途处(跌水、截流、溢流、连通、设闸、通风、沉泥、冲洗以及倒虹吸、顶管、断面压扁的进出口等处)。

1.5.3.2 构造要求

构造的主要要求是：

(1) 能顺畅地汇集和传输水流：一切形式的检查井都要求砌筑流槽。曲线转输的流槽中心线弯曲半径一般不宜小于下游大管管径。

(2) 便于养护工作：

1) 井室工作高度在管道埋深许可条件下，一般为1.8m，污水井由流槽顶起算，雨水井由管底起算。

2) 井筒内径一般为700mm，井筒高度大于4m时，应考虑将下部加大，井筒壁上可设置铁爬梯，但要勤加养护，防止锈蚀。也可不设固定爬梯，工作时用竹梯下井。

3) 根据需要，污水干管每隔适当距离可在检查井内设置闸槽。污水管每隔一定距离可设沉泥井，其位置根据当地具体要求及养护经验确定。

1.5.3.3 形式与适用条件

常用的检查井形式、适用条件及其在《给水排水标准图集》上的图号见表1-21。

常用的雨污水管检查井 表 1-21

形式	《给水排水标准图集》图号	适用条件
圆形	S231	D≤1500mm直线井 D≤1100mm 90°转弯井 D≤1100mm一侧、二侧90°交汇井
矩形	S232	D=800~2000mm直线井 D=900~2000mm一侧90°交汇井 D=900~2000mm二侧90°交汇井
扇形	S233	D=800~2000mm转弯井，转弯角度(外角)30'~90°

135°交汇井、断面为方沟的检查井、其他复杂形式的检查井及特种检查井等需要专门设计。

1.5.4　跌　水　井

1.5.4.1　一般要求

(1) 设置条件：

1) 当排水管(不包括雨水口连接管)跌落水头大于1m并处于下列情况时，宜设跌水井。跌落水头小于1m时，只在检查井中做成斜坡，不做跌水设施。

① 管道中的流速过大，需要加以调节处。

② 管道垂直于陡峭地形的等高线布置，按照设计坡度将要露出地面处。

③ 支管接入高程较低的干管处(支管跌落)或干管接纳高程较低的支管处(干管跌落，支管是建成的，干管是设计的，迁就支管)。

④ 管道遇地下障碍物，必须跌落通过处。

⑤ 当淹没排放时，在水体前的最后一个井。

2) 管道在转折处一般不宜设置跌水井。

(2) 跌水井形式见表1-22。

跌水井形式　　表1-22

形　式	进水管径(mm)	竖管(槽)断面	跌差(m)	《给水排水标准图集》图　号
竖管式	150～200	一般等于进水管直径，也可比进水管缩小一级	1～6	S 234 3,4
竖槽式	200～400	沿管线纵向应为进水管径的1.5倍，横向应不小于进水管直径加100mm	1～4	S 234 5,7
	400～600		1～4	S 234 6
阶梯式	700～1650	井室尺寸见标准图	1～2	S 234 9
消力槛式			不限，但应做计算	

(3) 污水管和合流管上的跌水井，宜设排气通风管。

1.5.4.2　消力槛式跌水井

消力槛式跌水井计算公式见表1-23。

消力槛式跌水井计算公式　　表1-23

序号	名　称	计　算　公　式	符　号　说　明
1	断面比能 T_0	$T_0=h+\frac{q_0^2}{2g\phi^2h^2}$ $=H+\frac{0.451q_0}{\sqrt{h}}-0.5h-h_2$ $+h_1+\frac{v^2}{2g}$ (m)	h—收缩水深(m) q_0—单宽流量[$m^3/(s\cdot m)$] g—重力加速度($9.81m/s^2$) ϕ—流速系数，实用中可取等于1 H—跌落高度(m) h_1—上游进水管水深(m) h_2—下游出水管水深(m) v—进水管内流速(m/s)
2	单宽流量 q_0	$q_0=\frac{Q}{d_2}$[$m^3/(s\cdot m)$]	Q—进水管流量(m^3/s) d_2—下游管渠的管径或宽度(m)

续表

序号	名称	计算公式	符号说明
3	水垫高度 B	$B=\frac{0.451q_0}{\sqrt{h}}-0.5h$(m)	符号同前
4	消力槛深度 P	$P=B-h_2$(m)	B—跌水井中水垫高度(m) 其余符号同前
5	井长度 l	$l=2l_1$ $l_1=1.15\sqrt{H_0(H+0.33H_0)}$ $H_0=h_1+\frac{v^2}{2g}$	H_0—上游进水管出口处水深(m) 其余符号同前
6	溢流堰上各点坐标值	$x=l_1\sqrt{\frac{y}{H}}$	x—溢流堰上水流曲线横坐标值 y—溢流堰上水流曲线纵坐标值 其余符号同前

消力槛深度的确定，在实际计算中可根据上列公式并结合图 1-11 进行。图中实线表示 B 值的范围，虚线表示 T_0 值的范围。应用该曲线图解时，先假定消力槛深度 $P=0$，用公式 $T_0=H+h_1+P+\frac{v^2}{2g}=H+h_1+\frac{v^2}{2g}$，求得近似的 T_0，并用公式 $q_0=\frac{Q}{d_2}$，求 q_0，而后在图上找到 T_0 及 q_0 值的交点，以该点找 B 值，则 $P=B-h_2$。将已求得之 P，代入上式并重复以上计算过程，则可求得消力槛的深度。

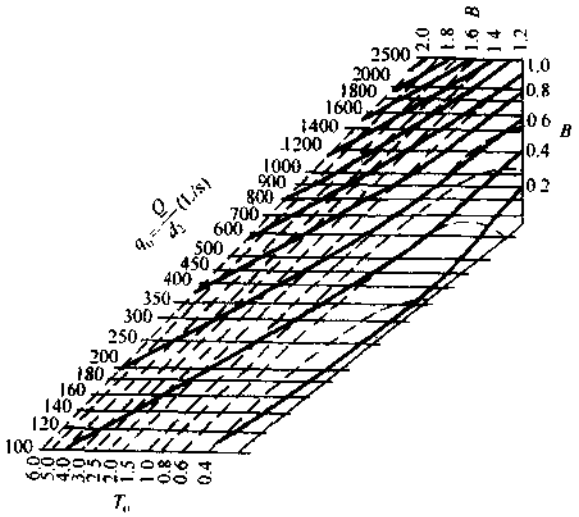


图 1-11 消力槛跌水井水力计算

【例】 上游管段 $d_1=600$mm，$i=0.01$，$v=2.3$m/s，$Q=400$L/s，充满度 $h_1=0.60d_1$，跌落高度 $H=2.0$m，下游出水管渠宽度 $d_2=800$mm，$h_2=0.58$m，见图 1-12。

【解】 (1) 断面比能(第一次假定的近似值)，

$$T=H+h_1+\frac{v^2}{2g}=2+0.6\times0.6+\frac{2.3^2}{2\times9.81}$$
$$=2.63\text{m}(P=0,T\approx T_0)$$

(2) 单宽流量：

$$q_0=\frac{Q}{d_2}=\frac{0.4}{0.8}=0.5\text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$$

(3) 水垫高度及消力槛深度，第一次由图 1-11 查得的近似值：以 $q_0=0.5\text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$ 和 $T=2.63$m 之值查得 $B=0.75$m，则消力槛深度：

$$P=B-h_2=0.75-0.58=0.17\text{m}$$

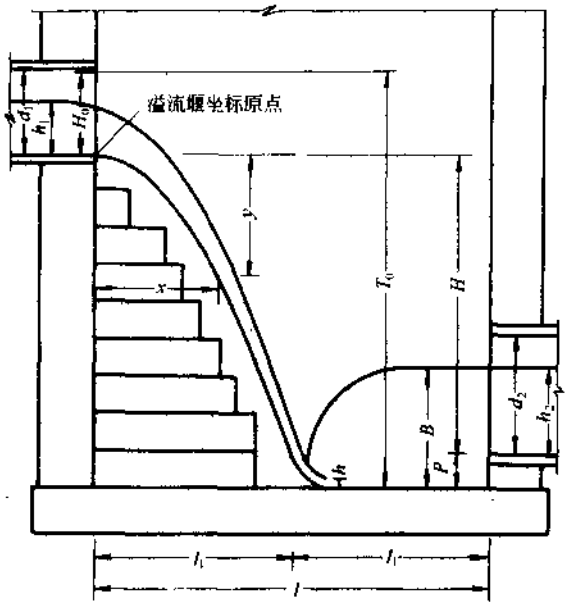


图 1-12　跌水井计算

(4) 水垫高度及消力槛深度，第二次调整后由图 1-11 查得的近似值：在计算的 T 上加 P，$T_0=2.63+0.17=2.8$m，再取以 $q_0=0.5\text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$ 及 $T_0=2.8$m 之值，查得 $B=0.78$m。则消力槛深度：

$$P=0.78-0.58=0.20\text{m}$$

为了保证得到沉溺式水跃，并避免继续试算的麻烦，将求得的消力槛深度，再加 10%～20%，取 15%，得 $P=0.23$m。

(5) 井的长度：

$$H_0=h_1+\frac{v^2}{2g}=0.36+\frac{2.3^2}{2\times9.81}=0.36+0.27=0.63\text{m}$$

$$l_1=1.15\sqrt{H_0(H+0.33H_0)}=1.15\sqrt{0.63(2.0+0.33\times0.63)}=1.36\text{m}$$

井的长度 $l=2l_1=2\times1.36=2.72$m

(6) 以 $x=l_1\sqrt{\frac{y}{H}}$ 求溢流堰上各点坐标值，逐次假设 y 值求出相应的 x 值，见表 1-24。

溢流堰上各点坐标准　　表 1-24

y	$\sqrt{y}$	$\sqrt{H}$	l_1	$x=l_1\sqrt{\frac{y}{H}}$
0.01	0.1	1.414	1.36	1.10
0.02	0.141	1.414	1.36	0.14
0.05	0.224	1.414	1.36	0.22
0.1	0.316	1.414	1.36	0.30
0.2	0.447	1.414	1.36	0.43
0.4	0.632	1.414	1.36	0.61
0.6	0.775	1.414	1.36	0.745
0.8	0.894	1.414	1.36	0.86

续表

y	$\sqrt{y}$	$\sqrt{H}$	l_1	$x=l_1\sqrt{\frac{y}{H}}$
1.0	1.000	1.414	1.36	0.96
1.2	1.095	1.414	1.36	1.05
1.4	1.183	1.414	1.36	1.14
1.6	1.265	1.414	1.36	1.22
1.8	1.342	1.414	1.36	1.29
2.0	1.414	1.414	1.36	1.36

注：1. 消力槛深度 P，经用水力学常用计算公式验算，先求 h，再反复试算，也得出 $P=0.23$m 的同样结果。

2. 溢流堰各点坐标公式 $x=l_1\sqrt{\frac{y}{H}}$，只能适用到 $y=H$，$y>H$ 的消力池部分，应用圆滑曲线接顺。

1.5.5 雨 水 口

1.5.5.1 雨水口设置

雨水口的设置应根据道路(广场)情况、街坊及建筑情况、地形情况(应特别注意汇水面积较大、地形低洼的积水地点)、土壤条件、绿化情况、降雨强度，以及雨水口的泄水能力等因素决定。

(1) 布设位置：雨水口宜于设置在汇水点(包括集中来水点)上和截水点上，前者如道路上的汇水点、街坊中的低洼处、河道或明渠改建暗沟以后原来向河渠进水的水路口、靠地面淌流的街坊或庭院的水路口、沿街建筑物雨落管附近(繁华街道上的沿街建筑雨落管，应尽可能以暗管接入雨水口内)等。后者如道路上每隔一定距离的地方、沿街各单位出入路口上游及人行横道线上游(分水点情况除外)等。

十字路口处，应根据雨水径流情况布置雨水口，见图 1-13。

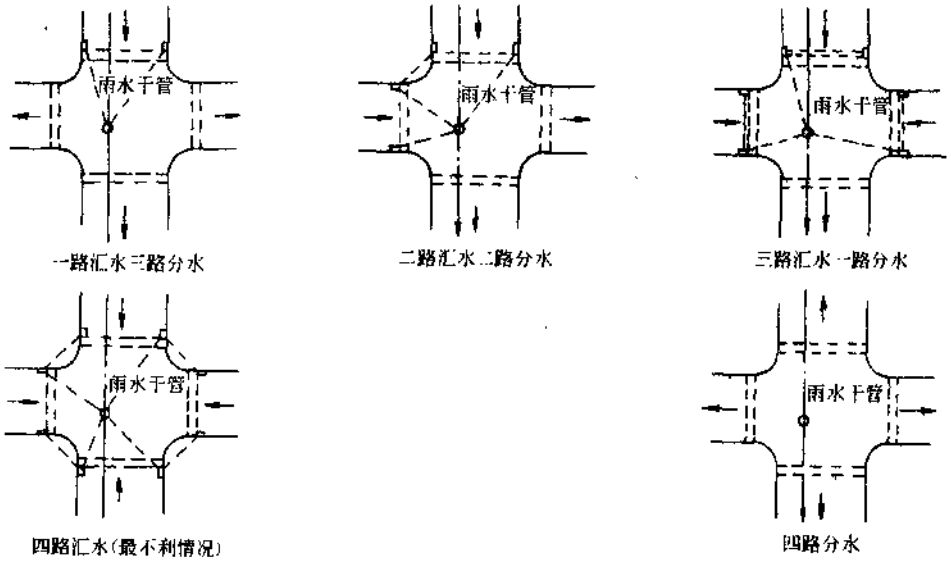


图 1-13 路口雨水口布置

雨水口不宜设置在道路分水点上、地势高的地方、道路转弯的曲线段、建筑物门口、停车站前、其他地下管道上等处。

(2) 设置数量：雨水口设置数量主要依据来水量而定。截水点和来水量较小的地方一般设单箅雨水口，汇水点和来水量较大的地方一般设双箅雨水口，汇水距离较长、汇水面积较大的易积水地段常需设置三箅、四箅或选用联合式雨水口，立交下道路最低点一般要设置十箅左右，以上均按路拱中心线一侧的每一个布置点计算。

(3) 设置间距：雨水口间距应根据前述有关因素和实践经验确定，一般为25～60m。

(4) 箅面高：平箅雨水口箅面一般宜低于附近路面30～40mm，设在土地面上时宜低50～60mm，四周路面或地面均应平顺坡向雨水口，不得形成陡坎。

(5) 串联设置：雨水口串联时一般不宜多于3个。

(6) 与检查井的连接：雨水口以连接管接入检查井，连接管管径应依据箅数及泄水量由计算确定，不计算时可按表1-25采用。连接管坡度一般不小于0.01，每段长度一般不宜大于25m。

雨水口连接管径　　表1-25

雨水口形式	串连个数		
	1	2	3
	连接管管径(mm)		
道牙平箅式、地面平箅式：单箅、双箅 道牙平箅立孔联合式：单箅	200	300	300
道牙平箅式、地面平箅式：三箅 道牙平箅立孔联合式：双箅	300	300	400

1.5.5.2　雨水口的构造要求

(1) 进水量大、进水效果较好：经验证明铸铁平箅进水孔隙长边方向与来水方向一致的进水效果较好，750mm×450mm的铁箅进水量较大，比较适用。在有大量树叶杂物堵塞箅子的地方宜加设立式进水孔。

(2) 易于施工养护：构造须简单，尽可能设计或选用装配式的。雨水口井深度一般不大于0.8～1.0m(有冻胀影响的地区应根据经验确定)。在泥砂量较大的地区可根据需要设置沉泥槽。

(3) 安全卫生：平箅栅条间隙不大于30mm。合流管道的雨水口宜加设防臭设施。一般将雨水井用聚氯乙烯板隔为两间，板上边为轴，水来可以冲开流入雨水管，水停，板仍垂下，封闭井室。惟需经常养护，保持轴的灵活。

1.5.5.3　雨水口形式及泄水能力

雨水口形式、泄水能力及适用条件见表1-26。

雨水口形式及泄水能力　　表1-26

形式	给水排水标准图集		泄水能力(L/s)	适用条件
	原名	图号		
道牙平箅式	边沟式	S235　3	20	有道牙的道路

续表

形式	给水排水标准图集		泄水能力(L/s)	适用条件
	原名	图号		
道牙立箅式	—	—	—	有道牙的道路
道牙立孔式	侧立式	S235 16	约20	有道牙的道路,箅隙容易被树叶堵塞的地方
道牙平箅立箅联合式	—	—	—	有道牙的道路,汇水量较大的地方
道牙平箅立孔联合式	联合式	S235 6	30	有道牙的道路,汇水量较大,且箅隙容易被树枝叶堵塞的地方
地面平箅式	平箅式	S235 8	20	无道牙的道路、广场、地面
道牙小箅雨水口	小雨水口	S235 10	约10	降雨强度较小城市有道牙的道路
钢筋混凝土箅雨水口	钢筋混凝土箅雨水口	S235 18	约10	不通行重车的地方

注:大雨时易被杂物堵塞的雨水口,泄水能力应按乘以0.5~0.7的系数计算。

1.5.6 倒虹管

1.5.6.1 一般规定

(1) 敷设位置及要求:污水管穿过河道、旱沟、洼地或地下构筑物等障碍物不能按原高程径直通过时,应设倒虹管。倒虹管尽可能与障碍物轴线垂直,以求缩短长度。通过河道地段的地质条件要求良好,否则要更换倒虹管位置,无选择余地时,也可据以考虑相应处理措施。

(2) 倒虹管形式:有多折型和凹字型两种(见图1-14)。多折型适用于河面与河滩较宽阔,河床深度较大的情况,需用大开挖施工,所需施工面较大,凹字型适用于河面与河滩较窄,或障碍物面积与深度较小的情况,可用大开挖施工,有条件时还可用顶管法施工。凹字型倒虹管在日本与我国华东地区广为应用,效果良好。

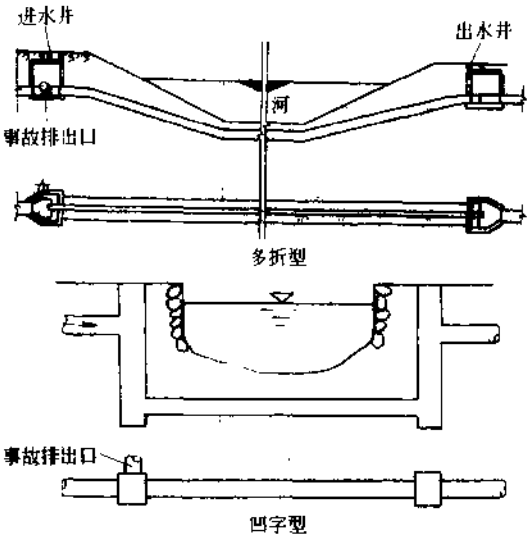


图1-14 倒虹管

(3) 敷设条数:穿过河道的多折型倒虹管,一般敷设2条工作管道。但近期水量不能达到设计流速时,可使用其中的1条,暂时关闭另一条。穿过小河、旱沟和洼地的倒虹管,可敷设1条工作管道。穿过特殊重要构筑物(如地下铁道)的倒虹管,应敷设3条管道,2条工作,1条备用。凹字型倒虹管因易于清通,一般设1条工作管道。

(4) 管材、管径及敷设长度、深度、斜管角度:倒虹管一般采用金属管或钢筋混凝土管,

管径一般不小于200mm。倒虹管水平管的长度应根据穿越物的现状和远景发展规划确定，水平管的外顶距规划河底一般不小于0.5m。遇冲刷河床应考虑防冲措施。穿越航运河道，应与当地航运管理机关协商确定。多折型倒虹管的下行上行斜管与水平管的交角一般不大于30°。

(5) 流速：倒虹管内设计流速应不小于0.9m/s，也不应小于进水管内流速。当流速达不到0.9m/s时，应加定期冲洗措施，冲洗流速不小于1.2m/s。

(6) 进出水井：倒虹管井应布置在不受洪水淹没处，必要时可考虑排气设施。井内应设闸槽闸板或闸门。进水井内应备有冲洗设施。井的工作室高度(闸台以上)一般为2m。井室人孔中心应尽可能安排在各条管道的中心线上。

(7) 沉泥槽和事故排出口：位于倒虹管进水井前的检查井，应设置沉泥槽。凹字型倒虹管的进出水井中也应设沉泥槽，一般井底落底0.50m。进水井应设置事故排出口，如因卫生要求不能设置时，则应设备用管线。但在有2条以上工作管线情况下，当其中1条发生故障，其余管线在提高水压线后并不影响上游管道正常工作仍能通过设计流量时，也可不设备用管线。

1.5.6.2　水力计算

水力计算公式及各种阻力损失值见表1-27～31。

倒虹管计算公式　　表1-27

序号	名　称	计算公式	符号说明
1	进出水井水面差 H_1	$H_1=Z_1-Z_2$(m) $H_1>H$	H—倒虹管全部水头损失(m) Z_1—进水井水面标高(m) Z_2—出水井水面标高(m)
2	倒虹管全部水头损失 H	$H=il+\Sigma\xi_i\frac{v^2}{2g}$(m)	i—水力坡降(即倒虹管每米长的水头损失) l—倒虹管长度(m) ξ_i—局部阻力系数(m) v—倒虹管内流速(m/s) g—重力加速度(m/s²)
3	倒虹管管段水头损失 h_0	$h_0=il$(m)	符号同前
4	进口局部水头损失 h_1	$h_1=\xi\frac{v^2}{2g}$(m)	ξ—系数，一般 $\xi=0.5$
5	出口局部水头损失 h_2	$h_2=\xi\frac{v^2}{2g}$(m)	ξ—系数，一般 $\xi=1.0$
6	弯头局部水头损失 h_3	$h_3=\Sigma\xi\frac{v^2}{2g}$(m)	当 $\theta=30°$，$\frac{r}{R}=0.125\sim1.0$，$\xi=0.10\sim0.55$，一般用0.30 θ—倒虹管转弯角度(°) r—倒虹管半径(m) R—倒虹管转弯半径(m)

注：1. 每米水头损失值 i 见给水排水设计手册第1册《常用资料》。

2. 进口、出口及转弯的局部损失值见表1-25、26和表1-28。

3. 估算倒虹管进口、出口及弯头的水头损失，一般按管段水头损失的5%～10%考虑。当倒虹管长度大于60m时，采用5%；小于60m时，采用10%。

4. H_1 应稍大于 H，H_1-H 一般可取0.05～0.10m。

进口阻力损失值 表 1-28

v(m/s)	0.75	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20	1.25
h_1(m)	0.0161	0.0183	0.0232	0.0287	0.0347	0.0413	0.0448

出口阻力损失值 表 1-29

$v-v_0$(m/s)	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50
h_2(m)	0.00051	0.00115	0.00204	0.00319	0.00459	0.00624	0.00815	0.01032	0.01274

$v=1.0$m/s时,标准弯曲管的阻力值 表 1-30

弯角 θ(°)	10	15	22.5	30	45	60	90
r/R	1/18	1/12	1/8	1/6	1/4	1/3	1/2
h'(m)	0.00074	0.00112	0.00169	0.00228	0.00371	0.00579	0.01500

转角处的阻力损失值 表 1-31

角 θ(°)	v(m/s)						
	0.75	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20	1.25
10	0.00042	0.00047	0.00060	0.00074	0.00090	0.00107	0.00116
15	0.00063	0.00072	0.00091	0.00112	0.00136	0.00161	0.00175
22.5	0.00095	0.00108	0.00137	0.00169	0.00204	0.00243	0.00264
30	0.00128	0.00146	0.00185	0.00228	0.00276	0.00328	0.00356
45	0.00209	0.00237	0.00301	0.00371	0.00449	0.00534	0.00580
60	0.00326	0.00371	0.00469	0.00579	0.00701	0.00834	0.00905
90	0.00844	0.00960	0.01215	0.01500	0.01815	0.02160	0.02344

【例】 多折型倒虹管:已知最大和最小流量为 $Q_{max}=510$L/s、$Q_{min}=120$L/s,倒虹管长为 100m,共 4 只 30°弯头。倒虹管上游沟管流速 $v=1.0$m/s,下游为 1.24m/s。

【解】 (1) 采用三条管径相同而平行敷设的工作管线,管径 $D=400$mm,每条倒虹管流量 $q_{max}=\frac{510}{3}=170$L/s,查表得 $D=400$mm。$q=170$L/s, $i=0.0065$。$v=1.37$m/s>0.9 m/s,同时 $v=1.37$m/s>1.0m/s。

(2) 倒虹管管段水头损失:

$$h_0=il=0.0065\times100=0.65\text{m}$$

(3) 进口局部水头损失:

$$h_1=\xi\times\frac{v^2}{2g}=0.5\times\frac{1.37^2}{2\times9.8}=0.048\text{m}$$

(4) 出口局部水头损失:

$$h_2=\xi\frac{v^2}{2g}=1.0\times\frac{1.37^2}{2\times9.8}=0.096\text{m}$$

(5) 弯头局部水头损失:

$h_3=\Sigma\xi\frac{v^2}{2g}$, $\xi=0.30$,4 只弯头

$$h_3=4\times0.3\times\frac{1.37^2}{2\times9.8}=0.115\text{m}$$

(6) 倒虹管全部水头损失：

$$H=0.65+0.048+0.096+0.115=0.909\text{m}$$

【例】 凹字型倒虹管：流量与流速条件完全同上例，倒虹管长度为 50m。

【解】 (1) 用一条水平敷设的工作管线，管径采用 700mm，倒虹管前检查井中设沉泥槽，倒虹管的进出水井各落底 0.50m。查水力计算表得 $D=700\text{mm}$，$Q=510\text{L/s}$，$i=0.00305$，$v=1.30\text{m/s}>0.90\text{m/s}$，同样 $v=1.30\text{m/s}>1.0\text{m/s}$。

(2) 倒虹管全部水头损失：

$$h=il+\Sigma\xi\frac{v^2}{2g}=0.00305\times50+(0.5+1.0)\frac{1.30^2}{2\times9.8}=0.282\text{m}$$

1.5.7　管道穿越铁路或公路

(1) 管线最好垂直于铁路或公路，以缩短穿越长度。

(2) 穿越的管道在可能条件下宜争取敷设在铁路、公路桥下或已有的涵洞中。

(3) 穿越铁路或公路的管道，其断面、坡度、流速、流量等设计数据宜与上下游管段相同或相当，高程应相互衔接。但管道结构尺寸应按照相应的外部荷载计算，并经当地有关铁路交通管理部门同意。

(4) 被穿越的铁路或公路车流较大、断路困难的，一般采用顶管法施工。车流很小或有副线能够临时通行的，可争取采用开槽法施工。

采用顶管施工时应注意覆土厚度、土质情况、地下水位等条件。管材一般采用加固管。管径不小于 900mm，如上下游管径很小，可在顶管内再敷设一条相同断面的小管，或根据设计流量在顶管内砌筑一个流槽。

(5) 压力管或带有侵蚀性的污水管道，在穿越重要的铁路干线或公路时，管道宜设在套管或地沟中，并设事故排出口和为排除套管或地沟内积水的措施。两端设检查井，井位宜在车轮活荷载压力线以外，并在路堤坡脚或路堑顶以外。

(6) 顶管或套管管顶与铁路轨底之间的垂直距离应不小于 1.2m，与公路路基底部之间的垂直距离应不小于 0.5m。

管道穿越铁路见图 1-15。

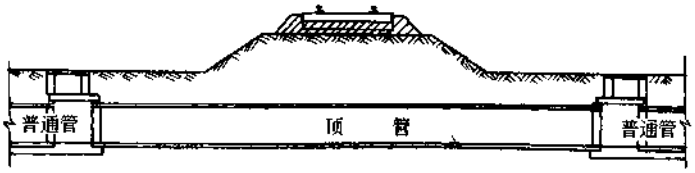


图 1-15　穿越铁路顶加固钢筋混凝土管

1.5.8　出　水　口

(1) 位置：排水管道出水口的位置和形式，应取得当地卫生监督机关、水体管理养护部门的同意；如出水口伸入通航河道时，尚应取得当地航运管理机关的同意。在较大的江河岸边设置出水口时，应保持与取水构筑物、游泳区及家畜饮水区有一定距离。同时也要注意不

影响下游居民点的卫生和饮用。在城市河渠的桥、涵、闸附近设置雨水出水口时，应选在它们的下游，并保证结构条件、水力条件所需要的距离。在海岸设置污水出水口时，应考虑潮位变化、水流方向、波浪情况、主导风向、海岸与海底高程的变迁情况、是否有码头驳岸设施、是否风景游览地区和游泳区、水产情况等等，选择适当的位置高程和形式，以保证出水口的使用安全，不影响水产、水运，保持海岸附近地带的环境卫生。

(2) 高程：雨水出水口内顶最好不低于多年平均洪水位，一般应在常水位以上。污水出水口应尽可能淹没在水体水面以下。

(3) 形式：淹没式，主要用于污水管道，但雨水管道也可以用。可分为岸边式和河床分散式两种。河床分散式出水口是将污水管道顺河底用铸铁管或钢管引至河心，用分散放水口将污水泄入水体。河底出水管总管内流速不小于 0.7m/s，以防污泥在管中沉淀淤积。并应设置事故出水口，以便当三通管堵塞时使用。非淹没式，主要用于雨水管道。其翼墙可分为一字式和八字式两种，参见《给水排水标准图集》S222。

(4) 防冲措施：采用岸边式出水口时，出水口与岸边的连接部分要建挡土墙和护坡(不要侵占水体过水断面)，底板要防冲加固。

(5) 防潮防洪闸：在受潮汐影响的地区，一般应设自动式防潮闸门。在受短期洪水威胁的地区，可设置人工启闭式闸门。在受潮汐影响或洪水威胁的地区，出水口的数量要适当减少，以利控制，防止倒灌。

(6) 砌筑材料：出水口最好用耐浸泡、抗冻胀的材料砌筑，一般用浆砌块石。

1.5.9 雨水溢流井

1.5.9.1 一般规定

(1) 合流制管道上的雨水溢流井，有截流槽、旁侧堰，其形式有跳越堰式和侧堰式。

(2) 溢流井设置地点：

1) 尽可能靠近水体的下游。

2) 最好在高浓度工业污水进入点的上游。

3) 在倒虹管前、排水泵站前及处理构筑物前等处。

(3) 溢流井出口高程宜在水体最高洪水位以上，低于最高洪水位时，需设闸门，以防倒灌。

(4) 雨水溢流井的截流倍数 n_0，可根据水体的卫生要求，按照有关公式算出。粗估时，可参考表 1-32。

排放条件不同的 n_0 值　　表 1-32

排放条件	n_0
在居住区内排入大河流($Q>10m^3/s$)	1～2
在居住区内排入小河流($Q=5\sim10m^3/s$)	3～5
在区域泵站和总泵站前及排水总管的端部根据居住区内水体的不同特性	0.5～2
在处理构筑物旁根据不同处理方法与不同构筑物的组成	0.5～1

1.5.9.2 跳越堰式溢流井

跳越堰式溢流井见图 1-16。

溢流堰计算见图 1-17。

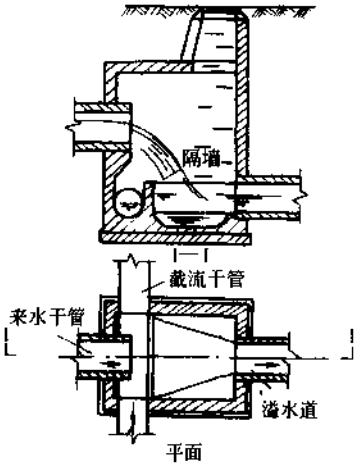


图 1-16　跳越堰式溢流井

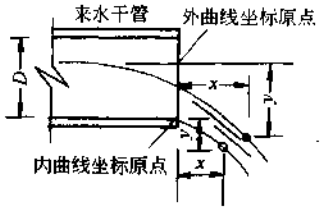


图 1-17　跳越堰计算

根据射流抛物线的方程式，计算出雨水溢流井工作室中隔墙的高度与距来水干管出口的距离。

射流抛物线外曲线方程式：

$$x = 0.36v^{\frac{2}{3}} + 0.6y^{\frac{4}{7}} \tag{1-14}$$

射流抛物线内曲线方程式：

$$x = 0.18v^{\frac{4}{7}} + 0.74y^{\frac{3}{4}} \tag{1-15}$$

式中　v——来水干管中的流速(m/s)；

x——射流抛物线上任一点的横坐标(m)；

y——射流抛物线上任一点的纵坐标(m)。

跳越堰式溢流井可拦集一定的初雨径流量，减少进入水体的地面污染。设计时拦集管流量为来水管晴天污水量与所需拦集的雨水径流量之和，相应水舌的外曲线坐标应被旁侧堰所截留。与雨水径流量继续增大，水舌外曲线超出旁侧堰，则将有部分雨污混合水越出拦集管而流入水体；与雨水径流量更大，水舌内曲线也超出旁侧堰时，这时全部雨污混合水越过旁侧堰流入水体。跳越堰式溢流井设计的关键在于确定合理的截流雨水径流量及其相应水舌曲线与旁侧堰坐标的关系。

1.5.9.3　侧堰式溢流井

截留式合流沟道上的溢流井最常用的形式为侧堰式，侧堰式溢流井是在井中设溢流堰，堰顶高度根据所需的雨天流量水位确定，堰的长度计算公式为

$$L = \frac{Q}{1.8H^{1.5}} \tag{1-16}$$

式中　Q——溢流量(m^3/s)；

H——堰上水深(m)。

L——堰长(m)；

【例】　侧堰式溢流井计算：

【解】　(1) 入流管数据如下：

管径 d_1 (mm)	流量(L/s)			管坡 i_1 (‰)	流速 v (m/s)	充满度 h/d_1	水深 h (m)	标高(m)	
	雨污水	雨 水	污 水					管 底	水 位
1000	956	916	40	1.6	1.22	1.0	1.000	4.100	5.100

(2) 截流水量 $=(1+n_0)Q_{污}=(1+2)\times 40=120L/s$

溢流雨污水量 $=956-120=836L/s$

(3) 入流管在截流水量时的条件如下：

管径 d_1 (mm)	流 量 (L/s)	管坡 i_1 (‰)	截流量 q (L/s)	截流比 q/Q	充满度 h/d_1	水深 h (m)	水 位 (m)
1000	956	1.6	120	0.125	0.25	0.25	4.350

入流管满流水位与截流量水位之差 $=5.100-4.350=0.750m$

(4) 截流管数据如下：

管径 d_2 (mm)	管坡 i_2 (‰)	流量(L/s)		流速(m/s)		充满度 h/d_2		水位(m)		管底标高 (m)
		雨水	晴天	雨水	晴天	雨水	晴天	雨水	晴天	
400	3.3	120	40	0.95	0.81	1.0	0.42	4.350	4.118	3.950

(5) 溢流管数据如下：

管径 d_3 (mm)	溢流量 (L/s)	管坡 i_3 (‰)	流 速 (m/s)	充满度 h/d_3	水深 h (m)	标高(m)	
						管 底	水 位
1000	836	1.2	1.06	1.0	1.000	3.350	4.350

(6) 溢流堰的顶高与堰长：

$$堰顶高=截流量雨天水位=4.350m$$

$$堰长\ L=\frac{0.836}{1.8\times 0.75^{1.5}}=0.715m$$

1.6 雨 水 调 蓄

雨水干管附近有能利用的天然洼地、池塘、河流等可以蓄洪调节的，或有条件建造人工调蓄池的地方，宜考虑对雨水高峰流量进行调节，可降低雨水调节池下游管渠的造价，雨水调蓄还是解决旧有沟道流量不足的最好措施。

雨水调蓄池的构造有溢流堰、底部流槽式和中部侧堰式(见图 1-18、19)。溢流堰式适

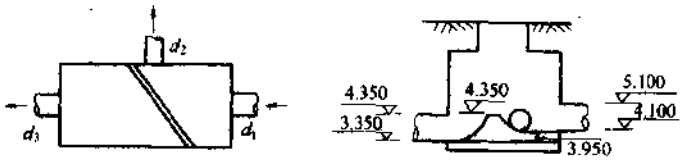


图 1-18 侧堰式溢流井

用于陡坡地段;底部流槽式适用于平坦地形而沟道埋深较大的情况;中部侧堰式用于平坦地形而沟道埋深不大的情况,其调节水量需用泵抽升排除。

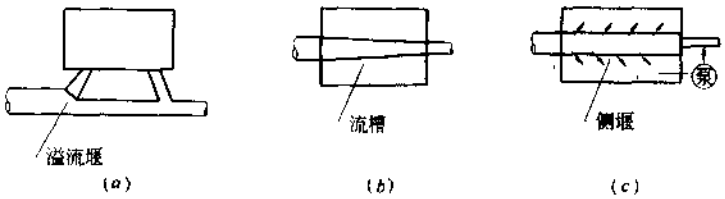


图 1-19　调蓄池构造布置

(a)溢流堰式;(b)底部流槽式;(c)中部侧堰式

调蓄池的作用是高峰流量入池调蓄,低流量时脱过。脱过流量 Q' 与池前管道设计流量 Q 之比值 α,称为脱过系数。

由径流成因所推理的流量过程线可求得调蓄容积 V 的公式为

$$V=f(\alpha)W(\mathrm{m}^3) \tag{1-17}$$

式中　α——脱过系数,$\alpha=\dfrac{Q'}{Q}$;

$f(\alpha)$——α 的函数式;

W——池前管渠的设计流量 Q 与相应集流时间 τ 的乘积,$W=Q\tau(\mathrm{m}^3)$。

推理所得的 $f(\alpha)$ 式为

$$f(\alpha)=\left[-\left(\frac{0.65}{n^{1.2}}+\frac{b}{\tau}\frac{0.5}{n+0.2}+1.10\right)\lg(\alpha+0.3)+\frac{0.215}{n^{0.15}}\right] \tag{1-18}$$

式中　b、n——暴雨公式参数;

τ——管渠在进入调蓄池前的断面汇流历时,不计延缓系数(min)。

式(1-17)适用于 $i=\dfrac{A}{(t+b)^n}$、$i=\dfrac{A}{t^n}(b=0)$、$i=\dfrac{A}{t+b}(n=1)$三种类型暴雨公式,较众多古典的调蓄池容积公式合理而安全。

调蓄池的放空时间一般不宜超过 12 小时。调蓄池的出水管管径参考表 1-33 采用。调蓄池出水管(长度按 10m 计)平均流出流量按表 1-34 采用。

调蓄池出水管管径　表 1-33

调蓄池容积(m^3)	管径(mm)
500～1000	200
1000～2000	200～300
2000～4000	300～400

调蓄池出水管平均流出流量　表 1-34

出水管直径(mm)	池内最大水深(m)		
	1.0	1.5	2.0
	平均流出流量(L/s)		
200	38	46	54
250	65	79	92
300	99	121	140
400	190	233	269

【例】　已知 $Q=1.2\mathrm{m}^3/\mathrm{s}$,$\tau=20\mathrm{min}$,脱过调蓄池的流量 $Q'=0.36\mathrm{m}^3/\mathrm{s}$,暴雨公式参数 $b=8$,$n=0.7$,出水管 $D=200\mathrm{mm}$,池内最大水深 1.5m,计算调蓄池的容积 V 及校核其放空时间 T。

【解】　计算:

$$\alpha=\frac{0.36}{1.2}=0.3$$

$$V=\left[-\left(\frac{0.65}{0.7^{1.2}}+\frac{8}{20}\times\frac{0.5}{0.7+0.2}+1.1\right)\lg(0.3+0.3)+\frac{0.215}{0.7^{0.15}}\right]\times1.2\times20\times60$$
$$=[(-2.319)\times(-0.222)+0.227]\times1440$$
$$=0.742\times1440$$
$$=1068\text{m}^3$$

$$T=\frac{1068\times1000}{46\times3600}=6.45\text{h}$$

调蓄池出水管 $D=200$mm 可以满足要求。

1.7 立 交 排 水

1.7.1 特 点

立交排水与一般道路排水不同，具有以下特点：

(1) 高程上的不利条件：无论公路立交或铁路立交，位于下边的道路，其最低点往往比周围干道低约 2～3m，形成盆地，且纵坡很大，雨水很快就汇集到立交最低点，极易造成严重积水。

(2) 交通上的特殊性：立交多设在交通频繁的主要干道上，防止积水，确保车辆通行，自然成为排水设计应考虑的主要原则，因此排水设计标准要高于一般道路。

(3) 养护管理上的要求：由于立交道路一般车辆多，速度快，对排水管道的养护管理、雨水口的清淤，带来一定困难，设计上应适当考虑养护管理的便利。

(4) 地下水排除问题：当地下水位高于设计路基时，为避免地下水造成路基翻浆和冻胀，需要同时考虑地下水的排除问题。

1.7.2 一 般 规 定

(1) 汇水面积：汇水面积应包括引道、坡道、匝道、跨线桥、绿地以及建筑红线以内的适当面积(约 10m)，见图 1-20。

立交的类别和形式较多，每座立交的组成部分也不完全相同，但对于划分汇水面积，应当提出一个共同的要求：尽量缩小其汇水面积，以减小流量，在条件许可的情况下，应争取将属于立交范围的一部分面积，划归附近另外系统，或采取分散排放的原则，即高水高排(地面高的水接入较高的排水系统，可自流排出)；低水低排(地面低的水，接入另一个较低的排水系统，不能自流排除者，经泵站抽升)。以免使雨水都汇集到最低点，一时排泄不及，造成积水。

(2) 雨水流量公式，见式(1-6)。

(3) 设计参数：重现期 P、径流系数 ψ、集水时间 t，见第 3.4 节立交排水泵站。由于坡度陡，管内流行时间不宜采用延缓系数 2。

(4) 雨水口布置：立交的雨水口，一般沿坡道两侧对称布置，越接近最低点，雨水口摆得越多，往往开始为单箅或双箅，到最低点增加到 8 箅或 10 箅。另一种布置形式为在立交最低点，横跨路面布置一排(或对应两排)雨水口，这种截流式虽截流量较大，但对车辆行驶不

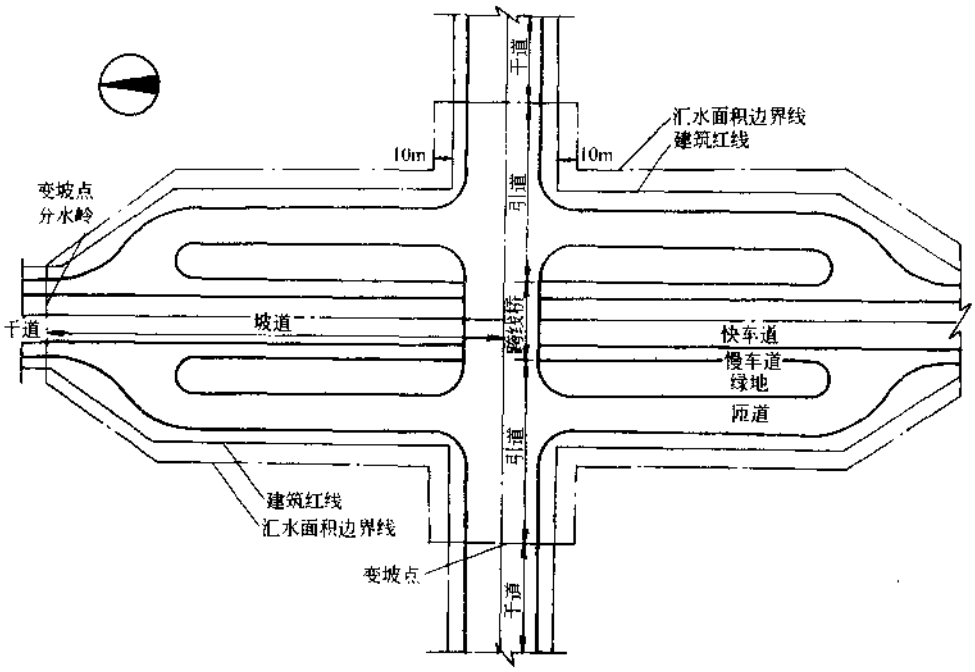


图 1-20　立交排水汇水面积

便，不如前一种好。面积较大的立交，除坡道外在引道、匝道、绿地中的适当距离和位置也都应布置一些雨水口。处于最高位置的跨线桥，为了不使雨水径流过长的距离，往往采用泄水孔排水，通过立管引入下层的雨水口或检查井中。

雨水口布置的数量，应与设计流量相符合，并应考虑到树叶杂草等堵塞的不利情况，一般在计算出雨水口的总数后，还应视重要性乘以 1.2～1.5 的安全系数。

雨水口的泄水能力：见第 1.5.5 节。

(5) 管道布置及断面选择：立交排水管道的布置，应与其他市政管道综合考虑，要避开与立交桥基础和与其他市政设施的矛盾。如不能避开时，应从结构上考虑加固、加设柔口或改用铸铁管材等，以解决承载力和不均匀下沉问题。

由于立交交通量较大，排水管道检修困难，一般将断面适当加大，起点最小断面应不小于 $D=400$mm，以下各段设计断面，均应比计算的加大一级。

(6) 立交排水应采取分流制，即雨污分流，以免影响环境卫生。

此外若立交工程是在平交基础上改建而成，应在修建新排水系统的同时，解决好旧系统的改建问题。

1.7.3　形　　式

1.7.3.1　自流排水

自流排水是最经济的排水措施，它不需要专职的管理人员，也不消耗能源，因此，在考虑立交排水方案时，应在总体规划允许的范围内，力争自流排出。

【例】　某立交工程为分三层行驶之立交桥，机动车行驶在上、下两层，非机动车行驶在

中层。具体尺寸见图 1-21。配合立交解决排水问题。立交范围内拟建 3200mm×2500mm 雨水方沟一条，沟内设计水位低于立交路面最低点高程，可将立交中心区北侧、南侧、西侧之面积就近划入；立交中心线以东约 250m 处，有已建 DN1800mm 雨水干管一条，可将中心线以东 80m 以外引道之面积划入。

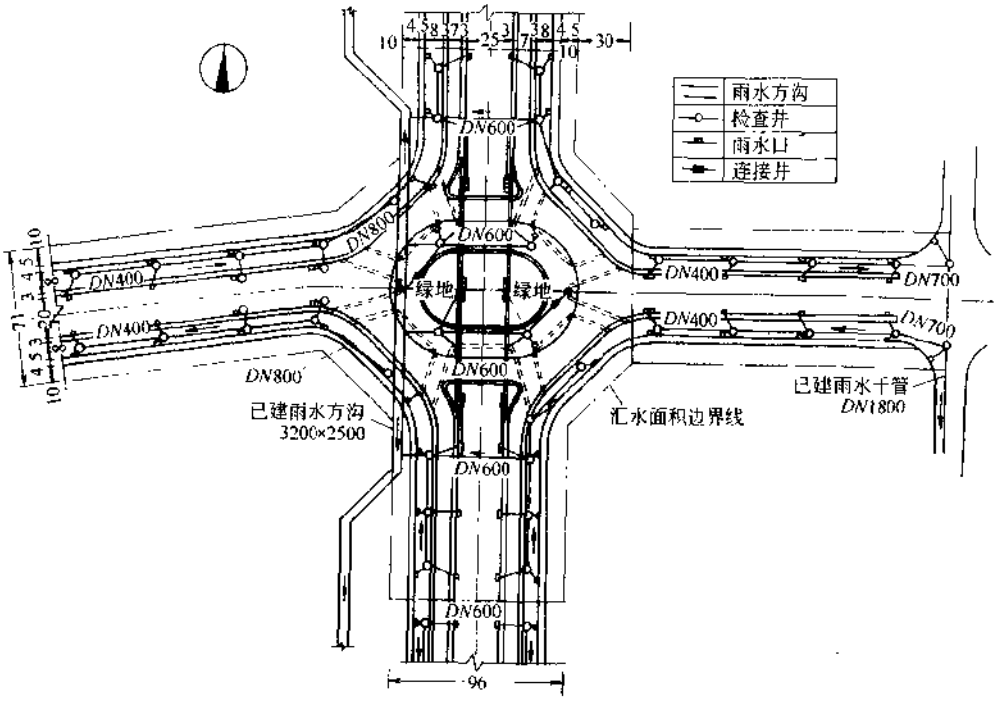


图 1-21 立交自流排水总平面

（单位：断面为 mm，距离为 m）

【解】 (1) 确定设计参数：P 值选用 2a；ψ 值：绿地选用 0.2；红线以内选用 0.55；混凝土路面选用 0.9。集水时间（起点至最低点）t 采用 8min。

(2) 采用公式：

1) 求设计流量 $Q = q\psi F$ (L/s)

[当 $P = 2a$、$t = 8min$，$q = 362L/(s \cdot hm^2)$]

2) 求雨水口数量时，双箅和多箅的泄水能力乘以折减系数 0.8。

(3) 计算：

中心区北侧面积、流量：

混凝土路面面积：$1.17hm^2$

流量：$1.17 \times 362 \times 0.9 = 380L/s$

绿地面积：$0.08hm^2$

流量：$0.08 \times 362 \times 0.2 = 6L/s$

红线以内面积：$0.15hm^2$

流量：$0.15 \times 362 \times 0.55 = 31L/s$

中心区北侧雨水口数量：$\frac{1}{2}$流量为单箅，$\frac{1}{2}$流量为多箅：

单箅数量：$\frac{1}{2}(380+6+31)\div20\times1.3=13.6$ 个(选用 14 个)

双箅数量：$\frac{1}{2}(380+6+31)\div(20\times0.8)\times1.3=16.9$ 个(选用 18 个)

中心区南侧：

混凝土路面面积：$1.36hm^2$

流量：$1.36\times362\times0.9=434L/s$

绿地面积：$0.08hm^2$

流量：6L/s

红线以内面积：$0.23hm^2$

流量：47L/s

单箅、双箅各按流量的$\frac{1}{2}$计：

单箅：$\frac{1}{2}(434+6+47)\div20\times1.3=15.9$(选用 16 个)

双箅：$\frac{1}{2}(487)\div(20\times0.8)\times1.3=19.5$(选用 20 个)

雨水方沟以西：

混凝土路面面积：$1.09hm^2$

流量：$1.09\times362\times0.9=355L/s$

红线以内面积：$0.38hm^2$

流量：$0.38\times362\times0.55=76L/s$

雨水方沟以西雨水口数量：

双箅选用 3 个

单箅选用数量：$(355+76-2\times20\times0.8\times3)\div20\times1.3=21.8$(选用 22 个)

雨水方沟东侧：

混凝土路路面面积：$0.9hm^2$

流量：293L/s

红线以内面积：$0.31hm^2$

流量：62L/s

雨水口数量：

双箅选用 2 个

单箅数量：$(293+62-2\times20\times0.8\times2)\div20\times1.2$

$=17.5$(选用 18 个)

雨水口布置见图 1-21。

雨水管计算：计算方法同于 1.3 节有关内容，雨水管位置分设在慢车道上。

1.7.3.2　先蓄后排

当洪峰时，如水体(或干管)水位高于立交路面最低点，可将不能自流排除之流量暂时引入蓄水池贮存，错开历时较短的洪峰，待水体(或干管)水位回落，再自流排出。

(1) 先蓄后排需要具备的条件：

1) 立交附近有排水干管或河道，只要修建较短的出水管，即可在洪峰过后将蓄水池放

空。

2) 汇水面积较小,蓄水量不大,一场雨产生的全部水量最好不超过 $1000m^3$。

3) 在立交用地内有布设蓄水池的合适位置。

4) 与其他市政管道无大的交叉矛盾,立交内雨水管道能自流接入蓄水池蓄水,蓄水池也能自流接入干管或河道泄空。

(2) 蓄水池容量计算:蓄水池容量的确定,与汇水面积、全场雨量、降雨强度、降雨持续时间有关。一般情况下汇水面积为已知数,P 值按规范选用,降雨持续时间 t 由设计人根据当地降雨资料加以统计分析然后选定。由 P、t 查出 q,则蓄水池容量

$$W = Fqt \times \frac{60}{1000} \quad (m^3) \tag{1-19}$$

式中 F——汇水面积(hm^2);

q——设计降雨强度[$L/(s \cdot hm^2)$];

t——设计降雨持续时间(min)。

另一种方法,即在当地几十年的降雨记录中,找出 0、100、150、200mm 以上的降雨各出现若干场,经过研究分析,确定采用其中的某一数值作为设计标准,按全场降雨的流量全部存蓄考虑,即用其一场雨的降雨量 H 值乘以汇水面积,则蓄水池容量为

$$W = 10000F\frac{H}{1000} = 10FH(m^3) \tag{1-20}$$

式中 F——汇水面积(hm^2);

H——降雨量(mm)。

(3) 清泥设备:沿蓄水池引进 $DN75$ 自来水管,池壁设有 $DN50$ 钢管,高程距池底 0.5m,每隔 4m 安装 $DN19$ 喷嘴一个,压力 0.2MPa 左右,可将池内淤积之泥砂冲洗至水池最低点,再排入下水道或河道中,也可采用人工或机械清除。

(4) 闸门尺寸及控制:设进出水闸门,闸门尺寸应根据来水量确定,一般与来水干管同,为了节约造价,也可比来水管小 1~2 级。设配水井调节水量,配水井大小,根据来水管和出水管流量计算。

闸门控制:正常使用时靠电动控制,有故障时可靠手轮起闭。电动闸门自动启动,用逻辑元件控制线路,有液位控制器反映水位的变化。见给排水设计手册第 8 册《电气与自控》。

【例】 北京某立交工程(见图 1-22)用先蓄后排形式解决排水问题,求蓄水池容量,水面及池底高程。

已知条件:

(1) 立交最低点路面高程为 38.30m;

(2) 东侧已建干沟为 2 孔 4400mm×4200mm,设计洪水位 39.00m,沟底高程 35.10m。

【解】 修建蓄水池,将不能自流排除之面积的雨水接入。

(1) 计算:

1) 汇水面积:低于 39.00m 之面积为 $0.34hm^2$(按 100%入蓄水池)。高于 39.00m 之面积为 $0.91hm^2$(按 60%入蓄水池,此面积虽属于自流系统,但应考虑其中的一部分雨水不能完全被截流)。

2) 降雨量:选用全场总降雨量为 100mm 的降雨,在 36 年记录中发生过 21 次。

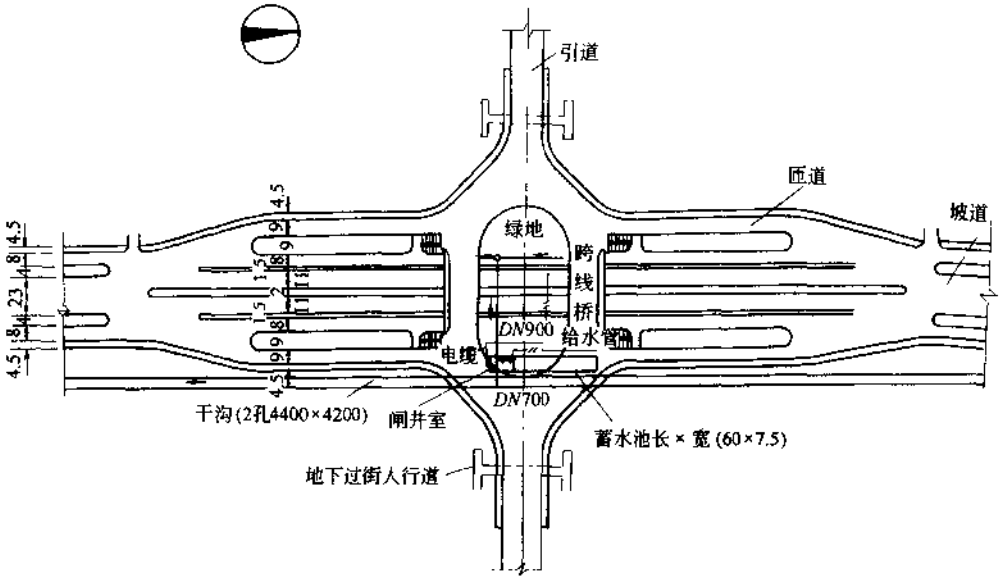


图 1-22　立交先蓄后排总平面
(单位:断面为 mm,距离为 m)

3) 蓄水池容积:$W_1=0.34\times10000\times0.1=340m^3$

$$W_2=0.91\times60\%\times10000\times0.1=546m^3$$

共计 $W=340+546=886m^3$

4) 蓄水池尺寸:长×宽×深=$60\times7.5\times2=900m^3$

5) 池内水位及池底高程:根据路面最低点(38.30m)确定

蓄水池最高水位:38.215m

池底高程:38.215−2=36.215m

(2) 操作程序:

立交雨水经 *DN*900mm 管道汇集后排入配水井,采用水位自动控制闸$_1$、闸$_2$ 自行启闭(见图 1-23),操作程序如下:

1) 当干沟水位低于立交最低点 38.30m 时,闸$_1$ 打开,闸$_2$ 关闭,*DN*900mm 管内雨水直接入干沟。

2) 当干沟水位超过 38.30m 时,闸$_1$ 自动关闭,闸$_2$ 打开,*DN*900mm 管内雨水排入蓄水池。

3) 干沟水位下降到低于 38.30m 时,闸$_1$ 打开,闸$_2$ 仍继续开启,地面雨水及储存在蓄水池内之雨水同时排入干沟中。

4) 当蓄水池中之水已排空时,闸$_2$ 自动关闭,闸$_1$ 继续开启。

此外,闸$_1$ 以 *DN*700mm 管与干沟相接,闸$_2$ 以 *DN*700mm 管与蓄水池相接。闸$_1$ 与闸$_2$ 采用 *DN*700mm,不采用 *DN*900mm,主要为了节省工程造价。

1.7.3.3　抽升排水

当下游水体(或干管)水位高于立交最低路面,又无条件修建蓄水池(或经济上不合理)时,就需设置泵站进行抽升解决排水问题。抽升排水的内容见第 3.4 节立交排水泵站。

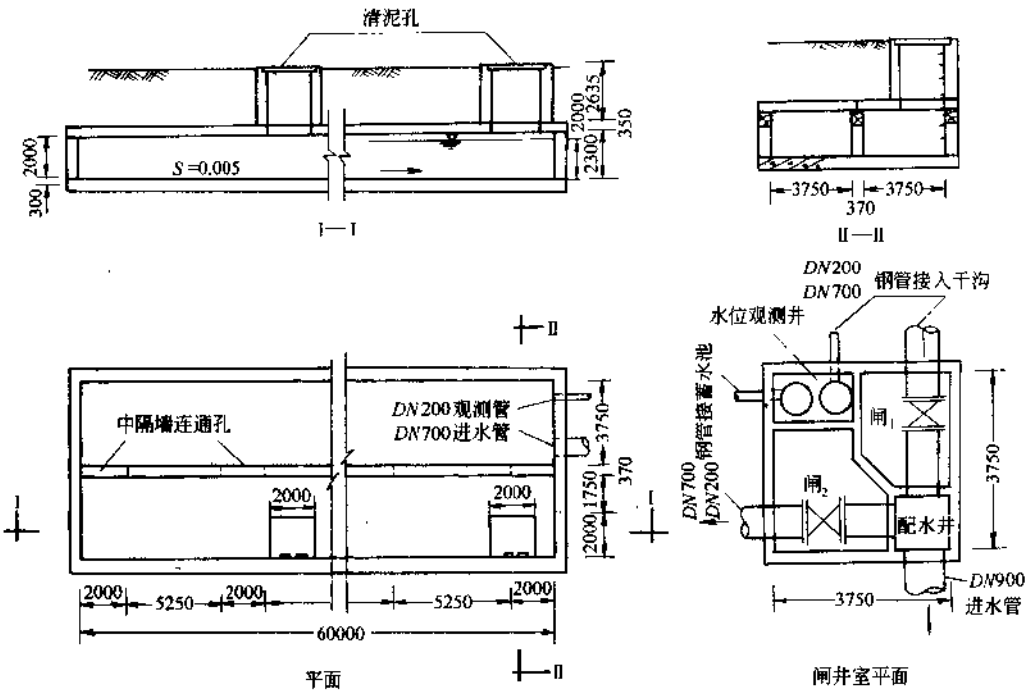


图 1-23 蓄水池及闸井室

1.7.4 地下过街人行道排水

在立交范围内，为免除行人过街的危险，还需要在两侧修建地下过街人行道，相应地就需考虑地下人行道的排水问题。

(1) 一般规定：

1) 断面：地下过街人行道断面，根据人流确定，一般宽 4～5m，高 2.2～2.5m。

2) 出入口数量：每个过街道可设 4 个出入口。

3) 设计流量：P 值一般采用 1～2a，或按某一标准的降雨量计算；过街道本身的保洁污水量，按每天冲洗一次计，共 $2m^3$。

4) 覆土：为考虑地下过街人行道能与市政其他管道的敷设高程配合得好，覆土一般宜在路面以下 1.5m 左右。

(2) 排水形式：地下过街人行道的进出口有雨罩式和敞口式两种；雨罩式没有雨水问题，只排保洁污水；敞口式则进出口本身的雨水将顺阶梯流人人行道内，应将雨水和清扫污水一并解决。排水形式分自流和非自流两种，附近干管高程能满足时，可铺设管道直接自流排除。高程不能自流排除时，应设排水泵站解决。

(3) 管道：雨水口及附属构筑物：管道设计按雨水管一般规定，为便于养护，管道应埋在过街道的一侧，不要放在过街道下面，纵坡采用 1% 左右。雨水口可选用小号箅子(460mm×270mm)，每个受水量约 10L/s，在进出口最末一个台阶下，设一排。附属构筑物：设冲洗井一座，内安装 DN50mm 给水管及闸门一个，用以冲洗管道；井内加闸板，以防冲洗时水溢

流倒灌;工具间设于过街道一侧,内设拖布池、给水管、水龙头。

【例】 某立交工程两侧设过街人行道,覆土 1.5m,断面 4m×2.5m,不能自流排水,为敞口式,要求将雨污水用 10min 抽走,抽升高度为 3m。求设计水量、选泵、集水池容积。

【解】 (1) 求设计水量:采用 $P=1.5a$,从多年雨量记录中选取 P 相当于 1.5a、降雨量为 80mm 的一场雨来计算水量,每个立交共 4 处进出口,见图 1-24。

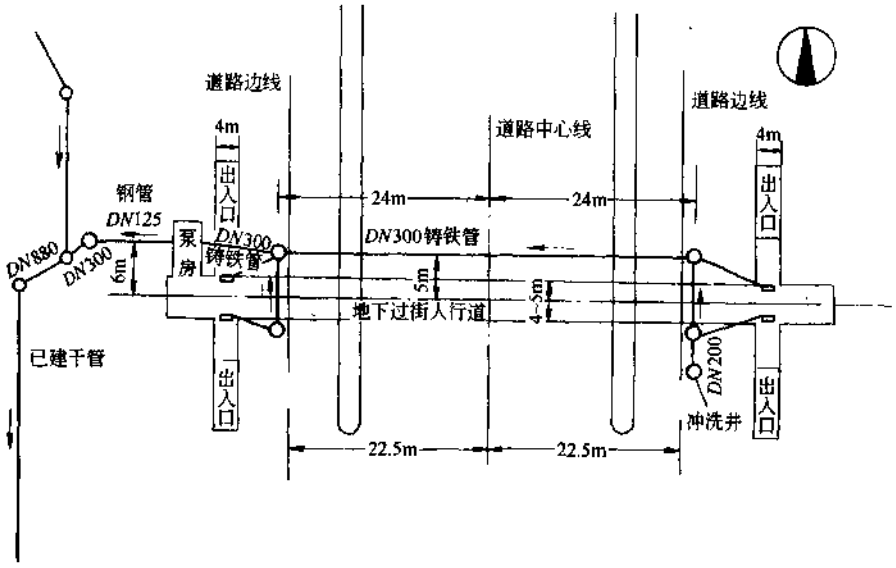


图 1-24　某地下过街人行道排水平面

$$W_1=Fi$$

$$F=1.5\times(1.5+2.5)\times4\times4=96\text{m}^2$$

$$W_1=96\times0.08=7.68\text{m}^3\approx8\text{m}^3$$

保洁清扫污水 $W_2=2\text{m}^3$

设计总水量:

$$W=8+2=10\text{m}^3$$

(2) 选泵:要求将 10m^3 雨污水用 10min 抽走,则流量

$$Q=\frac{10}{10\times60}\times1000=16.7\text{L/s}$$

选用 5LN-33A 型混流农排泵:$Q=20\text{L/s}$,$H=3.5\text{m}$,$N=1.5\text{kW}$

(3) 集水池容积,集水池设于泵房下层,集水池容积按一次抽升时间不少于 5min 计,故集水池容积为

$$W=\frac{16.7}{1000}\times5\times60=5.01\text{m}^3$$

长×宽×深采用:4m×3m×0.5m

(4) 通风照明:泵房室内设两个通气孔,由室内通至地面,作成弯管。泵房与人行通道连接处须设门。过街道及泵房内均设照明灯。

(5) 自控:水泵开停可用浮筒自动控制,见图 1-25。

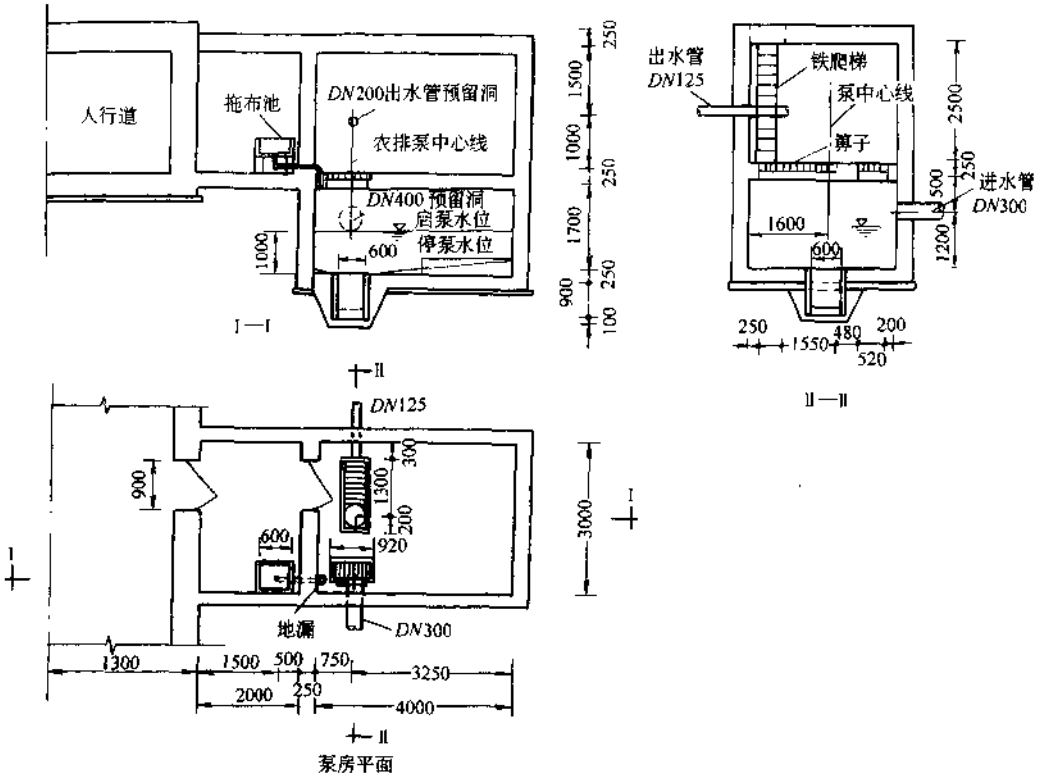


图 1-25 地下过街人行道泵房工艺

1.8 体育场比赛场地排水

体育场比赛场地，主要指足球场、400m 标准跑道和全部田赛场地，见图 1-26。场地排水设计的要求，是尽快排除雨水，使比赛能够进行。

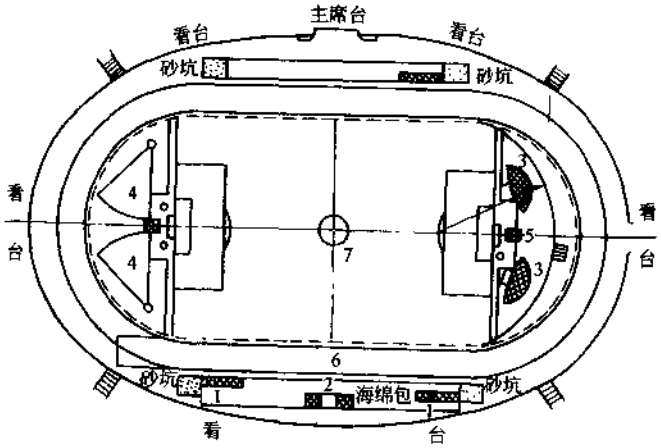


图 1-26 体育场比赛场地

1—跳高；2—撑杆跳；3—链球；4—铅球、铁饼；5—标枪；6—跑道；7—足球场

1.8.1 一 般 规 定

(1) 汇水面积划分:比赛场地汇水面积划分与场地竖向布置有关,一般划分为两个区:中心足球场、两端半圆形田赛场地和400m径赛跑道可称为1区,1区以外至四周看台席外缘(场地设有围墙时,以围墙为界)之间可称为2区,见图1-27。

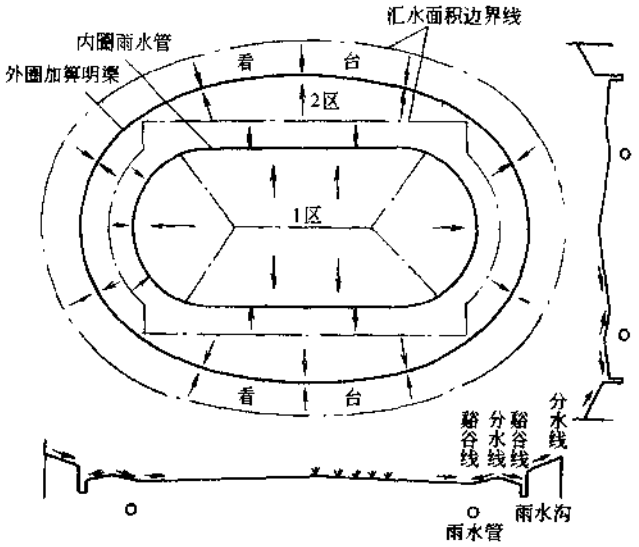


图1-27 体育场汇水面积划分及水流方向示意

(2) 管渠布置及排水出路:根据1、2区的划分,管渠沿豁谷线布置为内、外两圈,见图1-27。内圈采用管道,设在主跑道内侧圈与足球场之间的缓冲地带(约1.5m宽),负担1区雨水。外圈可用加箅明渠,设在看台以内场地边缘处,负担2区雨水。

管渠具体位置应与场内埋设的给水、广播、通讯、照明、摄影、录像以及电子计时等多种线路统筹安排,妥善处理交叉问题。应选择短捷线路,就近分散排放,并尽量减少暗井,以利于养护管理。

比赛场地的排水出路,在体育场排水规划的基础上选定,主要考虑点是流量与高程是否能够满足要求。

(3) 排水方式:足球比赛受季节限制,常有可能遇到降雨,若排水不好,场地水深达3厘米,则将发生"漂球"现象,影响比赛。一般小雨时,大型运动会须照常进行。因此,选好排水方式,及时排除雨水,十分重要。

场地排水方式有三种:

1) 排渗结合,以排为主:一般用于国际比赛或国内正式比赛的场地。如足球场地排水,仅靠地下渗流,会带走草皮生长层-腐殖土中的养料,影响草皮生长。并且随着使用期限的增长,其渗水性能也会越来越差,因此需要配合地面排水,要求给场地安排适宜的坡度。此种排水方式效果较好,造价较高。

2) 地面径流:不铺设渗流设施,雨水靠地面坡度流入进水口,塑胶面层径赛跑道属此。排水要求不高的足球场、中小型比赛场地,训练场地采用此法时,工程简单,效果则较差。

3) 地下渗流:用于跳远及三级跳远的砂坑排水。

(4) 渗水层及盲沟做法：敷设渗水层和盲沟时，要求滤料整洁；层次分明。采用的滤料种类、粒径配比、层厚和滤管孔眼个数、管径等，最好由地下渗流试验决定，测出草皮生长层物理指数和渗透系数。

敷设做法，一般有两种：

1) 既铺设渗水层，又敷设盲沟。用于正式比赛场地。一部分雨水沿粒径不同的渗水层流到底部的排水垫层，再流向盲沟排入雨水管，见图 1-28、图 1-29。

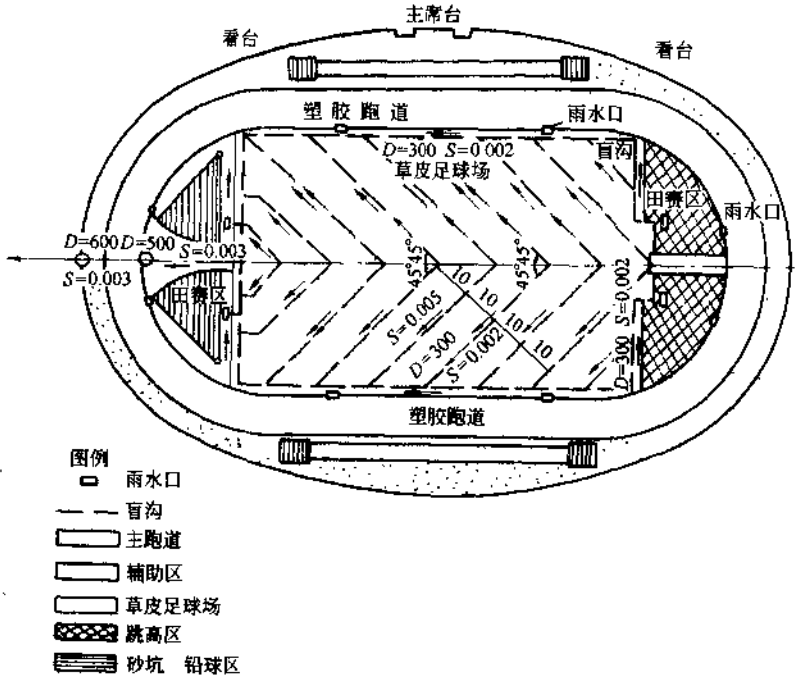


图 1-28 体育场盲沟布置

(单位：管径为 mm，距离为 m)

2) 无渗水层只敷设盲沟。地面以下不铺渗水层，只敷设盲沟，雨水从盲沟和进水口分

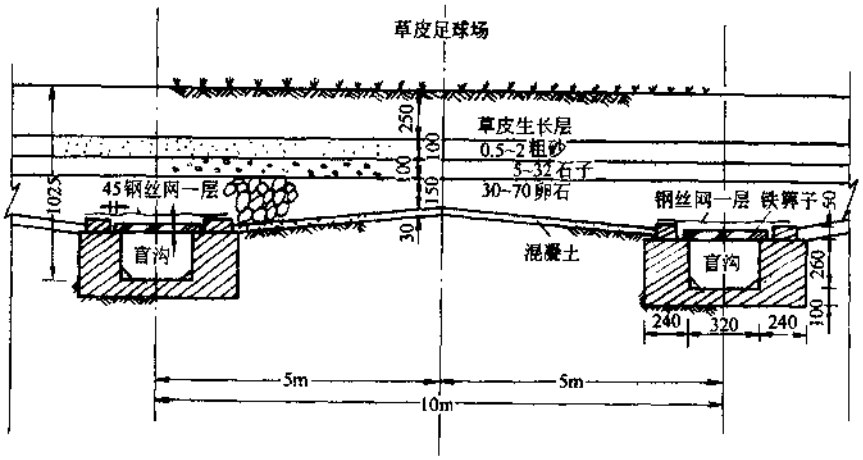


图 1-29 草皮足球场的渗水层及盲沟

别流入管道。此种排水方法存在以下问题，当足球场为草皮地面时，由于无渗水层，盲沟又是间隔设置，可能造成腐殖土层水分不均匀，影响草皮生长也不均匀。

在盲沟的做法上，又可分为有滤管盲沟和无滤管盲沟二种，见图 1-30～32。

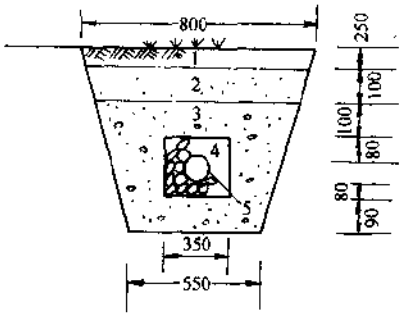


图 1-30　有滤管盲沟(草皮场地)
1—植土；2—粗砂；3—矿碴或石子；4—卵石或矿碴；5—管圆之 2/3 用油毡带包住

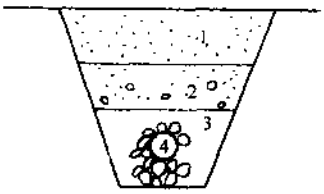


图 1-31　有滤管盲沟(土场地)
1—土(或场地铺装面层)；2—粗砂、碎砖(或炉碴)；3—卵石；4—滤管

(5) 雨漏管及泄水管：标准较高的看台，设有挑棚，采用雨漏管将雨水排至外圈明沟。在无挑棚的情况下，一般在混凝土座位上镶有座垫，向前挑出少许，使水从座垫后边排走，再流入进水口。砂坑、跳远起跳板槽及撑杆跳高插斗槽的排水需采用泄水管。见图 1-33～36。

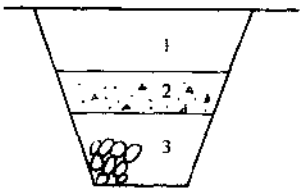


图 1-32　无滤管盲沟
1—场地铺装地面；2—碎砖；3—豆石、卵石

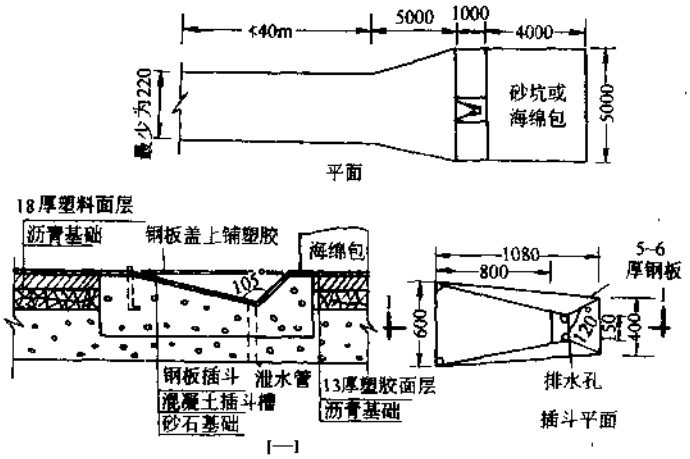


图 1-33　撑杆跳高场地泄水管

1.8.2 设 计 参 数

(1) 雨水量计算公式：

$$Q = \psi q F$$

一般不考虑地下渗流水量。

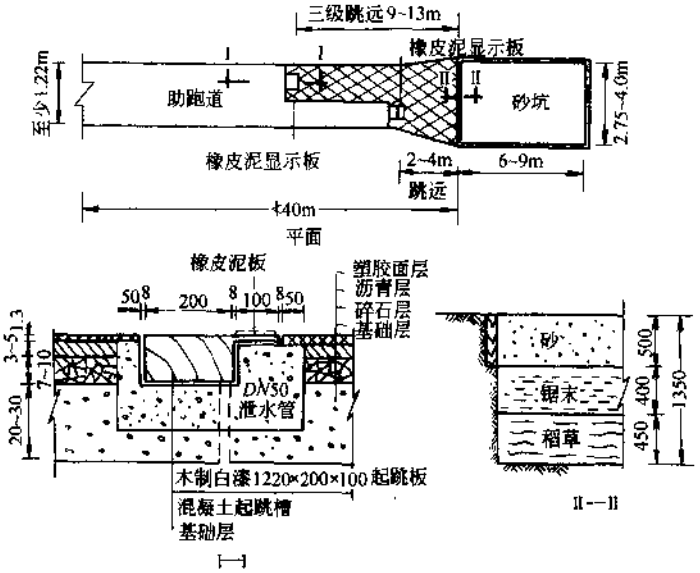


图 1-34 起跳板泄水管及砂坑渗水层

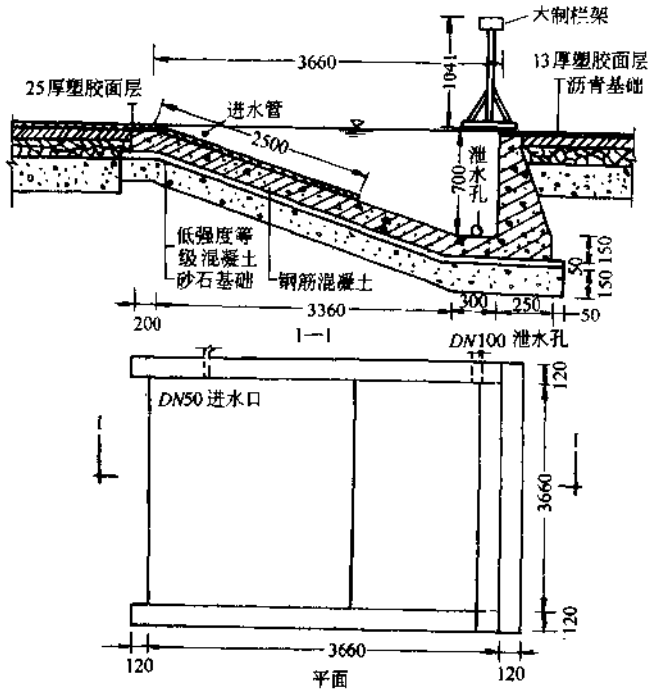


图 1-35 障碍跑水池泄水管

(2) 设计重现期,根据场地的级别选用,见表 1-35。

(3) 径流系数,根据场地的覆盖选用,见表 1-36。

(4) 设计汇流时间:$t = t_1 + mt_2$。

(5) 比赛场地地面坡度,根据比赛项目和覆盖种类选用,见表 1-37。

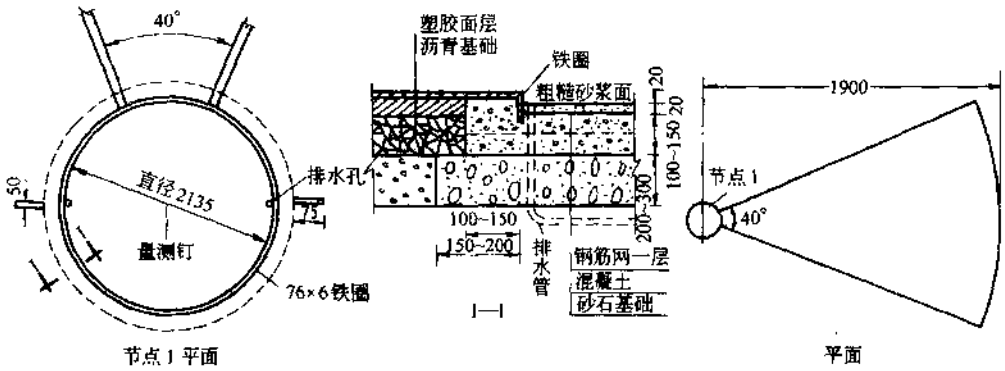


图 1-36　铅球、铁饼场地排水管

重　现　期　　表 1-35

比赛场地级别	重现期(a)
国际比赛场地	10
大型运动会场地	5、10
一般比赛场地	2、3
训练场地	1、2

径　流　系　数　　表 1-36

覆　盖　种　类	径流系数 ψ
塑胶跑道及混凝土铺面	0.9
煤碴跑道	0.6
非铺砌地面	0.4
草　地	0.25
砂　坑	0.0

地　面　坡　度　　表 1-37

比　赛　场　地		坡　度	
		横	纵
足 球 场	草皮铺面 黄土地面	≯7/1000 ≯4/1000	≯7/1000 ≯4/1000
跑　道	塑胶、煤渣 跳远、三级跳远助跑道	≯1/100	≯1/1000 ≯1/1000
田赛跳跃	跳高扇形区 撑杆跳高	≯1/100	≯4/1000 ≯1/1000
田赛投掷	铅球落地区 铁饼落地区 链　球 标枪助跑道	≯1/100	≯1/1000

1.8.3 附属构筑物

(1) 进水口:进水口一般设在内圈雨水管道的中心线上,见图 1-37。进水口形式除利于排水外,还要求隐蔽,不影响比赛,可开在沟盖板上。图 1-38~40 是它的几种做法。

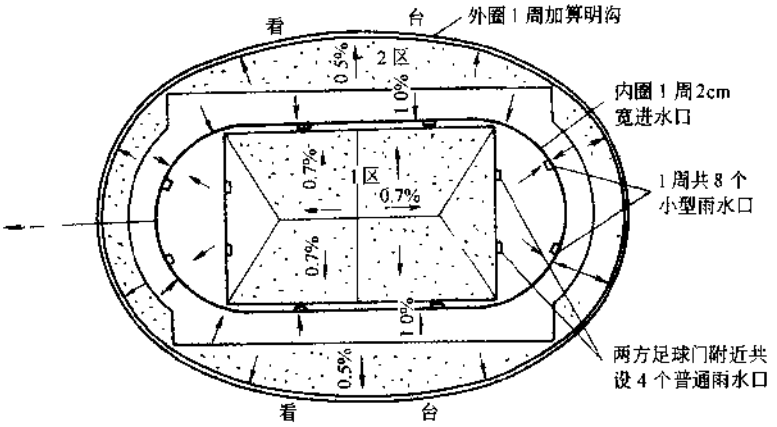


图 1-37 体育场管线、进水口及雨水口布置

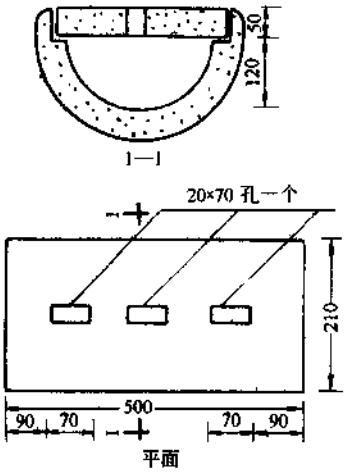


图 1-38 预制混凝土盖板进水口

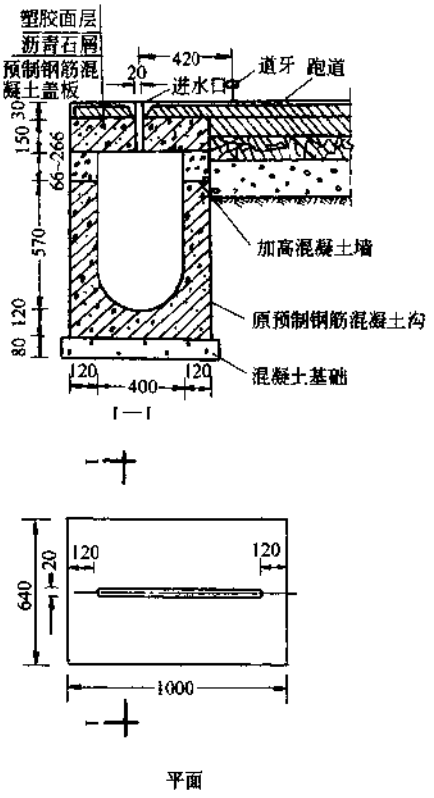


图 1-39 预制钢筋混凝土盖板进水口

在大型比赛场地，常采用进水口与跑道牙相结合的形式，即将进水口开在跑道牙的两侧壁上，见图 1-41。还有另一种形式：由固定在塑料管上的两面钢板组成的开口形成。临跑道一侧的钢板高出 15mm，可防止足球场上的泥砂冲入跑道，且扩大了进水口面积。见图 1-42。

(2) 雨水口：内圈雨水口一般布置在主跑道内侧和足球场边线之间，以免影响比赛。足球场守门栏附近较易积水，也宜设置。见图 1-37。设置数量最好通过计算确定。一般内圈一周共设置 8 个小型雨水口，足球场守门栏附近每侧设置 2 个普通雨水口。为了隐蔽和不影响比赛，可在铸铁箅子上铺塑胶垫，垫面与附近地面平。

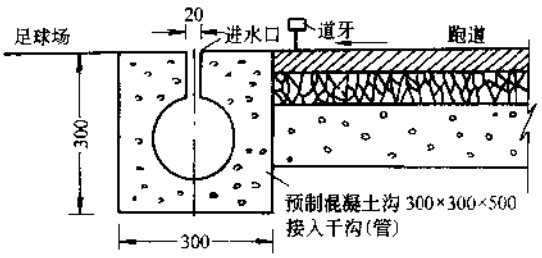


图 1-40　预制混凝土沟进水口

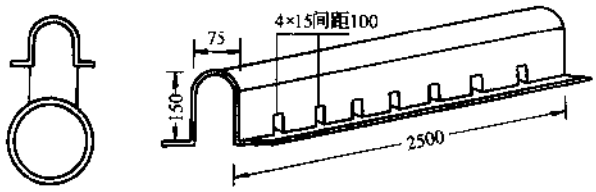


图 1-41　结合式进水口

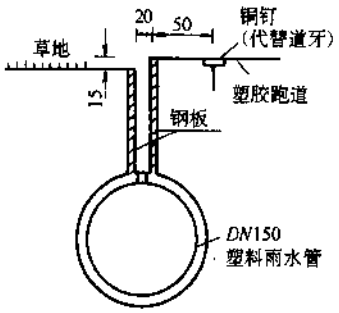


图 1-42　开口式进水口

(3) 暗井：在内圈雨水管道上，盲沟与盲沟、盲沟与管道、泄水管与管道交接处，均需设置暗井。盲沟接入管道的交角应大于或等于 90°，否则应有跌差。暗井不考虑工作室。

(4) 检查井：考虑养护、维修、观测的需要，场地内允许设置个别的检查井，井盖上需铺与地面齐平的塑胶垫，保持场区美观。

(5) 冲洗井：在管道的起点、中间点，宜设置冲洗井，引入给水管，冲洗下游管段。

(6) 沉泥井：管道的最后一个井可设计为沉泥井，井底比管底低 0.5m，便于定期清掏泥砂。

1.9　广　场　排　水

(1) 广场包括集会(检阅)广场、交通广场(火车站、长途汽车站、轮船客运站、候机楼前的广场、路口广场)、各种停车场及其他用途的广场等。广场排水有下列特点：

1) 地面较平坦，坡度一般在 0.005 以下。

2) 场内不便于设置雨水口，雨水一般靠较长的地面漫流进入周边的雨水口。

3) 使用性质重要，不允许造成较严重的积水。

广场内还可能有附设的管理人员用房和临时公用厕所的生活污水，宜采用分流制。

(2) 汇水面积划分：广场应尽量选择(或平整成)有利地形，防止客水流入。汇水面积按分散的原则划分，见图 1-43。在建筑群中改建的广场，应对原有排水系统进行详细了解，统筹安排，不使其雨水威胁广场。

(3) 竖向布置：宜尽可能设计成龟背式，向四周分散排水，减小径流长度和汇流水层厚

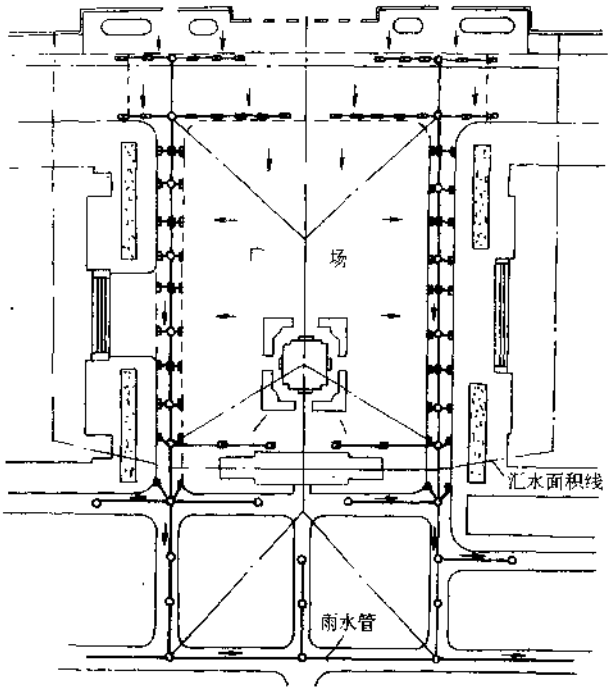


图 1-43 广场汇水面积划分及管线雨水口布置

度，见图 1-44。广场较小或地形受到限制时，也可设计成坡向两侧或坡向一侧的形式，见图 1-45。

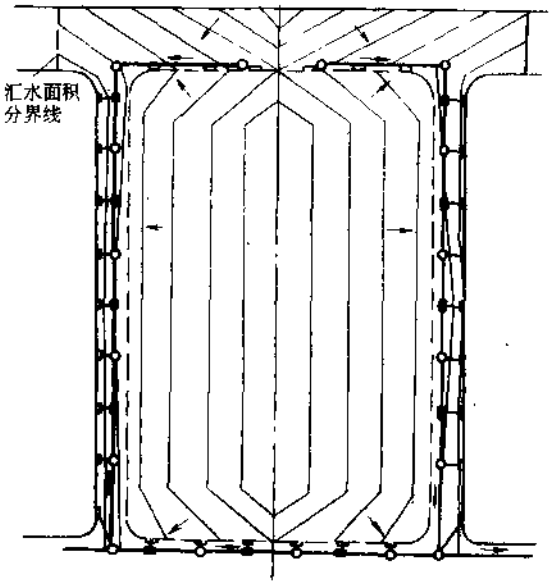


图 1-44 广场竖向布置(四向排水)

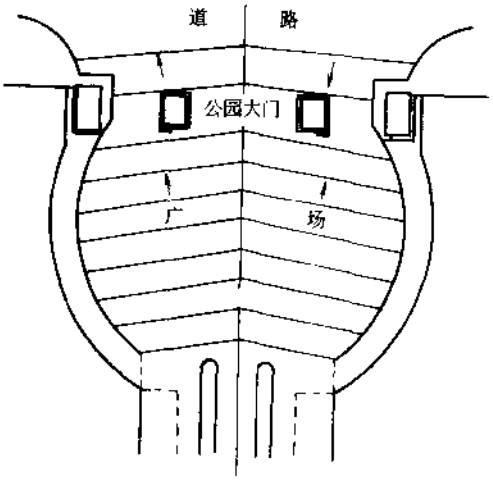


图 1-45 广场竖向布置(一向排水)

(4) 管线位置:管线位置应尽量安排在广场周边汇水线上,但要考虑与树木保持一定的距离,以防树根钻入,堵塞管道。

(5) 管道断面:采用的断面一般与道路上的雨水管相同。为了更多地截流雨水或当覆土不够时,也可采用加箅明渠,有铁箅和钢筋混凝土箅两种,根据具体情况选用。经常过车的箅子,下面应加橡胶垫,以防振动。

(6) 雨水口:广场雨水口有条件时宜对称布置,但要避开广场的出入口。应当选用泄水量大、构造坚固、造型美观的箅子。在立面进水时,也应加设箅子,以免树叶乱纸进入。广场面积较大,径流系数较高,设置数量宜较计算的适当加多。由于比较集中,常以组为单位进行布置,每组一般为2~3箅,组与组之间的距离,根据水力计算确定。

(7) 沉泥井:宜在管道的一定距离设沉泥井。

(8) 排水出路:就近接入雨水干管或水体,必要时应核算出口水位,防止发生倒灌。

(9) 设计参数:重现期见表1-8,必要时可提高到5a或10a。径流系数见表1-9。

1.10　我国若干城市暴雨强度公式

表1-38收录的大多数是1983年由全国各地各单位提供的新编公式,其中部分城市有二个或三个,由于q_{20}都差不多,一并列出,以供参考。少数省区主要城市因未征集到新编公式,仍将1973年版《给水排水设计手册》上的公式继续录用。表1-39为表1-38的补充。

我国若干城市暴雨强度公式　　**表1-38**

序号	省、自治区、直辖市	城市名称	暴雨强度公式	q_{20}	资料年数及起止年份	编制方法	编制单位	备注
1	北京		$q=\frac{2001(1+0.811\lg P)}{(t+8)^{0.711}}$	187	40 1941~1980	数理统计法	北京市市政设计院	适用于$P=0.25$~10a,$P=20$~100a另有公式
			$i=\frac{10.662+8.842\lg T_E}{(t+7.857)^{0.679}}$	186	40 1941~1980	解析法	同济大学	
2	上海		$i=\frac{33.2(P^{0.3}-0.42)}{(t+10+7\lg P)^{0.82+0.01\lg P}}$	198	41 1919~1959	数理统计法	上海市政工程设计院	仍是1973年版手册收录的公式
			$i=\frac{17.812+14.668\lg T_E}{(t+10.472)^{0.796}}$	196	41	解析法	同济大学	已修订,见表1-39
3	天津		$q=\frac{3833.34(1+0.85\lg P)}{(t+17)^{0.85}}$	178	50 1932~1981	数理统计法	天津市排水管理处	
			$i=\frac{49.586+39.846\lg T_E}{(t+25.334)^{1.012}}$	174	15 1939~1953	解析法	同济大学	
4	河北	石家庄	$q=\frac{1689(1+0.898\lg P)}{(t+7)^{0.729}}$	153	20 1956~1975	数理统计法	石家庄市城建局河北师范大学	
			$i=\frac{10.785+10.176\lg T_E}{(t+7.876)^{0.741}}$	153	20 1956~1975	解析法	同济大学	
5		承德	$q=\frac{2839[1+0.728\lg(P-0.121)]}{(t+9.60)^{0.87}}$	143	21 1963~1983	数理统计法(计算机选优)	南京市设计院	

续表

序号	省、自治区、直辖市	城市名称	暴雨强度公式	q_{20}	资料年数及起止年份	编制方法	编制单位	备注
6	河北	秦皇岛	$i=\frac{7.369+5.589\lg T_E}{(t+7.067)^{0.615}}$	162	21 1958～1978	解析法	同济大学	
7		唐山	$q=\frac{935(1+0.87\lg P)}{t^{0.6}}$	155	14 1949～1963	湿度饱和差法	唐山市城建局	
8		廊坊	$i=\frac{16.956+13.017\lg T_E}{(t+14.085)^{0.785}}$	177	10 1969～1978	解析法	同济大学	
9		沧州	$i=\frac{10.227+8.099\lg T_E}{(t+4.819)^{0.671}}$	198	17 1962～1978			
10		保定	$i=\frac{14.973+10.266\lg T_E}{(t+13.877)^{0.776}}$	162	23 1956～1978			
11		邢台	$i=\frac{9.609+8.583\lg T_E}{(t+9.381)^{0.677}}$	163	21 1956～19.6			
12		邯郸	$i=\frac{7.802+7.500\lg T_E}{(t+7.767)^{0.602}}$	176	23 1956～1978			
13	山西	太原	$q=\frac{880(1+0.86\lg T)}{(t+4.6)^{0.62}}$	121	25	数理统计法	太原工业大学	参考 1985 年山西省城镇暴雨等值线图
			$q=\frac{1446.22(1+0.867\lg T)}{(t+5)^{0.796}}$	112	28 1955～1982		太原市市政工程设计院防排室	
			$i=\frac{20.270+17.207\lg T_E}{(t+12.745)^{0.093}}$	106	8 1951～1959 (缺 1954)	解析法	同济大学	
14		大同	$q=\frac{1532.7(1+1.08\lg T)}{(t+6.9)^{0.87}}$	87	25	数理统计法	太原工业大学	参考 1985 年山西省城镇暴雨等值线图
			$q=\frac{2684(1+0.85\lg T)}{(t+13)^{0.947}}$	98	27 1956～1982		大同市城建局	
15		朔县	$q=\frac{1402.8(1+0.8\lg T)}{(t+6)^{0.81}}$	100	24		太原工业大学	参考 1985 年山西省城镇暴雨等值线图
16		原平	$q=\frac{1803.6(1+1.04\lg T)}{(t+8.64)^{0.8}}$	123	25			
17		阳泉	$q=\frac{1730.1(1+0.61\lg T)}{(t+9.6)^{0.78}}$	123	28			
			$q=\frac{2639(1+0.97\lg P)}{(t+10)^{0.85}}$	147	23 1956～1980 (缺 1967.1968)		阳泉市城建局	
18		榆次	$q=\frac{1736.8(1+1.08\lg T)}{(t+10)^{0.81}}$	110	11		太原工业大学	
19		离石	$q=\frac{1045.4(1+0.8\lg T)}{(t+7.64)^{0.7}}$	102	15			

续表

序号	省、自治区、直辖市	城市名称	暴雨强度公式	q_{20}	资料年数及起止年份	编制方法	编制单位	备注
20	山西	长治	$q=\frac{3340(1+1.43\lg T)}{(t+15.8)^{0.93}}$	120	27	数理统计法	太原工业大学	参考1985年山西省城镇暴雨等值线图
21		临汾	$q=\frac{1207.4(1+0.94\lg T)}{(t+5.64)^{0.74}}$	109	22			
22		侯马	$q=\frac{2212.8(1+1.04\lg T)}{(t+10.4)^{0.83}}$	130	26			
			$q=\frac{1017(1+1.7\lg P)}{t^{0.73}}$	114	20 1960～1979	图解法	侯马市城建局	
23		运城	$q=\frac{993.7(1+1.04\lg T)}{(t+10.3)^{0.65}}$	108	25	数理统计法	太原工业大学	参考1985年山西省城镇暴雨等值线图
24	内蒙	包头	$i=\frac{9.96(1+0.985\lg P)}{(t+5.40)^{0.85}}$	106	25 1954～1978		包头市建筑设计院	
25		集宁	$q=\frac{534.4(1+\lg P)}{t^{0.63}}$	81	15 1966～1980	图解法	集宁市市政建设管理处	
26		赤峰	$q=\frac{1600(1+1.35\lg P)}{(t+10)^{0.8}}$	105	24 1950～1973		哈尔滨建筑工程学院	
27		海拉尔	$q=\frac{2630(1+1.05\lg P)}{(t+10)^{0.99}}$	91	25 1950～1974			
28	黑龙江	哈尔滨	$q=\frac{2889(1+0.9\lg P)}{(t+10)^{0.88}}$	145	32 1950～1981	图解法	黑龙江省城市规划设计院	
			$q=\frac{4800(1+\lg P)}{(t+15)^{0.98}}$	147	15 1957～1971	数理统计法	哈尔滨建筑工程学院	
			$q=\frac{2989.3(1+0.95\lg P)}{(t+11.77)^{0.88}}$	142	34 1950～1983		哈尔滨市城市建设管理局	
29		漠河	$q=\frac{1469.6(1+1.0\lg P)}{(t+6)^{0.86}}$	89	18 1960～1961 1966～1981	图解法	黑龙江省城市规划设计院	
30		呼玛	$q=\frac{2538(1+0.857\lg P)}{(t+10.4)^{0.93}}$	106	26 1956～1981			
31		黑河	$q=\frac{2806(1+0.83\lg P)}{(t+8.5)^{0.93}}$	124	22 1959～1980			
			$q=\frac{1611.6(1+0.9\lg P)}{(t+5.65)^{0.824}}$	111	22 1959～1980	数理统计法	哈尔滨建筑工程学院	
32		嫩江	$q=\frac{1703.4(1+0.8\lg P)}{(t+6.75)^{0.8}}$	123	10 1972～1981		哈尔滨建筑工程学院	
33		北安	$q=\frac{1503(1+0.85\lg P)}{(t+6)^{0.78}}$	118	19 1963～1981	图解法	黑龙江省城市规划设计院	
34		齐齐哈尔	$q=\frac{1920(1+0.89\lg P)}{(t+6.4)^{0.86}}$	115	33 1949～1981			

续表

序号	省、自治区、直辖市	城市名称	暴雨强度公式	q_{20}	资料年数及起止年份	编制方法	编制单位	备注
34	黑龙江	齐齐哈尔	$q=\frac{2951(1+0.92\lg P)}{(t+11)^{0.94}}$	117	17 1964～1980	数理统计法	哈尔滨建筑工程学院	
			$q=\frac{2822.3(1+1.195\lg P)}{(t+10)^{0.986}}$	99	29 1951～1979	图解法	中国给水排水东北设计院	
35		大庆	$q=\frac{1820(1+0.91\lg P)}{(t+8.3)^{0.77}}$	139	18 1964～1981		黑龙江省城市规划设计院	
36		佳木斯	$q=\frac{3139.6(1+0.98\lg P)}{(t+10)^{0.94}}$	128	23 1959～1981			
			$i=\frac{4.220+6.175\lg T_E}{(t+4.659)^{0.632}}$	93	20 1957～1979 (缺1959、1971、1974)	解析法	同济大学	
			$q=\frac{2310(1+0.81\lg P)}{(t+8)^{0.87}}$	127		湿度饱和差法	中国给水排水东北设计院	
37		同江	$q=\frac{2672(1+0.84\lg P)}{(t+9)^{0.89}}$	133	15 1967～1981	图解法	黑龙江省城市规划设计院	
38		抚远	$q=\frac{1586.5(1+0.81\lg P)}{(t+6.2)^{0.78}}$	124	14 1968～1981			
39		虎林	$q=\frac{1469.4(1+1.01\lg P)}{(t+6.7)^{0.76}}$	121	21 1957～1960 1965～1981		黑龙江省城市规划设计院	
40		鸡西	$q=\frac{2054(1+0.76\lg P)}{(t+7)^{0.87}}$	117	26 1956～1981			
41		牡丹江	$q=\frac{2550(1+0.92\lg P)}{(t+10)^{0.93}}$	108	27 1953～1979		哈尔滨建筑工程学院	
			$q=\frac{2250(1+0.9\lg P)}{(t+10)^{0.9}}$	105	27 1953～1979	数理统计法	牡丹江市城建局	
42	吉林	长春	$q=\frac{1600(1+0.8\lg P)}{(t+5)^{0.76}}$	139	25 1950～1974	图解法	哈尔滨建筑工程学院 长春市勘测设计处	
			$i=\frac{6.377+5.70\lg T_E}{(t+4.367)^{0.633}}$	141	11 1950～1960	解析法	同济大学	
			$q=\frac{896(1+0.68\lg P)}{t^{0.6}}$	148	58 1922～1979	湿度饱和差法	吉林省建筑设计院	
43		白城	$q=\frac{662(1+0.7\lg P)}{t^{0.6}}$	110	26			
44		前郭尔罗斯蒙古族自治区	$q=\frac{696(1+0.68\lg P)}{t^{0.6}}$	115	18			
45		四平	$q=\frac{937.7(1+0.7\lg P)}{t^{0.6}}$	155	26 1954～1979			

续表

序号	省、自治区、直辖市	城市名称	暴雨强度公式	q_{20}	资料年数及起止年份	编制方法	编制单位	备注
46	吉林	吉林	$q=\frac{2166(1+0.680\lg P)}{(t+7)^{0.831}}$	140	26 1958～1983	数理统计法	吉林市城乡建设环境保护委员会	
		吉林	$q=\frac{860.5(1+0.7\lg P)}{t^{0.6}}$	143	25	湿度饱和差法	吉林省建筑设计院	
47		海龙	$i=\frac{16.4(1+0.899\lg P)}{(t+10)^{0.867}}$	144	30 1953～1982	图解法	中国市政工程东北设计院	
48		通化	$q=\frac{1154.3(1+0.7\lg P)}{t^{0.6}}$	191	26	湿度饱和差法	吉林省建筑设计院	
49		浑江	$q=\frac{696(1+1.05\lg P)}{t^{0.67}}$	94	10 1967～1981 (缺1968、1969、1670、1971、1980)	图解法	浑江市城建局	
50		延吉	$q=\frac{666.2(1+0.7\lg P)}{t^{0.6}}$	110	26	湿度饱和差法	吉林省建筑设计院	
51	辽宁	沈阳	$q=\frac{1984(1+0.77\lg P)}{(t+9)^{0.77}}$	148	26 1952～1977	数理统计法	沈阳市市政工程设计研究所	
			$i=\frac{11.522+9.348\lg P_E}{(t+8.196)^{0.738}}$	164	26 1952～1977	解析法	同济大学	
52		本溪	$q=\frac{1500(1+0.56\lg P)}{(t+6)^{0.70}}$	153	15 1956～1970	数理统计法	本溪市城建局	
			$q=\frac{1393(1+0.631\lg P)}{(t+5.045)^{0.67}}$	161	27 1956～1982		辽宁省城市建设规划研究院	
53		丹东	$q=\frac{1221(1+0.668\lg P)}{(t+7)^{0.603}}$	166	31 1952～1982	数理统计法	丹东市规划管理处	
			$q=\frac{1697(1+0.82\lg P)}{(t+10)^{0.71}}$	152	22 1959～1980		哈尔滨建筑工程学院	
54		大连	$q=\frac{1900(1+0.66\lg P)}{(t+8)^{0.8}}$	132	10 1966～1975	图解法	哈尔滨建筑工程学院	
55		营口	$q=\frac{1800(1+0.8\lg P)}{(t+8)^{0.76}}$	143	12 1964～1975			
			$q=\frac{1686(1+0.77\lg P)}{(t+8)^{0.72}}$	153	21 1957～1977	数理统计法	营口市城建局	
56		鞍山	$q=\frac{2306(1+0.701\lg P)}{(t+11)^{0.757}}$	171	23 1957～1979		沈阳市市政工程设计研究所	
57		辽阳	$q=\frac{1220(1+0.75\lg P)}{(t+5)^{0.65}}$	151	22 1954～1975		哈尔滨建筑工程学院	
58		黑山	$q=\frac{1676(1+0.9\lg P)}{(t+7.4)^{0.747}}$	141	20 1956～1980		锦州市规划设计处	

续表

序号	省、自治区、直辖市	城市名称	暴雨强度公式	q_{20}	资料年数及起止年份	编制方法	编制单位	备注
59	辽宁	锦州	$q=\frac{2200(1+0.85\lg P)}{(t+7)^{0.8}}$	158	24 1951～1974	图解法	哈尔滨建筑工程学院	
			$q=\frac{2322(1+0.875\lg P)}{(t+10)^{0.79}}$	158	28 1952～1981(缺1958、1960)	数理统计法	锦州市规划设计处	
60		锦西	$q=\frac{1878(1+0.8\lg P)}{(t+6)^{0.732}}$	173	21 1962～1982			
61		绥中	$q=\frac{1833(1+0.806\lg P)}{(t+9)^{0.724}}$	160	17 1956～1982			
62	山东	济南	$q=\frac{4700(1+0.753\lg P)}{(t+17.5)^{0.898}}$	181	5		(已于1992年修订、见表1-39)	仍是1973年版手册收录的公式
63		德州	$q=\frac{3082(1+0.7\lg P)}{(t+15)^{0.79}}$	186	6			
64		淄博	$i=\frac{15.873(1+0.78\lg P)}{(t+10)^{0.81}}$	169			淄博市城市规划设计院	
65		潍坊	$q=\frac{4091.17(1+0.824\lg P)}{(t+16.7)^{0.87}}$	178	20 1960～1980(缺1975)	数理统计法	潍坊市城建局	
66		掖县	$i=\frac{17.034+17.322\lg T_E}{(t+9.508)^{0.837}}$	167	16 1963～1978	解析法	同济大学	
67		龙口	$i=\frac{3.781+3.118\lg T_E}{(t+2.605)^{0.467}}$	147	20 1959～1978			
68		长岛	$i=\frac{5.941+4.976\lg T_E}{(t+3.626)^{0.622}}$	139	15 1964～1978			
69		烟台	$i=\frac{6.912+7.373\lg T_E}{(1+9.018)^{0.609}}$	148	23 1956～1978			
70		莱阳	$i=\frac{5.824+6.241\lg T_E}{(t+8.173)^{0.532}}$	165	20 1959～1978			
71		海阳	$i=\frac{4.953+4.063\lg T_E}{(t+0.158)^{0.523}}$	172	20 1959～1978			
72		枣庄	$i=\frac{65.512+52.455\lg T_E}{(t+22.378)^{1.069}}$	199	15 1966～1980			
73	江苏	南京	$q=\frac{2989.3(1+0.671\lg P)}{(t+13.3)^{0.8}}$	181	40 1929～1977	数理统计法(计算机选优)	南京市建筑设计院	
			$i=\frac{16.060+11.914\lg T_E}{(t+13.228)^{0.775}}$	178	40 1929～1977(有缺年)	解析法	同济大学	
74		徐州	$q=\frac{1510.7(1+0.514\lg P)}{(t+9.0)^{0.64}}$	175	23 1956～1979(缺1964)	数理统计法(计算机选优)	南京市建筑设计院	

续表

序号	省、自治区、直辖市	城市名称	暴雨强度公式	q_{20}	资料年数及起止年份	编制方法	编制单位	备注
74	江苏	徐州	$i=\frac{16.8+6.6\lg(P-0.175)}{(t+13.8)^{0.76}}$	187	23 1956～1979 (缺1964)	数理统计法	南京市建筑设计院徐州市城建局	
			$i=\frac{18.604+11.148\lg T_E}{(t+15.101)^{0.801}}$	180	23 1956～1979 (缺1964)	解析法	同济大学	
75		连云港	$q=\frac{3360.04(1+0.82\lg P)}{(t+35.7)^{0.74}}$	172	21 1951～1979	CRA方法	南京市建筑设计院	
76		淮阴	$q=\frac{5030.04(1+0.887\lg P)}{(t+23.2)^{0.88}}$	183	27 1953～1979	CRA方法		
			$q=\frac{3207.3(1+0.655\lg P)}{(t+19)^{0.758}}$	200	22 1951～1972	数理统计法	淮阴市城建局	
77		盐城	$q=\frac{945.22(1+0.761\lg P)}{(t+3.5)^{0.57}}$	156	26 1954～1979	CRA方法	南京市建筑设计院	
78		扬州	$q=\frac{8248.13(1+0.641\lg P)}{(t+40.3)^{0.95}}$	168	20 1958～1980			
79		南通	$q=\frac{2007.34(1+0.752\lg P)}{(t+17.9)^{0.71}}$	152	31 1949～1979			
80		镇江	$q=\frac{2418.16(1+0.787\lg P)}{(t+10.5)^{0.78}}$	168	28 1951～1979	数理统计法计算机优选	南京市建筑设计院	
81		常州	$q=\frac{3727.44(1+0.742\lg P)}{(t+15.8)^{0.88}}$	160	26 1954～1979	CRA方法		
82		无锡	$q=\frac{10579(1+0.828\lg P)}{(t+46.4)^{0.99}}$	166	18 1960～1979			
83		苏州	$q=\frac{2887.43(1+0.794\lg P)}{(t+18.8)^{0.81}}$	149	21 1959～1979			
84	安徽	合肥	$q=\frac{3600(1+0.76\lg P)}{(t+14)^{0.84}}$	186	25 1953～1977	数理统计法	合肥市城建局	
			$i=\frac{24.927+20.228\lg T_E}{(t+17.008)^{0.863}}$	184	25 1953～1977	解析法	同济大学	
85		蚌埠	$q=\frac{2550(1+0.77\lg P)}{(t+12)^{0.774}}$	174	24 1957～1980	数理统计法	蚌埠市城建局	
86		淮南	$i=\frac{12.18(1+0.71\lg P)}{(t+6.29)^{0.71}}$	200	26 1957～1982		上海市政工程设计院	
87		芜湖	$q=\frac{3345(1+0.78\lg P)}{(t+12)^{0.83}}$	188	20 1956～1976 (缺1968)	数理统计法	芜湖市市政公司	
			$i=\frac{25.170+19.957\lg T_E}{(t+14.941)^{0.871}}$	190	20 1956～1976 (缺1968)	解析法	同济大学	

续表

序号	省、自治区、直辖市	城市名称	暴雨强度公式	q_{20}	资料年数及起止年份	编制方法	编制单位	备注
88	安徽	安庆	$q=\frac{1986.8(1+0.777\lg P)}{(t+8.404)^{0.689}}$	198	25 1954～1979		安庆市市政工程管理处	
			$i=\frac{7.934+6.165\lg T_F)}{(t+7.156)^{0.586}}$	191	25 1955～1979	解析法	同济大学	
89	浙江	杭州	$q=\frac{10174(1+0.844\lg P)}{(t+25)^{1.038}}$	196	24 1954～1977	数理统计法	杭州市建筑设计院	已修订，见表1-39
			$i=\frac{10.600+7.736\lg T_E}{(t+6.403)^{0.686}}$	187	15 1930～1937 1953～1959	解析法	同济大学	已修订，见表1-39
90		诸暨	$i=\frac{20.688+17.734\lg T_E}{(t+6.146)^{0.891}}$	189	9 1953～1955 1957～1962			
91		宁波	$i=\frac{18.105+13.901\lg T_E}{(t+13.265)^{0.778}}$	198	18 1957～1974			已修订，见表1-39
92		温州	$q=\frac{910(1+0.61\lg P)}{t^{0.49}}$	210	6		（已修订，见表1-39）	仍是1973年版手册收录的公式
93	江西	南昌	$q=\frac{1386(1+0.69\lg P)}{(t+1.4)^{0.64}}$	195	7 （1961年以前资料）	数理统计法	江西省建筑设计院	
			$q=\frac{1215(1+0.854\lg P)}{t^{0.60}}$	201	5			仍是1973年版手册收录的公式
94		庐山	$q=\frac{2121(1+0.61\lg P)}{(t+8)^{0.73}}$	186	6 （1961年以前资料）	数理统计法	江西省建筑设计院	
95		修水	$q=\frac{3006(1+0.78\lg P)}{(t+10)^{0.79}}$	205	6 （1961年以前资料）			
96		波阳	$q=\frac{1700(1+0.58\lg P)}{(t+8)^{0.66}}$	196	6 （1961年以前资料）			
97		宜春	$q=\frac{2806(1+0.67\lg P)}{(t+10)^{0.79}}$	191	26	湿度饱和差法	江西省建筑设计院	
			$q=\frac{4125(1+0.903\lg P)}{(t+16.3)^{0.934}}$	144	24 1956～1979	数理统计法	宜春市城建局	
98		贵溪	$q=\frac{7014(1+0.49\lg P)}{(t+19)^{0.96}}$	208	7 （1961年以前资料）	数理统计法	江西省建筑设计院	
			$q=\frac{910(1+0.49\lg P)}{t^{0.50}}$	203	6			仍是1973年版手册收录的公式
99		吉安	$q=\frac{5010(1+0.48\lg P)}{(t+10)^{0.92}}$	210	6 （1961年以前资料）	数理统计法	江西省建筑设计院	
100		赣州	$q=\frac{3173(1+0.56\lg P)}{(t+10)^{0.79}}$	216	8 （1961年以前资料）			
			$q=\frac{900(1+0.60\lg P)}{t^{0.544}}$	176	6			仍是1973年版手册收录的公式

续表

序号	省、自治区、直辖市	城市名称	暴雨强度公式	q_{20}	资料年数及起止年份	编制方法	编制单位	备注
101	福建	福州	$i=\frac{6.162+3.881\lg T_E}{(t+1.774)^{0.567}}$	179	24 1952～1959 1964～1979	解析法	同济大学	已修订，见表1-39
102		厦门	$q=\frac{850(1+0.745\lg P)}{t^{0.514}}$	182	7		（已修订，见表1-39）	仍是1973年版手册收录的公式
103	河南	郑州	$q=\frac{7650[1+1.15\lg(+P^{0.143})]}{(t+37.3)^{0.99}}$	148	27 1955～1981	CRA方法	南京市建筑设计院	
			$q=\frac{3073(1+0.892\lg P)}{(t+15.1)^{0.824}}$	164	26	数理统计法	机械工业部第四设计研究院	
104		安阳	$q=\frac{3680P^{0.4}}{(t+16.7)^{0.858}}$	167	25 1955～1980			
			$q=\frac{3605P^{0.405}}{(t+16.9)^{6.858}}$	166	24 1956～1979		中国市政工程中南设计院	
105		新乡	$q=\frac{1102(1+0.623\lg P)}{(t+3.20)^{0.60}}$	167	21 1959～1979	CRA方法	南京市建筑设计院	
106		济源	$i=\frac{22.973+35.317\lg T_M}{(t+27.857)^{0.926}}$	107	19 1951～1970 （缺1957）	解析法	同济大学	
107		洛阳	$q=\frac{3336(1+0.827\lg P)}{(t+14.8)^{0.884}}$	145	26	数理统计法	机械工业部第四设计研究院	
108		开封	$q=\frac{5075(1+0.61\lg P)}{(t+19)^{0.92}}$	174	16 1963～1978		中国市政工程中南设计院	
			$i=\frac{9.537+6.584\lg T_E}{(t+8.624)^{0.662}}$	173	11 1963～1964 1967～1970 1972～1974 1977～1978	解析法	同济大学	
			$q=\frac{4801(1+0.74\lg P)}{(t+17.4)^{0.913}}$	176	18	数理统计法	机械工业部第四设计研究院	
109		商丘	$i=\frac{9.821+9.068\lg T_E}{(t+4.492)^{0.694}}$	178	20 1957～1976	解析法	同济大学	
110		许昌	$q=\frac{1987(1+0.747\lg P)}{(t+11.7)^{0.75}}$	149	29 1953～1981	CRA方法	南京市建筑设计院	
111		平顶山	$q=\frac{883.8(1+0.837\lg P)}{t0.57}$	160	23 1954～1977	湿度饱和差法	平顶山市城市规划设计院	
112		南阳	$i=\frac{3.591+3.970\lg T_M}{(t+3.434)^{0.416}}$	161	28 1952～1979	解析法	同济大学	
113		信阳	$q=\frac{2058P^{0.341}}{(t+11.9)^{0.723}}$	168	25	数理统计法	机械工业部第四设计研究院	
114	湖北	汉口	$q=\frac{983(1+0.65\lg P)}{(t+4)^{0.56}}$	166			中国市政工程中南设计院	
			$i=\frac{5.359+3.996\lg T_E}{(t+2.834)^{0.510}}$	182	12 1952～1955 1957～1964	解析法	同济大学	

续表

序号	省、自治区、直辖市	城市名称	暴雨强度公式	q_{20}	资料年数及起止年份	编制方法	编制单位	备注
115	湖北	老河口	$q=\frac{6400(1+0.059\lg P)}{(t+23.36)}$	148	25 1956～1980	数理统计法	武汉建材学院	
116		随州	$q=\frac{1190(1+0.9\lg P)}{t^{0.7}}$	146	13 1958～1970	湿度饱和差法	中国市政工程中南设计院	
117		恩施	$q=\frac{1108(1+0.73\lg P)}{t^{0.626}}$	170	7			仍是 1973 年版手册收录的公式
118		荆州	$i=\frac{18.007+16.535\lg T_E}{(t+14.300)^{0.847}}$	151	20 1957～1976	解析法	同济大学	
119		沙市	$q=\frac{684.7(1+0.854\lg P)}{t^{0.526}}$	142	20 1957～1976	图解法	沙市市城建局	
			$i=\frac{39.045(1+0.899\lg P)}{t+15.267}$	185	20 1957～1976	数理统计法	武汉建材学院	
			$q=\frac{1871(1+0.869\lg P)}{(t+9.7)^{0.746}}$	149	20	数理统计法	机械工业部第四设计研究院	
120		黄石	$q=\frac{2417(1+0.79\lg P)}{(t+7)^{0.7655}}$	194	28 1955～1982		黄石市城市规划勘测设计院 武汉建材学院	
			$q=\frac{1026(1+0.711\lg P)}{t^{0.57}}$	186	9 1956～1964		湖南大学	
121	湖南	长沙	$q=\frac{3920(1+0.68\lg P)}{(t+17)^{0.86}}$	176	20 1954～1973	数理统计法	湖南大学	
			$i=\frac{24.904+18.632\lg T_E}{(t+19.801)^{0.863}}$	173	20 1954～1973	解析法	同济大学	
122		常德	$i=\frac{6.890+6.251\lg T_E}{(t+4.367)^{0.602}}$	168	20 1961～1980	解析法	同济大学	
123		益阳	$q=\frac{914(1+0.882\lg P)}{t^{0.584}}$	159	11 1965～1975	图解法	益阳市城建局	
124		株洲	$q=\frac{1108(1+0.95\lg P)}{t^{0.623}}$	171	6			仍是 1973 年版手册收录的公式
125		衡阳	$q=\frac{892(1+0.67\lg P)}{t^{0.57}}$	162	6			
126	广东	广州	$q=\frac{2424.17(1+0.533\lg T)}{(t+11.0)^{0.668}}$	245	31 1951～1981	数理统计法	广州市市政工程研究所	
			$i=\frac{11.163+6.646\lg T_E}{(t+5.033)^{0.625}}$	249	10 1950～1959	解析法	同济大学	
127		韶关	$q=\frac{958(1+0.63\lg P)}{t^{0.544}}$	188	8			仍是 1973 年版手册收录的公式
128		汕头	$q=\frac{1042(1+0.56\lg P)}{t^{0.488}}$	242	7			

续表

序号	省、自治区、直辖市	城市名称	暴雨强度公式	q_{20}	资料年数及起止年份	编制方法	编制单位	备注
129	广东	深圳	$q=\frac{975(1+0.745\lg P)}{t^{0.442}}$	259	6			仍是 1973 年版手册收录的公式
130		佛山	$q=\frac{1930(1+0.58\lg P)}{(t+9)^{0.66}}$	209	16 1964～1979	数理统计法	佛山市城建局	
131		海口	$q=\frac{2338(1+0.4\lg P)}{(t+9)^{0.65}}$	262	20 1961～1980		海口市城建局	
132	广西	南宁	$q=\frac{10500(1+0.707\lg P)}{t+21.1P^{0.119}}$	255	21 1952～1972	数理统计法	广西建委综合设计院	仍是 1973 年版手册收录的公式
			$i=\frac{32.287+18.194\lg T_E}{(t+18.880)^{0.851}}$	239	21 1952～1972	解析法	同济大学	
133		河池	$q=\frac{2850(1+0.597\lg P)}{(t+8.5)^{0.757}}$	226	17 1956～1972	数理统计法	广西建委综合设计院	
			$i=\frac{17.930+10.803\lg T_E}{(t+9.014)^{0.775}}$	220	17 1956～1972	解析法	同济大学	
134		融水	$q=\frac{2097(1+0.516\lg P)}{(t+6.7)^{0.65}}$	248	11 1962～1972	数理统计法	广西建委综合设计院	
			$i=\frac{8.081+4.760\lg T_E}{(t+2.969)^{0.552}}$	239	11 1962～1972	解析法	同济大学	
135		桂林	$q=\frac{4230(1+0.402\lg P)}{(t+13.5)^{0.841}}$	221	19 1954～1972	数理统计法	广西建委综合设计院	
			$i=\frac{15.661+7.438\lg T_E}{(t+10.056)^{0.735}}$	214	19 1954～1972	解析法	同济大学	
136		柳州	$q=\frac{2415P^{0.34}}{(t+8.24P^{0.327})^{0.725}}$	214	10 1963～1972	数理统计法	广西建委综合设计院	仍是 1973 年版手册收录的公式
			$i=\frac{6.598+3.929\lg T_E}{(t+3.019)^{0.541}}$	202	13 1963～1975	解析法	同济大学	
137		百色	$q=\frac{2800(1+0.547\lg P)}{(t+9.5)^{0.747}}$	223	19 1954～1972	数理统计法	广西建委综合设计院	
			$i=\frac{13.304+7.753\lg T_E}{(t+8.779)^{0.691}}$	218	19 1954～1972	解析法	同济大学	
138		宁明	$q=\frac{4030(1+0.62\lg P)}{(t+12.5)^{0.823}}$	230	17 1960～1976	简便法	广西建委综合设计院	
139		东兴	$q=\frac{1217[1+0.0685(\lg P)^2]}{(t+5)^{0.439}P^{-0.159}}$	296	12 1960～1972 (缺 1961)	数理统计法		
			$i=\frac{4.557+2.485\lg T_E}{(t+1.738)^{0.314}}$	289	12 1960～1972 (缺 1961)	解析法	同济大学	
140		钦州	$q=\frac{1817(1+0.505\lg P)}{(t+5.7)^{0.58}}$	276	18 1955～1972	数理统计法	广西建委综合设计院	

续表

序号	省自治区、直辖市	城市名称	暴雨强度公式	q_{20}	资料年数及起止年份	编制方法	编制单位	备注
140	广西	钦州	$i=\frac{6.834+3.540\lg T_E}{(t+1.802)^{0.471}}$	267	18 1955～1972	解析法	同济大学	
141		北海	$q=\frac{1625(1+0.437\lg P)}{(t+4)^{0.57}}$	266	18 1955～1972	数理统计法	广西建委综合设计院	
			$i=\frac{6.019+3.117\lg T_E}{(t+0.756)^{0.456}}$	252	18 1955～1972	解析法	同济大学	
142		玉林	$q=\frac{2170(1+0.484\lg P)}{(t+6.4)^{0.665}}$	246	17 1956～1972	数理统计法	广西建委综合设计院	
			$i=\frac{11.320+6.319\lg T_E}{(t+6.117)^{0.634}}$	239	17 1956～1972	解析法	同济大学	
143		梧州	$q=\frac{2070(1+0.466\lg P)}{(t+7)^{0.72}}$	249	15 1958～1972	数理统计法	广西建委综合设计院	仍是1973年版手册收录的公式
			$i=\frac{9.165+4.761\lg T_E}{(t+3.033)^{0.596}}$	236	15 1958～1972	解析法	同济大学	
144	陕西	西安	$i=\frac{6.041(1+1.475\lg P)}{(t+14.72)^{0.704}}$	83	22 1956～1977	数理统计法	西北建筑工程学院	适用于 $P<20a$、$P>20a$ 另有公式
			$i=\frac{37.603+50.124\lg T_E}{(t+30.177)^{1.078}}$	92	19 1956～1974	解析法	同济大学	
145		榆林	$i=\frac{8.22(1+1.152\lg P)}{(t+9.44)^{0.746}}$	110	16	数理统计法	西北建筑工程学院	
146		子长	$i=\frac{18.612(1+1.04\lg P)}{(t+15)^{0.877}}$	138	18			
147		延安	$i=\frac{5.582(1+1.292\lg P)}{(t+8.22)^{0.7}}$	90	22			
148		宜川	$i=\frac{15.64(1+1.01\lg P)}{(t+10)^{0.856}}$	142	20			
149		彬县	$i=\frac{8.802(1+1.328\lg P)}{(t+18.5)^{0.737}}$	100	20			
150		铜川	$i=\frac{5.94(1+1.39\lg P)}{(t+7)^{0.67}}$	109	20			
151		宝鸡	$i=\frac{11.01(1+0.94\lg P)}{(t+12)^{0.932}}$	73	20			
			$i=\frac{2.264+2.152\lg T_E}{(t+3.907)^{0.573}}$	61	16 1955～1970	解析法	同济大学	
152		商县	$i=\frac{6.8(1+0.941\lg P)}{(t+9.556)^{0.731}}$	96	22	数理统计法	西北建筑工程学院	
153		汉中	$i=\frac{2.6(1+1.04\lg P)}{(t+4)^{0.518}}$	84	19			

续表

序号	省、自治区、直辖市	城市名称	暴雨强度公式	q_{20}	资料年数及起止年份	编制方法	编制单位	备注
154	陕西	安康	$i=\frac{8.74(1+0.96\lg P)}{(t+14)^{0.75}}$	104	22	数理统计法	西北建筑工程学院	
			$i=\frac{14.547+16.373\lg T_E}{(t+23.002)^{0.839}}$	104	22 1953～1974	解析法	同济大学	
155	宁夏	银川	$q=\frac{242(1+0.83\lg P)}{t^{0.477}}$	58	6			仍是 1973 年版手册收录的公式
156	甘肃	兰州	$q=\frac{1140(1+0.96\lg P)}{(t+8)^{0.8}}$	79	27 1951～1977	数理统计法	兰州市勘测设计院	
			$i=\frac{18.260+18.984\lg T_E}{(t+14.317)^{1.066}}$	70	9 1951～1959	解析法	同济大学	
157		张掖	$q=\frac{88.4P^{0.623}}{t^{0.456}}$	23	5			仍是 1973 年版手册收录的公式
158		临夏	$q=\frac{479(1+0.86\lg P)}{t^{0.621}}$	75	5			
159		靖远	$q=\frac{284(1+1.35\lg P)}{t^{0.505}}$	63	6			
160		平凉	$i=\frac{4.452+4.841\lg T_E}{(t+2.570)^{0.668}}$	93	22 1956～1977	解析法	同济大学	
161		天水	$i=\frac{37.104+33.385\lg T_E}{(t+18.431)^{1.131}}$	100	15 1945～1959	解析法	同济大学	
162	青海	西宁	$q=\frac{308(1+1.39\lg P)}{t^{0.58}}$	54	26 1954～1979	图解法	西宁市城建局	
163	新疆	乌鲁木齐	$q=\frac{195(1+0.82\lg P)}{(t+7.8)^{0.63}}$	24	17 1964～1980	数理统计法	乌鲁木齐市城建局	
164		塔城	$q=\frac{750(1+1.1\lg P)}{t^{0.85}}$	59	5			仍是 1973 年版手册收录的公式
165		乌苏	$q=\frac{1135P^{0.583}}{t+4}$	47	5			
166		石河子	$q=\frac{198P^{1.318}}{t^{0.56}P^{0.306}}$	37	5			
167		奇台	$q=\frac{86.3P^{1.16}}{t^{0.45}P^{0.37}}$	22	5			
168	四川	成都	$q=\frac{2806(1+0.803\lg P)}{(t+12.8P^{0.231})^{0.768}}$	192	17			
			$i=\frac{20.154+13.371\lg T_E}{(t+18.768)^{0.784}}$	191	17 1943～1959	解析法	同济大学	
169		内江	$q=\frac{1246(1+0.705\lg P)}{(t+4.73P^{0.0102})^{0.597}}$	184	7			仍是 1973 年版手册收录的公式

续表

序号	省、自治区、直辖市	城市名称	暴雨强度公式	q_{20}	资料年数及起止年份	编制方法	编制单位	备注
170	四川	自贡	$q=\frac{4392(1+0.59\lg P)}{(t+19.3)^{0.804}}$	229	5			仍是 1973 年版手册收录的公式
171		重庆	$q=\frac{2822(1+0.775\lg P)}{(t+12.8P^{0.076})^{0.77}}$	192	8			
172		泸州	$q=\frac{10020(1+0.56\lg P)}{t+36}$	179	5			
173		宜宾	$q=\frac{1169(1+0.828\lg P)}{(t+4.4P0.428)^{0.561}}$	195	6			
174		乐山	$q=\frac{13690(1+0.695\lg P)}{t+50.4P^{0.038}}$	194	6			
175		雅安	$i=\frac{7.622(1+0.63\lg P)}{(t+6.64)^{0.56}}$	203	30 1953～1983 (缺 1968)	数理统计法	重庆建筑工程学院	
176		渡口	$q=\frac{2422(1+0.614\lg P)}{(t+13)^{0.78}}$	158	11 1966～1976	图解法	渡口市规划设计研究院	
			$q=\frac{2495(1+0.49\lg P)}{(t+10)^{0.84}}$	143	14 1966～1979	数理统计法	渡口市建筑勘测设计院	
177	贵州	贵阳	$i=\frac{6.853+1.195\lg T_E}{(t+5.168)^{0.601}}$	165	13 1941～1953	解析法	同济大学	
			$q=\frac{1887(1+0.707\lg P)}{(t+9.35P^{0.031})^{0.495}}$	180	17			仍是 1973 年版手册收录的公式
178		桐梓	$q=\frac{2022(1+0.674\lg P)}{(t+9.58P^{0.044})^{0.733}}$	169	5			
179		毕节	$q=\frac{5055(1+0.473\lg P)}{(t+17)^{0.95}}$	164	6			
180		水城	$i=\frac{42.25+62.60\lg P}{t+35}$	128	19 1958～1960 1963～1978		六盘水市城建局	
181		安顺	$q=\frac{3756(1+0.875\lg P)}{(t+13.14P^{0.158})^{0.827}}$	208	6			仍是 1973 年版手册收录的公式
182		罗甸	$q=\frac{763(1+0.647\lg P)}{(t+0.915P^{0.775})^{0.51}}$	162	5			
183		榕江	$q=\frac{2223(1+0.767\lg P)}{(t+8.93P^{0.168})^{0.729}}$	191	10			
184	云南	昆明	$i=\frac{8.918+6.183\lg T_E}{(t+10.247)^{0.649}}$	163	16 1938～1953	解析法	同济大学	
			$q=\frac{700(1+0.775\lg P)}{t^{0.496}}$	158	10			仍是 1973 年版手册收录的公式
185		丽江	$q=\frac{317(1+0.958\lg P)}{t^{0.45}}$	82	1959 年以前的资料		云南省设计院	

续表

序号	省、自治区、直辖市	城市名称	暴雨强度公式	q_{20}	资料年数及起止年份	编制方法	编制单位	备注
186	云南	下关	$q=\frac{1534(1+1.035\lg P)}{(t+9.86)^{0.762}}$	115	18 1960～1971 1975～1980	数理统计法	中国市政工程西南设计院	
187		腾冲	$q=\frac{4342(1+0.96\lg P)}{t+13P^{0.09}}$	132	6			仍是1973年版手册收录的公式
188		思茅	$q=\frac{3350(1+0.5\lg P)}{(t+10.5)^{0.85}}$	183	7			
189		昭通	$q=\frac{4008(1+0.667\lg P)}{t+12P^{0.08}}$	125	6			
190		沾益	$q=\frac{2355(1+0.654\lg P)}{(t+9.4P^{0.157})^{0.806}}$	154	6			仍是1973年版手册收录的公式
191		开远	$q=\frac{995(1+1.15\lg P)}{t^{0.58}}$	175	1959年以前的资料		云南省设计院	
192		广南	$q=\frac{977(1+0.641\lg P)}{t^{0.57}}$	177	7			仍是1973年版手册收录的公式

注：1. 表中 P、T 代表设计降雨的重现期；T_E 代表非年最大值法选样的重现期；T_M 代表年最大值法选样的重现期。

2. 解析法见附录。

3. CRA方法见附录。

4. 用 i 表示强度时其单位为mm/min，用 q 表示强度时其单位为 L(s·hm²)。

我国若干城市暴雨强度公式的补充　　**表 1-39**

序号	省、自治区、直辖市	城市名称	暴雨强度公式	q_{20}	资料年数及起止年份	编制方法	编制单位	备注
1	上海		$i=\frac{9.4500+6.7932\lg T_E}{(t+5.54)^{0.6514}}$	191	55 1916～1921 1929～1934 1937～1938 1949～1989	解析法	上海市城市建设设计研究院 上海市气象中心	
2	山东	济南	$q=\frac{1869.916(1+0.7573\lg P)}{(t+11.0911)^{0.6645}}$	191	31 1960～1990	解析法	济南市市政工程设计研究院	
3	浙江	衢州	$q=\frac{2551.010(1+0.567\lg P)}{(t+10)^{0.780}}$	180	38 1956～1993	解析法	衢州市建设规划局	
4		宁波	$i=\frac{154.467+109.494\lg T_F}{(t+34.516)^{1.177}}$	233	36 1962～1997	年多个样法	余姚市城乡工程技术研究所	指数分布
			$i=\frac{114.368+103.217\lg T_M}{(t+35.267)^{1.128}}$	207		年最大值法		耿贝尔分布
			$i=\frac{50.38+0.710\lg P}{(t+22.510)^{0.960}}$	230	30 1964～1993	指数分布直接拟合		

续表

序号	省、自治区、直辖市	城市名称	暴雨强度公式	q_{20}	资料年数及起止年份	编制方法	编制单位	备注
5	浙江	余姚	$i=\frac{21.901+14.775\lg P}{(t+14.426)^{0.817}}$	203	1965～1994	年多个样法	余姚市城乡工程技术研究所	PⅢ分布
			$i=\frac{13.041+10.774\lg T_M}{(t+12.107)^{0.721}}$	179	36 1962～1997	年最大值法		指数分布
6		浒山	$i=\frac{33.141+28.559\lg T_M}{(t+31.506)^{0.874}}$	177	35 1963～1997			耿贝尔分布
7		镇海	$i=\frac{127.397+108.830\lg T_M}{(t+39.331)^{1.145}}$	198	36 1962～1997			
8		溪口	$i=\frac{42.004+30.861\lg T_M}{(t+24.272)^{0.954}}$	189	38 1960～1997			
9		绍兴	$i=\frac{21.032+0.593\lg P}{(t+11.814)^{0.827}}$	201	33 1963～1995	指数分布直接拟合	浙江省城乡规划设计院	
10		湖州	$i=\frac{25.248+0.738\lg P}{(t+16.381)^{0.834}}$	210	30 1967～1996			
11		嘉兴	$i=\frac{21.086+0.675\lg P}{(t+15.153)^{0.799}}$	205	30 1964～1993			
12		台州	$i=\frac{12.769+0.537\lg P}{(t+13.457)^{0.671}}$	202	30 1965～1994			
13		舟山	$i=\frac{48.386+0.701\lg P}{(t+25.201)^{0.982}}$	191	30 1964～1993			
14		丽水	$i=\frac{20.527+0.604\lg P}{(t+12.203)^{0.852}}$	178	30 1957～1986			
15		温州	$i=\frac{13.274+0.573\lg P}{(t+12.641)^{0.663}}$	219	30 1965～1994			
16		金华	$i=\frac{10.599+0.771\lg P}{(t+5.084)^{0.707}}$	181				
17		杭州	$i=\frac{20.120+0.639\lg P}{(t+11.945)^{0.825}}$	193	37 1959～1995	PⅢ分布南京法		
18	福建	厦门	$q=\frac{1085.020(1+0.581\lg T_E)}{(t+2.954)^{0.559}}$	188	37 1952～1988		福建省城乡规划设计研究院	
19		漳州	$q=\frac{2003.515(1+0.568\lg T_E)}{(t+6.187)^{0.659}}$	233	26 1963～1988			
20		泉州	$q=\frac{1376.228(1+0.599\lg T_E)}{(t+7.133)^{0.608}}$	185	15 1975～1989			
21		晋江	$q=\frac{1446.154(1+0.588\lg T_E)}{(t+5.492)^{0.615}}$	197	11 1980～1990			
22		莆田	$q=\frac{1735.543(1+0.633\lg T_E)}{(t+6.117)^{0.667}}$	197	17 1974～1990			

续表

序号	省、自治区、直辖市	城市名称	暴雨强度公式	q_{20}	资料年数及起止年份	编制方法	编制单位	备注
23	福建	宁德	$q=\frac{1289.979(1+0.550\lg T_E)}{(t+5.026)^{0.552}}$	218	19 1972～1990		福建省城乡规划设计研究院	
24		福安	$q=\frac{2060.072(1+0.536\lg T_E)}{(t+8.409)^{0.688}}$	206	25 1966～1990			
25		南平	$q=\frac{1721.684(1+0.515\lg T_E)}{(t+5.596)^{0.665}}$	199				
26		邵武	$q=\frac{2311.212(1+0.552\lg T_E)}{(t+6.044)^{0.742}}$	206				
27		三明	$q=\frac{3885.642(1+0.497\lg T_E)}{(t+12.291)^{0.839}}$	211				
28		永安	$q=\frac{2251.272(1+0.537\lg T_E)}{(t+8.279)^{0.741}}$	189				
29		崇安	$q=\frac{3244.903(1+0.512\lg T_E)}{(t+13.912)^{0.766}}$	218	17 1974～1990			
30		龙岩	$q=\frac{2370.261(1+0.469\lg T_E)}{(t+8.251)^{0.751}}$	193	25 1966～1990			
31		漳平	$q=\frac{2332.100(1+0.599\lg T_E)}{(t+5.093)^{0.784}}$	186	10 1981～1990			
32		福清	$q=\frac{1184.719(1+0.505\lg T_E)}{(t+3.654)^{0.589}}$	184	19 1980～1998			
33		南安	$q=\frac{1470.399(1+0.547\lg T_E)}{(t+6.726)^{0.597}}$	207				
34		连江	$q=\frac{2285.031(1+0.635\lg T_E)}{(t+6.286)^{0.737}}$	205				
35		霞浦	$q=\frac{2012.390(1+0.672\lg T_E)}{(t+8.634)^{0.693}}$	197				
36		福州	$q=\frac{2041.102(1+0.700\lg T_E)}{(t+8.008)^{0.697}}$	204	20 1979～1998			
37		罗源	$q=\frac{2623.368(1+0.507\lg T_E)}{(t+10.740)^{0.750}}$	201	19 1980～1998			
38		龙海	$q=\frac{993.098(1+0.625\lg T_E)}{(t+1.797)^{0.501}}$	212				
39		诏安	$q=\frac{992.078(1+0.497\lg T_E)}{(t+3.724)^{0.497}}$	206				
40		沙县	$q=\frac{3235.218(1+0.481\lg T_E)}{(t+10.034)^{0.813}}$	204				
41		东山	$q=\frac{976.469(1+0.723\lg T_E)}{(t+2.491)^{0.475}}$	223	20 1979～1998			

续表

序号	省、自治区、直辖市	城市名称	暴雨强度公式	q_{20}	资料年数及起止年份	编制方法	编制单位	备注
42	福建	云霄	$q=\frac{912.243(1+0.447\lg T_E)}{(t+2.978)^{0.469}}$	210	19 1980～1998		福建省城乡规划设计研究院	
43		永春	$q=\frac{1865.921(1+0.537\lg T_E)}{(t+7.122)^{0.606}}$	253				
44		福鼎	$q=\frac{3091.566(1+0.636)\lg T_E}{(t+10.935)^{0.771}}$	219	20 1979～1998			
45		惠安	$q=\frac{711.693(1+0.691\lg T_E)}{(t+1.120)^{0.465}}$	172				
46		长乐	$q=\frac{1110.363(1+0.664\lg T_E)}{(t+2.877)^{0.582}}$	180				
47		建瓯	$q=\frac{2591.774(1+0.528\lg T_E)}{(t+8.544)^{0.764}}$	200				
48		建阳	$q=\frac{2773.109(1+0.524\lg T_E)}{(t+7.419)^{0.775}}$	213				
49		浦城	$q=\frac{2898.596(1+0.512\lg T_E)}{(t+8.669)^{0.794}}$	202	14 1985～1998			
50		长汀	$q=\frac{1389.218(1+0.481\lg T_E)}{(t+4.750)^{0.593}}$	207				
51		闽侯	$q=\frac{7168.946(1+0.545\lg T_E)}{(t+21.329)^{0.949}}$	210	20 1979～1998			
52		仙游	$q=\frac{2875.802(1+0.487\lg T_E)}{(t+11.659)^{0.738}}$	225				
53		连城	$q=\frac{2674.369(1+0.508\lg T_E)}{(t+10.124)^{0.752}}$	207	19 1980～1998			
54		漳浦	$q=\frac{2224.151(1+0.564\lg T_E)}{(t+12.806)^{0.693}}$	198				
55	河北	衡水	$q=\frac{3575(1+\lg P)}{(t+18)^{0.87}}$	151	20 1963～1983 缺1970		衡水城建局 刘坤义	

注：本文结稿后又收到余姚市城乡建设工程技术研究所及浙江省水文勘测局的“浙江省暴雨强度公式推导研究报告”，其中平湖、永康、德清、慈溪、奉化、诸暨、龙泉、临安、常山、兰溪、桐庐、富阳、仙居、临海、黄岩、松阳、瑞安、温岭、乐清等地的暴雨公式均为前此本文未及收入及更新者。如有需用，可直接与余姚市城乡建设工程技术研究所邵尧明联系。

2 城 镇 河 湖

城镇河湖系统是城镇的重要组成部分，它可能具有以下多种功能，如：排水、输水、供水、蓄洪、蓄水、调水、灌溉、航运、旅游、水上游乐、水上运动、水产养殖、美化环境、调节气候等等。在新建、扩建和整治城镇河湖系统的工程设计中，应根据城镇规划和当地具体条件，全面考虑，综合利用，充分发挥并保持其各种功能。

本章所涉及的城镇河湖工程指一般城镇区域内的河湖，流域面积较小。对于大型城市河湖及其附属构筑物，尚需参考给水排水设计手册第7册《城镇防洪》及其他有关文献。

2.1 设 计 标 准

2.1.1 防 洪 标 准

(1) 城镇河湖防洪标准应根据城镇的重要性和人口数量按表2-1的规定确定。

城市的等级和防洪标准　　表2-1

等　级	重　要　性	非农业人口(万人)	防洪标准[重现期(a)]
Ⅰ	特别重要的城市	≥150	≥200
Ⅱ	重要的城市	150～50	200～100
Ⅲ	中等城市	50～20	100～50
Ⅳ	一般城镇	≤20	50～20

注：本表摘自《防洪标准》(GB 50201—94)。

对于城镇河流流域面积较小($<30km^2$)的地区，如按城市雨水道流量计算公式计算洪流量，可参照表2-2选用。

城市小流域河湖防洪标准　　表2-2

区 域 性 质	设计重现期 P(a)	区 域 性 质	设计重现期 P(a)
城市重要地区	20～50	局部一般区域	1～5
一般区域	5～20		

(2) 防洪建筑物级别，根据城市等别及其在工程中的作用和重要性划分为四级，可按表2-3确定。

(3) 灌溉、治涝和供水工程主要建筑物的防洪标准应分别按表2-4、5的规定确定。

防洪建筑物级别 表 2-3

城市等别	永久性建筑物级别		临时性建筑物级别
	主要建筑物	次要建筑物	
一	1	3	4
二	2	3	4
三	3	4	4
四	4	4	

注：1. 主要建筑物系指失事后使城市遭受严重灾害并造成重大经济损失的建筑物，例如堤防、防洪闸等。

2. 次要建筑物系指失事后不致造成城市灾害或者造成经济损失不大的建筑物，例如丁坝、护坡、谷坊。

3. 临时性建筑物系指防洪工程施工期间使用的建筑物，例如施工围堰等。

4. 本表摘自《城市防洪工程设计规范》(CJJ 50—92)。

灌溉和治涝工程主要建筑物的防洪标准 表 2-4

水工建筑物级别	防洪标准[重现期(a)]	水工建筑物级别	防洪标准[重现期(a)]
1	100～50	4	20～10
2	50～30	5	10
3	30～20		

注：1. 灌溉和治涝工程主要建筑物的校核防洪标准，可视具体情况和需要研究确定。

2. 本表摘自《防洪标准》(GB 50201—94)。

供水工程主要建筑物的防洪标准 表 2-5

水工建筑物级别	防洪标准[重现期(a)]		水工建筑物级别	防洪标准[重现期(a)]	
	设计	校核		设计	校核
1	100～50	300～200	3	30～20	100～50
2	50～30	200～100	4	20～10	50～30

注：本表摘自《防洪标准》(GB 50201—94)。

灌溉、治涝和供水工程中的次要建筑物的防洪标准可适当降低。

(4) 城镇一般公路建筑物的防洪标准按表 2-6 的规定确定。

一般公路各类建筑物、构筑物的等级和防洪标准 表 2-6

等级	重要性	防洪标准[重现期(a)]				
		路基	特大桥	大、中桥	小桥	涵洞及小型排水构筑物
Ⅱ	连接重要的政治、经济中心或大工矿区、港口、机场等地的公路	50	100	100	50	50
Ⅲ	沟通县城以上等地的公路	25	100	50	25	25
Ⅳ	沟通县、乡(镇)、村等地的公路		100	50	25	

注：本表摘自《防洪标准》(GB 50201—94)。

(5) 城镇防洪河道上桥下净空不得小于表 2-7 的规定。

(6) 防洪建筑物的安全超高应不小于表 2-8 的规定。

桥 下 净 空　　表 2-7

桥 梁 部 分	高出计算水位(m)	高出最高流水面(m)
梁　底	0.50	0.75
支承垫石顶面	0.25	0.50
拱　脚	0.25	0.25
桥闸全开时的闸开底缘	0.50	0.75

注：1. 无铰拱的拱脚可被设计洪水淹没，但不宜超过拱圈高度的 2/3，且拱顶底面至计算水位的净高不得小于 1.0m。
2. 计算水位系指设计洪水位加壅水高、波浪高和安全超高。
3. 本表摘自《城市防洪工程设计规范》(CJJ 50—92)。

安 全 超 高　　表 2-8

建筑物名称 \ 安全超高(m) \ 建筑物级别	1	2	3	4
河堤、防洪墙、防洪闸	1.0	0.8	0.6	0.5
护岸、排洪渠道、渡槽	0.8	0.6	0.5	0.4

注：1. 安全超高不包括波浪爬高。
2. 越浪后不造成危害时，安全超高可适当降低。
3. 本表摘自《城市防洪工程设计规范》(CJJ 50—92)。

2.1.2 其 他 标 准

(1) 水工建筑物的抗滑稳定安全系数分别列入各种建筑物的设计。

(2) 水工建筑物地基应根据工程等级和地基特性采取相应的防渗措施，以减少渗漏量和降低建筑物的渗透压力，保证地基的渗流稳定。

(3) 泄水和引水建筑物的消能防冲工程的正常运用洪水标准与建筑物相同，非常运用洪水标准经论证后可适当降低。

(4) 水工建筑物的结构在静荷载和动荷载的作用下，应具有足够的强度和稳定性，其安全系数按有关专业规范确定。

(5) 与城市排水系统相关的渠道及附属构筑物尚应符合现行国家室外排水设计规范及其他有关专业规范、标准。

2.2 一 般 规 定

(1) 城镇河湖工程设计应遵守国家有关水利和城镇建设的法规及有关给排水、抗震、环保、卫生、工程结构等的设计标准和规范，并根据城镇河湖特点和工程开发目标，全面考虑，适当安排，综合开发，以达到安全、经济、合理、技术先进，保护和美化环境。

(2) 城镇河湖工程设计应符合所在地区的城镇总体和专业规划及本流域的流域规划。

(3) 为保证防洪安全，应在城镇上游地区尽量采取拦蓄、截流、疏导等工程措施，以减少进入城镇的洪水流量。

(4) 为保证城镇河湖的水质不受污染，应严格禁止不合排放标准的污水、污物、排入河湖，并必须设置污水截流管等工程措施。

(5) 地基渗透性强的河湖,应根据当地的水源条件和本身的运用情况分析研究,确定是否需要采取防渗措施以及采取何种防渗措施。

(6) 城镇人口稠密,为保证行人和游客的安全,河湖沿岸应根据具体情况设置必要的保护和安全设施,如栏杆、路灯等。

2.3 设计基础资料

2.3.1 测量资料

(1) 地形图:初步设计和施工图设计阶段对地形图比例尺的要求见表 2-9,有特殊情况时可另定。

地形图比例尺要求 表 2-9

初步设计	流域面积图	1:5000~1:25000
	工程总布置图	1:1000~1:5000
	河湖平面图	1:1000~1:5000
施工图设计	工程总布置图	1:500~1:5000
	河湖平面图	1:500~1:2000
	建筑物平面图	1:200~1:500

(2) 河道纵横断面图:河道的纵横断面图比例尺的要求见表 2-10。横断面的测量间距,应根据地形地物情况决定,一般可取 50~100m,初步设计阶段可加大。横断面的测量宽度根据设计需要确定。

纵横断面比例尺要求 表 2-10

纵断面图	水平	1:1000~1:5000
	垂直	1:100~1:200
横断面图	水平	1:100~1:200
	垂直	1:100~1:200

(3) 现况资料测量:在工程范围内、对有关的现有水工建筑物和市政工程设施如水闸、涵洞、桥梁、道路、排水管渠出口等的断面、高程和孔口尺寸进行测量,提供实测现况资料。重要建筑物应测定坐标。

2.3.2 地质资料

地质资料包括工程地质勘察报告、地质剖面图、钻孔图、建筑物地基土的物理力学指标、水文地质条件以及工程地点的地震基本烈度等。

2.3.3 水文气象资料

通过各地区的水文年鉴、成果汇编、水文手册、气象统计资料等收集设计需要的有关资料:

(1) 历年或各种重现期的降水量和暴雨资料。

(2) 各控制点历年最高洪水位及最大洪流量。

(3) 气温、气压、湿度、蒸发量、风速、风向、日照等资料。

(4) 水质、泥沙、冰情及土壤冻深资料。

2.3.4 其 他 资 料

(1) 市镇规划及流域规划中的有关资料。

(2) 建设单位对工程设计的要求。

(3) 现况调查资料，包括河湖及排水系统现况、水文地质、地震及流域现况、施工条件、建筑材料等的调查资料。

2.4 洪 水 计 算

给水排水设计手册第7册《城市防洪》，对洪水计算有较详细的论述。本节仅对缺乏资料的小汇水面积的洪水计算介绍一些简单的估算方法。

2.4.1 洪流量计算

在缺乏水文资料时可利用下列经验公式进行洪流量估算，但如何选用，还应根据当地的实际调查资料确定。

(1) 公路科学研究所的经验公式：当没有暴雨资料，汇水面积 F 小于 $10km^2$ 时，可按式(2-1)估算：

$$Q_p = K_p F^m \tag{2-1}$$

式中　Q_p——设计洪峰流量(m^3/s)；

m——面积指数，当 $F \leqslant 1km^2$ 时，$m=1$；当 $1<F<10km^2$ 时，由表2-11查取。

K_p——流量模数，根据地区划分及设计标准，按表2-12查取。

面积指数 m 值　　表2-11

地　区	华　北	东　北	东南沿海	西　南	华　中	黄土高原
m	0.75	0.85	0.75	0.85	0.75	0.80

流量模数 K_p 值　　表2-12

频　率 (%)	华　北	东　北	东南沿海	西　南	华　中	黄土高原
	K_p 值					
50	8.1	8.0	11.0	9.0	10.0	5.5
20	13.0	11.5	15.0	12.0	14.0	6.0
10	16.5	13.5	18.0	14.0	17.0	7.5
6.7	18.0	14.6	19.5	14.5	18.0	7.7
4	19.5	15.8	22.0	16.0	19.6	8.5
2	23.4	19.0	26.4	19.2	23.5	10.2

注：西藏自治区及西北部分地区，由于缺乏资料，表2-11、12中未包括这些地区的 K、m 值。华东地区除东南沿海单独划为一个地区外，其余部分并入华中地区。

(2) 水科院水文研究所经验公式：水科院水文研究所通过洪水调查，对汇水面积 F 小于 $100km^2$，提出的经验公式为

$$Q_p = K_p F^{2/3} \tag{2-2}$$

式中 Q_p、F、K_p 符号意义均同前，K_p 值除按实测、调查得到该值以外，还可根据地形情况，选用下列数值：

山区 $$K_p = 0.72S_p \tag{2-3}$$

平原 $$K_p = 0.5S_p \tag{2-4}$$

当汇水面积 $F < 3km^2$ 时，经验公式为

$$Q_p = 0.6S_pF \tag{2-5}$$

式中 S_p——设计雨力(mm/h)。

2.4.2 洪水总量计算

一次洪水总量可由式(2-6)计算：

$$W = 1000h_RF = 1000h\alpha F \tag{2-6}$$

式中 W——一次洪水总量(m^3)；

h_R——一次净雨量(mm)；

F——流域面积(km^2)；

h——一次降雨量(mm)；

α——径流系数。

城镇地区内径流系数较大，选用时尚需考虑规划发展情况适当加大。表 2-13 为北方某城市对历年次降雨量和次径流深进行分析后采用的规划径流系数，供参考。

某城市径流系数 表 2-13

重现期(a)	城镇地区	农田区	重现期(a)	城镇地区	农田区
10	0.5	0.15	50	0.57~0.69	0.23
20	0.5~0.66	0.19	100	0.60~0.72	0.27

2.4.3 洪水过程线计算

对缺乏资料的小流域采用简便的概化三角形过程线(见图 2-1)，其特点是以洪峰流量作为三角形的高，以洪水总量控制三角形面积，其底边即为洪水过程总历时。在洪峰、洪量已知的情况下，洪水过程总历时 T 可按式(2-7)计算：

$$T = \frac{2W}{3600Q} \tag{2-7}$$

式中 T——洪水过程总历时(h)；

Q——洪峰流量(m^3/s)；

W——洪量(m^3)。

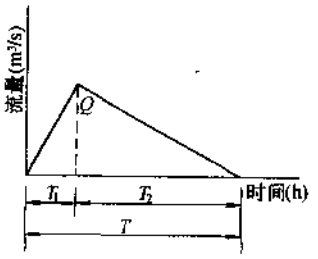


图 2-1 三角形洪水过程线

洪水上涨历时和退水历时的求定：

(1) 当有资料时：

$$T_2 = \beta T_1 \tag{2-8}$$

式中　T_2——洪水退水历时；

T_1——洪水涨水历时；

β——系数，与洪峰出现时间有关，一般 $\beta = 1.5 \sim 3.0$，洪峰出现时间快的 β 值较大，可用实测资料分析确定。

(2) 当缺乏资料时，对普通平原河流一般可采用：

$$T_1 = \left(\frac{1}{3} \sim \frac{1}{5}\right) T \tag{2-9}$$

确定 T_1 及 T_2 后，即可绘出所求的洪水过程线。

2.5 水 力 计 算

2.5.1 河渠水力计算

(1) 明渠均匀流：

1) 基本公式：

流速公式　$$v = C\sqrt{Ri} \tag{2-10}$$

流量公式　$$Q = C\omega\sqrt{Ri} \tag{2-11}$$

式中　v——平均流速(m/s)；

Q——流量(m^3/s)；

R——水力半径(m)；

i——河渠底坡；

C——流速系数(谢才系数)($m^{0.5}/s$)；

ω——过水断面面积(m^2)。

2) 流速系数：可按下列公式计算：

① 曼宁公式：

$$C = \frac{1}{n}R^{1/6} \tag{2-12}$$

式中　n——糙率，列于表 2-14；

人工河渠糙率 n 值　　表 2-14

河渠特征	n	河渠特征	n
人工土明渠	0.025～0.030	砌砖护面	0.015
光滑的水泥砂浆抹面	0.013～0.014	粗糙的混凝土护面	0.017
光滑的混凝土护面	0.015	不平整的喷浆护面	0.018
平整的喷浆护面	0.015	浆砌块石渠道	0.017
料石砌护	0.015	干砌块石护面	0.025

按曼宁公式计算的 C 值见表 2-15。

谢才系数 C 值 **表 2-15**

$\left(\text{根据曼宁公式 } C=\frac{1}{n}R^{\frac{1}{6}}, m^{\frac{1}{2}}/s\right)$

R(m) \ n	0.010	0.013	0.014	0.017	0.020	0.025	0.030	0.035	0.040
0.05	60.7	46.7	43.4	35.7	30.4	24.3	20.2	17.3	15.2
0.06	62.6	48.1	44.7	36.8	31.3	25.0	20.9	17.9	15.6
0.07	64.2	49.4	45.9	37.8	32.1	25.7	21.4	18.3	16.0
0.08	65.6	50.5	46.9	38.6	32.8	26.3	21.9	18.8	16.4
0.10	68.1	52.4	48.7	40.1	34.1	27.3	22.7	19.5	17.0
0.12	70.2	54.0	50.2	41.3	35.1	28.1	23.4	20.1	17.6
0.14	72.1	55.4	51.5	42.4	36.0	28.8	24.0	20.6	18.0
0.16	73.7	56.7	52.6	43.3	36.8	29.5	24.5	21.1	18.4
0.18	75.1	57.8	53.7	44.2	37.6	30.1	25.0	21.5	18.8
0.20	76.5	58.8	54.6	45.0	38.2	30.6	25.5	21.8	19.1
0.22	77.7	59.8	55.5	45.7	38.8	31.1	25.9	22.2	19.4
0.24	78.8	60.6	56.3	46.4	39.4	31.5	26.3	22.5	19.7
0.26	79.9	61.5	57.1	47.0	39.9	32.0	26.6	22.8	20.0
0.28	80.9	62.2	57.8	47.6	40.4	32.4	27.0	23.1	20.2
0.30	81.8	63.0	58.4	48.1	40.9	32.7	27.3	23.4	20.4
0.35	83.9	64.6	59.9	49.4	42.0	33.6	28.0	24.0	21.0
0.40	85.8	66.0	61.3	50.5	42.9	34.3	28.6	24.5	21.4
0.45	87.5	67.3	62.5	51.5	43.8	35.0	29.2	25.0	21.9
0.50	89.1	68.5	63.6	52.4	44.5	35.6	29.7	25.5	22.3
0.55	90.5	69.6	64.6	53.3	45.3	36.2	30.2	25.9	22.6
0.60	91.8	70.6	65.6	54.0	45.9	36.7	30.6	26.2	23.0
0.65	93.1	71.6	66.5	54.7	46.5	37.2	31.0	26.6	23.3
0.70	94.2	72.5	67.3	55.4	47.1	37.7	31.4	26.9	23.6
0.80	96.4	74.1	68.8	56.8	48.2	38.5	32.1	27.5	23.1
0.90	98.3	75.6	70.2	57.8	49.1	39.3	32.8	28.1	24.6
1.00	100.0	77.0	71.4	58.8	50.0	40.0	33.3	28.6	25.0
1.10	101.6	78.2	72.6	59.8	50.8	40.6	33.9	29.0	25.4
1.20	103.1	79.3	73.6	60.6	51.5	41.2	34.4	29.5	25.8
1.30	104.5	80.4	74.6	61.5	52.2	41.8	34.8	29.8	26.1
1.50	107.0	82.3	76.4	62.9	53.5	42.8	35.7	30.6	26.8
1.70	109.3	84.1	78.0	64.3	54.6	43.7	36.4	31.2	27.3

续表

R(m) \ n	0.010	0.013	0.014	0.017	0.020	0.025	0.030	0.035	0.040
2.00	112.3	86.3	80.2	66.0	56.1	44.9	37.4	32.1	28.1
2.50	116.5	89.6	83.2	68.5	58.3	46.6	38.8	33.3	29.1
3.00	120.1	92.4	85.8	70.6	60.0	48.0	40.0	34.3	30.0
3.50	123.2	94.8	88.0	72.5	61.6	49.3	41.1	35.2	30.8
4.00	126.0	97.0	90.0	74.1	63.0	50.4	42.0	36.0	31.5
5.00	130.0	100.6	93.4	76.9	65.4	52.3	43.6	37.4	32.7
10.00	146.8	112.9	104.8	86.3	73.4	58.7	49.0	41.9	—
15.00	157.0	120.8	112.2	92.4	78.5	62.8	52.3	44.9	—

② 巴甫洛夫斯基公式 $$C=\frac{1}{n}R^y \tag{2-13}$$

$$y=2.5\sqrt{n}-0.13-0.75\sqrt{R}(\sqrt{n}-0.1) \tag{2-14}$$

其简化公式为

当 $R<1.0\text{m}$ 时，$y=1.5\sqrt{n}$ (2-15)

当 $R>1.0\text{m}$ 时，$y=1.3\sqrt{n}$ (2-16)

按巴甫洛夫斯基公式计算的 C 值见表 2-16。

谢才系数 C 值 表 2-16

$\left(\text{根据巴甫洛夫斯基公式 } C=\frac{1}{n}R^y, \text{m}^{\frac{1}{2}}/\text{s}\right)$

R(m) \ n	0.011	0.012	0.013	0.014	0.015	0.017	0.020	0.0225	0.025	0.030	0.035	0.040
0.05	61.3	54.6	48.7	44.1	39.9	33.2	26.1	21.9	18.6	13.9	10.9	8.7
0.06	62.8	56.0	50.1	45.3	41.2	34.4	27.2	22.8	19.5	14.7	11.5	9.3
0.07	64.1	57.3	51.3	46.5	42.4	35.5	28.2	23.8	20.4	15.5	12.2	9.9
0.08	65.2	58.4	52.4	47.5	43.4	36.4	29.0	24.6	21.1	16.1	12.8	10.3
0.09	66.2	59.4	53.3	48.4	44.2	37.2	29.8	25.3	21.7	16.7	13.3	10.8
0.10	67.2	60.3	54.3	49.3	45.1	38.1	30.6	26.0	22.4	17.3	13.8	11.2
0.11	68.0	61.1	55.0	50.0	45.8	38.8	31.0	26.6	22.9	17.8	14.2	11.7
0.12	68.8	61.9	55.8	50.8	46.6	39.5	32.6	27.2	23.5	18.3	14.7	12.1
0.13	69.5	62.6	56.5	51.5	47.7	40.1	32.8	27.7	24.0	18.7	15.0	12.5
0.14	70.3	63.3	57.2	52.2	47.8	40.7	33.0	28.2	24.5	19.1	15.4	12.8
0.15	70.9	63.9	57.8	52.7	48.5	41.2	33.5	28.3	24.9	19.4	15.7	13.1
0.16	71.5	64.5	58.4	53.3	49.0	41.8	34.0	28.5	25.4	19.9	16.1	13.4
0.17	72.0	65.1	58.9	53.8	49.5	42.2	34.4	29.2	25.8	20.3	16.5	13.9

续表

R(m) \ n	0.011	0.012	0.013	0.014	0.015	0.017	0.020	0.0225	0.025	0.030	0.035	0.040
0.18	72.6	65.6	59.5	54.4	50.0	42.7	34.8	30.0	26.2	20.6	16.8	14.0
0.19	73.1	66.0	59.9	54.8	50.5	43.1	35.2	30.4	26.5	21.0	17.1	14.3
0.20	73.7	66.6	60.4	55.3	50.9	43.6	35.7	30.8	26.9	21.3	17.4	14.5
0.21	74.1	67.0	60.8	55.7	51.3	44.0	36.0	31.2	27.2	21.6	17.6	14.8
0.22	74.6	67.5	61.3	56.2	51.7	44.4	36.4	31.5	27.6	21.9	17.9	15.0
0.23	75.1	67.9	61.7	56.6	52.1	44.8	36.7	31.8	27.9	22.2	18.2	15.3
0.24	75.5	68.3	62.1	57.0	52.5	45.2	37.1	32.2	28.3	22.5	18.5	15.5
0.25	75.9	68.7	62.5	57.4	52.9	45.5	37.5	32.5	28.5	22.8	18.7	15.8
0.26	76.3	69.1	62.9	57.7	53.3	45.9	37.8	32.8	28.8	23.0	18.9	16.0
0.27	76.7	69.4	63.3	58.0	53.6	46.2	38.1	33.1	29.1	23.3	19.1	16.2
0.28	77.0	69.8	63.6	58.4	53.9	46.5	38.4	33.4	29.4	23.5	19.4	16.4
0.29	77.4	70.1	64.0	58.7	54.2	46.8	38.7	33.6	29.6	23.7	19.6	16.6
0.30	77.7	70.5	64.3	59.1	54.6	47.2	39.0	33.9	29.9	24.0	19.9	16.8
0.31	78.0	70.8	64.0	59.4	54.9	47.5	39.3	34.2	30.1	24.2	20.1	17.0
0.32	78.8	71.1	64.9	59.7	55.2	47.8	39.5	34.4	30.3	24.4	20.3	17.2
0.33	78.6	71.5	65.2	60.0	55.5	48.0	39.8	34.7	30.6	24.7	20.5	17.4
0.34	79.0	71.8	65.5	60.8	55.8	48.3	40.0	34.9	30.8	24.9	20.7	17.6
0.35	79.3	72.1	65.8	60.6	56.1	48.6	40.3	35.2	31.1	25.1	20.9	17.8
0.36	79.6	72.4	66.1	60.9	56.3	48.8	40.5	35.4	31.3	25.3	21.1	18.0
0.37	79.9	72.6	66.3	61.1	56.6	49.1	40.8	35.6	31.5	25.2	21.3	18.1
0.38	80.1	72.9	66.6	61.4	56.8	49.3	41.0	35.9	31.7	25.6	21.4	18.3
0.39	80.4	73.1	66.8	61.6	57.0	49.6	41.3	36.1	31.9	25.8	21.6	18.4
0.40	80.7	73.4	67.1	61.9	57.3	49.8	41.5	36.3	32.2	26.0	21.8	18.6
0.41	81.0	73.6	67.3	62.1	57.5	50.0	41.7	36.5	32.4	26.2	22.0	18.8
0.42	81.3	73.9	67.6	62.4	57.8	50.2	41.9	36.7	32.6	26.4	22.1	18.9
0.43	81.5	74.1	67.9	62.6	58.0	50.5	42.1	36.9	32.7	26.5	22.3	19.1
0.44	81.8	74.4	68.1	62.9	58.3	50.7	42.3	37.1	32.9	26.7	22.4	19.2
0.45	82.0	74.6	68.4	63.1	58.5	50.9	42.5	37.3	33.1	26.9	22.6	19.4
0.46	82.3	74.8	68.6	63.3	58.7	51.1	42.7	37.5	33.3	27.1	22.8	19.5
0.47	82.5	75.0	68.8	63.5	58.9	51.3	42.9	37.7	33.5	27.3	22.9	19.7

续表

R(m) \ n	0.011	0.012	0.013	0.014	0.015	0.017	0.020	0.0225	0.025	0.030	0.035	0.040
0.48	82.7	75.3	69.0	63.7	59.1	51.5	43.1	37.8	33.6	27.4	23.1	19.8
0.49	82.9	75.5	69.3	63.9	59.3	51.7	43.3	38.0	33.8	27.6	23.2	20.0
0.50	83.1	75.7	69.5	64.1	59.5	51.9	43.5	38.2	34.0	27.8	23.4	20.1
0.51	83.3	75.9	69.7	64.3	59.7	52.1	43.7	38.4	34.2	27.9	23.5	20.2
0.52	83.5	76.1	69.9	64.5	59.9	52.3	43.9	38.5	34.3	28.1	23.6	20.3
0.53	83.7	76.4	70.0	64.7	61.1	52.4	44.0	38.7	34.5	28.2	23.8	20.5
0.54	83.9	76.6	70.2	64.9	60.3	52.6	44.2	38.8	34.6	28.4	23.9	20.6
0.55	84.1	76.8	70.4	65.1	60.5	52.8	44.4	39.0	34.8	28.5	24.0	20.7
0.56	84.3	77.0	70.6	65.3	60.7	53.0	44.6	39.2	34.9	28.6	24.1	20.8
0.57	84.5	77.2	70.8	65.5	60.8	53.2	44.7	39.3	35.1	28.8	24.3	20.9
0.58	84.7	77.3	71.0	65.6	61.0	53.3	44.9	39.5	35.2	28.9	24.4	21.1
0.59	84.8	77.5	71.2	65.8	61.2	53.5	45.0	39.6	35.4	29.1	24.6	21.2
0.60	85.0	77.7	71.4	66.0	61.4	53.7	45.2	39.8	35.5	29.2	24.7	21.3
0.61	85.2	77.9	71.6	66.2	61.5	53.9	45.3	39.9	35.6	29.3	24.8	21.4
0.62	85.4	78.1	71.7	66.3	61.7	54.0	45.5	40.1	35.8	29.4	24.9	21.5
0.63	85.6	78.2	71.9	66.5	61.9	54.2	45.6	40.2	35.9	29.6	25.1	21.7
0.64	85.8	78.4	72.0	66.6	62.0	54.3	45.8	40.4	36.1	29.7	25.2	21.8
0.65	86.0	78.6	72.2	66.8	62.2	54.5	45.9	40.5	36.2	29.8	25.3	21.9
0.66	86.1	78.8	72.4	67.0	62.3	54.6	46.0	40.6	36.3	29.9	25.4	22.0
0.67	86.3	78.9	72.5	67.1	62.5	54.8	46.2	40.8	36.5	30.0	25.5	22.1
0.68	86.5	79.1	72.7	67.3	62.6	54.9	46.3	40.9	36.6	30.2	25.6	22.2
0.69	86.7	79.2	62.8	67.4	62.8	55.1	46.5	41.1	36.8	30.3	25.7	22.3
0.70	86.8	79.4	73.0	67.6	62.9	55.2	46.6	41.2	36.9	30.4	25.8	22.4
0.71	87.0	79.5	73.1	67.7	63.0	55.3	46.7	41.3	37.0	30.5	25.9	22.5
0.72	87.1	79.7	73.3	67.9	63.2	55.5	46.9	41.4	37.1	30.6	26.0	22.6
0.73	87.2	79.8	73.4	68.0	63.3	55.6	47.0	41.6	37.2	30.7	26.1	22.7
0.74	87.4	80.0	73.6	68.2	63.5	55.7	47.1	41.7	37.3	30.8	26.2	22.8
0.75	87.5	80.1	73.7	68.3	63.6	55.8	47.2	41.8	37.4	30.9	26.3	22.9
0.76	87.7	80.2	73.9	68.4	63.7	56.0	47.4	41.9	37.5	31.1	26.4	23.0
0.77	87.8	80.4	74.0	68.6	63.9	56.1	47.5	42.0	37.6	31.2	26.5	23.1

续表

R(m) \ n	0.011	0.012	0.013	0.014	0.015	0.017	0.020	0.0225	0.025	0.030	0.035	0.040
0.78	88.0	80.5	74.2	68.7	64.0	56.2	47.6	42.2	37.7	31.3	26.6	23.2
0.79	88.1	80.7	74.3	68.9	64.2	56.4	47.8	42.3	37.9	31.4	26.7	23.2
0.80	88.3	80.8	74.5	69.0	64.3	56.5	47.9	42.4	38.0	31.5	26.8	23.4
0.81	88.4	80.9	74.6	69.1	64.4	56.6	48.0	42.5	38.1	31.6	26.9	23.5
0.82	88.5	81.0	74.7	69.2	64.5	56.7	48.1	42.6	38.2	31.7	27.0	23.5
0.83	88.6	81.1	74.8	69.3	64.6	56.8	48.2	42.6	38.3	31.7	27.0	23.6
0.84	88.7	81.2	74.9	69.4	64.7	56.9	48.3	42.7	38.4	31.8	27.1	23.7
0.85	88.8	81.3	75.0	69.4	64.7	57.0	48.4	42.8	38.5	31.9	27.2	23.7
0.86	88.9	81.4	75.1	69.5	64.8	57.1	48.4	42.9	38.5	32.0	27.3	23.8
0.87	89.0	81.5	75.2	69.6	64.9	57.2	48.5	43.0	38.6	32.1	27.4	23.9
0.88	89.2	81.6	75.3	69.7	65.0	57.3	48.6	43.0	38.7	32.1	27.4	24.0
0.89	89.3	81.7	75.4	69.8	65.1	57.4	48.7	43.1	38.8	32.2	27.5	24.0
0.90	89.4	81.8	75.5	69.9	65.2	57.5	48.8	43.2	38.9	32.3	27.6	24.1
0.91	89.5	81.9	75.6	70.0	65.3	57.6	48.9	43.3	39.0	32.4	27.7	24.2
0.92	89.7	82.1	75.8	70.2	65.5	57.8	49.0	43.4	39.1	32.5	27.8	24.3
0.93	89.8	82.2	75.9	70.3	65.6	57.9	49.2	43.6	39.2	32.6	27.9	24.4
0.94	90.0	82.4	76.1	70.5	65.8	58.0	49.3	43.7	39.3	32.7	28.0	24.5
0.95	90.1	82.5	76.2	70.6	65.9	58.1	49.4	43.8	39.4	32.8	28.1	24.5
0.96	90.3	82.7	76.3	70.8	66.1	58.3	49.5	43.9	39.6	32.9	28.2	24.6
0.97	90.4	82.8	76.5	70.9	66.2	58.4	49.6	44.0	39.7	33.0	28.3	24.7
0.98	90.5	83.0	76.6	71.1	66.4	58.5	49.8	44.2	39.8	33.1	28.4	24.8
0.99	90.7	83.1	76.7	71.2	66.5	58.7	49.9	44.3	39.9	33.2	28.5	24.9
1.00	90.9	83.3	76.9	71.4	66.7	58.8	50.0	44.4	40.0	33.3	28.6	25.0
1.02	91.1	83.5	77.1	71.6	66.9	59.0	50.2	44.6	40.2	33.5	28.7	25.1
1.04	91.3	83.7	77.3	71.8	67.1	59.2	50.3	44.8	40.4	33.6	28.9	25.3
1.06	91.5	84.0	77.5	72.1	67.3	59.4	50.5	44.9	40.5	33.8	29.0	25.4
1.08	91.7	84.2	77.8	72.3	67.5	59.6	50.7	45.1	40.7	33.9	29.1	25.6
1.10	92.0	84.4	78.0	72.5	67.7	59.8	50.9	45.3	40.9	34.1	29.3	25.7
1.12	92.2	84.6	78.2	72.7	67.9	60.0	51.1	45.5	41.0	34.2	29.4	25.8
1.14	92.4	84.8	78.4	72.9	68.1	60.2	51.3	45.6	41.2	34.4	29.6	25.9

续表

R(m) \ n	0.011	0.012	0.013	0.014	0.015	0.017	0.020	0.0225	0.025	0.030	0.035	0.040
1.16	92.6	85.0	78.6	73.0	68.2	60.3	51.4	45.8	41.3	34.5	29.7	26.1
1.18	92.8	85.2	78.8	73.2	68.4	60.5	51.6	45.9	41.5	34.6	29.9	26.2
1.20	93.1	85.4	79.0	73.4	68.6	60.7	51.8	46.1	41.6	34.8	30.0	26.3
1.22	93.2	85.6	79.2	73.6	68.8	60.9	51.9	46.3	41.7	34.9	30.1	26.4
1.24	93.3	85.8	79.4	73.8	69.0	61.0	52.1	46.4	41.9	35.1	30.2	26.5
1.26	93.5	86.0	79.5	73.9	69.1	61.2	52.2	46.6	42.0	35.2	30.4	26.7
1.28	93.7	86.1	79.7	74.1	69.3	61.3	52.4	46.7	42.2	35.4	30.5	26.8
1.30	94.0	86.3	79.9	74.3	69.5	61.5	52.5	46.9	42.3	35.5	30.6	26.9
1.32	94.2	86.5	80.1	74.5	69.6	61.6	52.6	47.0	42.4	35.6	30.7	27.0
1.34	94.3	86.6	80.2	74.6	69.8	61.8	52.8	47.2	42.6	35.7	30.8	27.1
1.36	94.5	86.8	80.4	74.8	69.9	61.9	52.9	47.3	42.7	35.9	30.9	27.2
1.38	94.7	87.0	80.5	74.9	70.1	62.1	53.1	47.4	42.8	36.0	31.0	27.3
1.40	94.8	87.1	80.7	75.1	70.2	62.2	53.2	47.5	43.0	36.1	31.1	27.4
1.42	95.0	87.3	80.8	75.3	70.4	62.3	53.3	47.7	43.1	36.2	31.3	27.6
1.44	95.2	87.5	81.0	75.4	70.5	62.5	53.5	47.8	43.2	36.3	31.4	27.7
1.46	95.3	87.7	81.2	75.6	70.7	62.6	53.6	47.9	43.3	36.5	31.5	27.8
1.48	95.5	87.8	81.3	75.7	70.8	62.8	53.8	48.1	43.5	36.6	31.6	27.9
1.50	95.7	88.0	81.5	75.9	71.0	62.9	53.9	48.2	43.6	36.7	31.7	28.0
1.52	95.8	88.1	81.6	76.0	71.1	63.0	54.0	48.3	43.7	36.8	31.8	28.1
1.54	96.0	88.3	81.8	76.2	71.3	63.2	54.1	48.4	43.8	36.9	31.9	28.2
1.56	96.2	88.4	81.9	76.3	71.4	63.3	54.3	48.5	43.9	37.0	32.0	28.3
1.58	96.3	88.6	82.1	76.4	71.5	63.5	54.4	48.6	44.0	37.1	32.1	28.4
1.60	96.5	88.7	82.2	76.5	71.6	63.6	54.5	48.7	44.1	37.2	32.2	28.5
1.62	96.6	88.9	82.3	76.7	71.8	63.7	54.6	48.9	44.3	37.3	32.3	28.5
1.64	96.8	89.0	82.5	76.8	71.9	63.9	54.7	49.0	44.4	37.4	32.4	28.6
1.66	97.0	89.2	82.6	76.9	72.0	64.0	54.8	49.1	44.5	37.5	32.5	28.7
1.68	97.1	89.3	82.7	77.1	72.2	64.2	55.0	49.2	44.6	37.6	32.6	28.8
1.70	97.3	89.5	82.9	77.2	72.3	64.3	55.1	49.3	44.7	37.7	32.7	28.9
1.72	97.4	89.6	83.0	77.3	72.4	64.4	55.2	49.4	44.8	37.8	32.8	29.0
1.74	97.5	89.8	83.2	77.4	72.5	64.5	55.3	49.5	44.9	37.9	32.8	29.0

续表

R(m) \ n	0.011	0.012	0.013	0.014	0.015	0.017	0.020	0.0225	0.025	0.030	0.035	0.040
1.76	97.7	89.9	83.3	77.6	72.7	64.6	55.4	49.6	45.0	37.9	32.9	29.1
1.78	97.8	90.0	83.4	77.7	72.8	64.7	55.5	49.7	45.0	38.0	33.0	29.2
1.80	98.0	90.1	83.6	77.8	72.9	64.8	55.6	49.8	45.1	38.1	33.0	29.3
1.82	98.1	90.3	83.7	77.9	73.0	64.9	55.7	49.9	45.2	38.2	33.1	29.3
1.84	98.2	90.4	83.8	78.0	73.1	65.0	55.8	50.0	45.3	38.3	33.2	29.4
1.86	98.4	90.5	83.9	78.2	73.3	65.1	55.9	50.1	45.4	38.3	33.3	29.5
1.88	98.5	90.7	84.1	78.3	73.4	65.3	56.0	50.2	45.5	38.4	33.3	29.5
1.90	98.6	90.8	84.2	78.4	73.5	65.4	56.1	50.3	45.6	38.5	33.4	29.6
1.92	98.7	90.9	84.3	78.5	73.6	65.5	56.2	50.4	45.7	38.6	33.5	29.7
1.94	98.9	91.0	84.4	78.6	73.7	65.6	56.3	50.5	45.7	38.7	33.5	29.8
1.96	99.0	91.2	84.5	78.7	73.9	65.7	56.4	50.6	45.8	38.7	33.6	29.8
1.98	99.2	91.3	84.6	78.9	74.0	65.8	56.5	50.7	45.9	38.8	33.7	29.9
2.00	99.3	91.4	84.8	79.0	74.1	65.9	56.6	50.8	46.0	38.9	33.8	30.0
2.05	99.6	91.7	85.0	79.2	74.3	66.1	56.8	51.0	46.2	39.1	34.0	30.1
2.10	99.8	91.9	85.3	79.5	74.6	66.3	57.0	51.2	46.4	39.2	34.1	30.3
2.15	100.1	92.2	85.5	79.7	74.8	66.6	57.2	51.4	46.6	39.4	34.3	30.4
2.20	100.4	92.4	85.8	80.0	75.0	66.8	57.4	51.6	46.8	39.6	34.4	30.6
2.25	100.7	92.7	86.0	80.2	75.2	67.0	57.6	51.7	46.9	39.7	34.6	30.7
2.30	101.0	93.0	86.3	80.5	75.5	67.2	57.9	51.9	47.1	39.9	34.8	30.9
2.35	101.2	93.2	86.5	80.7	75.7	67.4	58.1	52.1	47.3	40.1	34.9	31.0
2.40	101.5	93.5	86.7	81.0	75.9	67.7	58.3	52.3	47.5	40.3	35.1	31.2
2.45	101.8	93.7	76.0	81.2	76.2	67.9	58.5	52.5	47.7	40.4	35.3	31.3
2.50	102.1	94.0	87.3	81.5	76.4	68.1	58.7	52.7	47.9	40.6	35.4	31.5
2.55	102.3	94.2	87.5	81.7	76.6	68.3	58.9	52.8	48.0	40.7	35.5	31.6
2.60	102.5	94.3	87.7	81.9	76.8	68.4	59.0	53.0	48.2	40.9	35.6	31.7
2.65	102.8	94.7	87.9	82.1	77.0	68.6	59.2	53.2	48.3	41.0	35.8	31.8
2.70	103.0	94.9	88.1	82.3	77.2	68.8	59.3	53.3	48.5	41.1	35.9	31.9
2.75	103.3	95.1	88.3	82.4	77.3	68.9	59.5	53.4	48.6	41.2	36.0	32.0
2.80	103.5	95.3	88.5	82.6	77.5	69.1	59.7	53.6	48.7	41.4	36.1	32.1
2.85	103.7	95.5	88.7	82.8	77.7	69.3	59.8	53.7	48.9	41.5	36.2	32.2
2.90	104.0	95.8	88.9	83.0	77.9	69.5	60.0	53.9	49.0	41.6	36.4	32.3

续表

R(m) \ n	0.011	0.012	0.013	0.014	0.015	0.017	0.020	0.0225	0.025	0.030	0.035	0.040
2.95	104.2	96.0	89.2	83.2	78.1	69.6	60.1	54.0	49.2	41.8	36.5	32.4
3.00	104.4	96.2	89.4	83.4	78.3	69.8	60.3	54.2	49.3	41.9	36.6	32.5
3.05	104.6	96.4	89.6	83.6	78.4	69.9	60.4	54.3	49.4	42.0	36.7	32.6
3.10	104.8	96.6	89.7	83.7	78.6	70.1	60.5	54.4	49.5	42.1	36.8	32.7
3.15	105.0	96.7	89.9	83.9	78.7	70.2	60.7	54.5	49.6	42.2	36.8	32.7
3.20	105.2	96.9	90.1	84.1	78.9	70.4	60.8	54.6	49.7	42.3	36.9	32.8
3.25	105.4	97.1	90.2	84.2	79.0	70.5	60.9	54.7	49.8	42.4	37.0	32.9
3.30	105.6	97.3	90.4	84.4	79.2	70.7	61.0	54.9	49.9	42.4	37.1	33.0
3.35	105.8	97.5	90.6	84.6	79.3	70.8	61.1	55.0	50.0	42.5	37.2	33.0
3.40	106.0	97.6	90.7	84.8	79.5	71.0	61.3	55.1	50.1	42.6	37.2	33.1
3.45	106.2	97.8	90.9	84.9	79.6	71.1	61.4	55.2	50.2	42.7	37.3	33.2
3.50	106.4	98.0	91.1	85.1	79.8	71.3	61.5	55.3	50.3	42.8	37.4	33.3
3.55	106.5	98.2	91.2	85.2	79.9	71.4	61.6	55.4	50.4	42.9	37.5	33.4
3.60	106.7	98.3	91.4	85.4	80.1	71.5	61.7	55.5	50.5	43.0	37.5	33.4
3.65	106.9	98.5	91.5	85.5	80.2	71.7	61.8	55.6	50.6	43.0	37.6	33.5
3.70	107.1	98.6	91.7	85.7	80.4	71.8	61.9	55.7	50.7	43.1	37.7	33.5
3.75	107.2	98.8	91.8	85.8	80.5	71.9	62.0	55.7	50.8	43.2	37.8	33.6
3.80	107.4	99.0	92.0	85.9	80.6	72.0	62.1	55.8	50.8	43.3	37.8	33.7
3.85	107.6	99.1	92.1	86.1	80.8	72.1	62.2	55.9	50.9	43.4	37.9	33.7
3.90	107.8	99.3	92.3	86.2	80.9	72.2	62.3	56.0	51.0	43.4	38.0	33.8
3.95	107.9	99.4	92.4	86.4	81.1	72.4	62.4	56.1	51.1	43.5	38.0	33.8
4.00	108.1	99.6	92.6	86.5	81.2	72.5	62.5	56.2	51.2	43.6	38.1	33.9
4.05	108.2	99.7	92.7	86.6	81.3	72.6	62.6	56.3	51.2	43.6	38.1	33.9
4.10	108.4	99.8	92.8	86.7	81.4	72.7	62.7	56.3	51.3	43.7	38.2	34.0
4.15	108.5	100.0	92.9	86.8	81.5	72.8	62.8	56.4	51.3	43.7	38.2	34.0
4.20	108.7	100.1	93.1	86.9	81.6	72.8	62.9	56.5	51.4	43.8	38.3	34.0
4.25	108.8	100.2	93.2	87.0	81.7	72.9	63.0	56.5	51.4	43.8	38.3	34.1
4.30	109.0	100.3	93.3	87.2	81.8	73.0	63.1	56.6	51.5	43.9	38.3	34.1
4.35	109.1	100.4	93.4	87.3	81.9	73.1	63.2	56.7	51.5	43.9	38.4	34.2
4.40	109.2	100.6	93.6	87.4	82.0	73.2	63.2	56.8	51.6	44.0	38.4	34.2

续表

R(m) \ n	0.011	0.012	0.013	0.014	0.015	0.017	0.020	0.0225	0.025	0.030	0.035	0.040
4.45	109.4	100.7	93.7	87.5	82.1	73.3	63.3	56.8	51.6	44.0	38.5	34.2
4.50	109.5	100.8	93.8	87.6	82.2	73.3	63.4	56.9	51.7	44.1	38.5	34.3
4.55	109.7	100.9	93.9	87.7	82.3	73.4	63.5	57.0	51.7	44.1	38.5	34.3
4.60	109.8	101.0	94.1	87.8	82.4	73.5	63.6	57.0	51.8	44.2	38.6	34.3
4.65	110.0	101.2	94.2	87.9	82.5	73.6	63.6	57.1	51.8	44.2	38.6	34.4
4.70	110.1	101.3	94.3	88.0	82.6	73.7	63.7	57.2	51.9	44.3	38.7	34.4
4.75	110.2	101.4	94.4	88.1	82.7	73.8	63.8	57.3	52.0	44.3	38.7	34.4
4.80	110.4	101.5	94.6	88.3	82.9	73.9	63.9	57.3	52.1	44.4	38.7	34.5
4.85	110.5	101.6	94.7	88.4	83.0	73.9	64.0	57.4	52.1	44.4	38.8	34.5
4.90	110.7	101.8	94.8	88.5	83.1	74.0	64.0	57.5	52.2	44.5	38.8	34.5
4.95	110.8	101.9	94.9	88.6	83.2	74.1	64.1	57.5	52.3	44.5	38.9	34.6
5.00	111.0	102.0	95.1	88.7	83.3	74.2	64.1	57.7	52.4	44.6	38.9	34.6

(2) 明渠非均匀流：

1) 临界水深和临界坡：河渠中水流为临界流时的水深称为临界水深，以 h_k 表示。临界水深是判断河渠水流流态，定性分析水面曲线类型和进行水力计算的重要参数。

临界水深 h_k 的求法　已知渠道的流量，断面形状及尺寸，可查图 2-2 求解。对于矩形

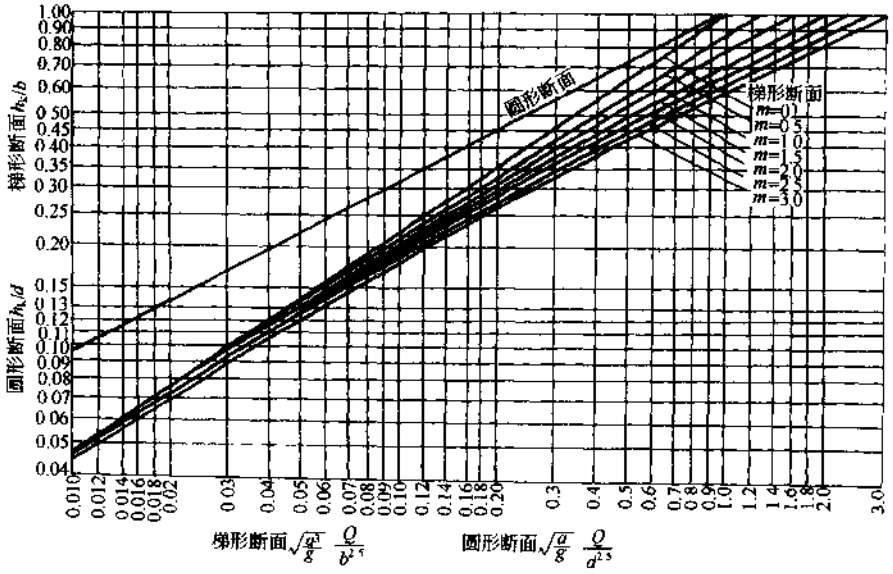


图 2-2　梯形、矩形、圆形断面临界水深求解图

h_k—临界水深(m)；Q—流量(m^3/s)；α—动能修正系数；g—重力加速度(m/s^2)；

m—梯形边坡系数；b—梯形底宽(m)；d—圆形直径(m)

断面渠道也可用式(2-17)求解

$$h_k=\sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}} \tag{2-17}$$

式中　q——单宽流量[$m^3/(s\cdot m)$]。

通过对比临界水深 h_k 与实际水深 h 的大小,可判别河渠水流的流态:

当 $h<h_k$,为急流。

当 $h>h_k$,为缓流。

当 $h=h_k$,为临界流。

临界坡或临界底坡是指在均匀流的渠道中,其正常水深 $h_0=h_k$,这时渠道的底坡叫临界坡,以 i_k 表示:

$$i_k=\frac{gx_k}{dC_k^2B_k^2} \tag{2-18}$$

式中　C_k、x_k 和 B_k——分别表示水深为 h_k 时的流速系数、湿周和水面宽。

利用临界坡 i_k 可判断渠道底坡是缓坡还是陡坡:

实际渠道坡度 $i<i_k$,为缓坡。

实际渠道坡度 $i>i_k$,为陡坡。

2) 明渠非均匀流水面曲线计算:河渠上常修建各种水工建筑物,如水闸、跌水等,有的河段河底纵坡变化较大,河渠水流受其影响将产生壅水或降水现象,因面需要进行水面曲线的计算,其计算步骤如下:

① 定性分析水面曲线是壅水还是降水。根据河渠的实际水深 h、正常水深 h_0 及临界水深 h_k 的比较或底坡 i 及临界坡的比较,和上、下游水工建筑物的运用情况,来判断河渠水面是壅水还是降水。

② 确定起始计算断面的水深,此水深通常称为控制水深。河渠有堰闸者可根据流量计算堰闸上游的水深作为控制水深,如图 2-3(a)、(b)所示。有跌水、陡坡者可根据流量计算出 h_k 值作为缓、急流转变处的控制水深,如图 2-3(c)、(d)所示。在支流河渠进入干流处,可以交汇点的干流水位作为控制水位,但应选择适当的重现期。

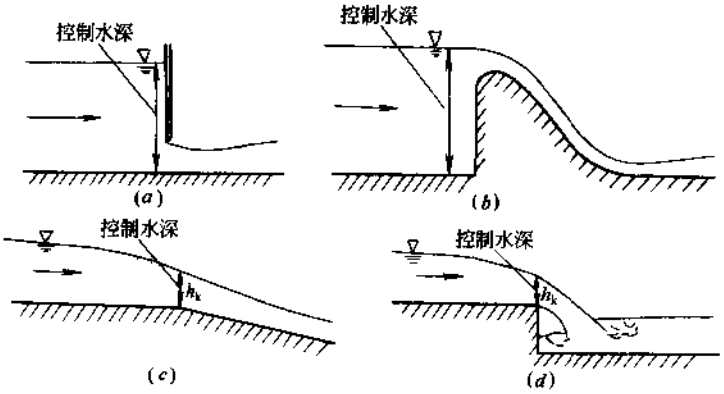


图 2-3　控制水深形式

③ 进行水面曲线计算:水面曲线计算有多种方法,现介绍常用的水力指数法和分段求和法。

ⅰ. 水力指数法：也叫直接积分法。根据大量水利工程实践资料分析成果，棱柱体明渠水流的流量模数 K 与水深 h 近似地有一定的指数关系，常用式(2-19)表示：

$$\left(\frac{K_1}{K_2}\right)^2=\left(\frac{h_1}{h_2}\right)^x \tag{2-19}$$

式中 K_1——断面 1 中相应于 h_1 的流量模数；

K_2——断面 2 中相应于 h_2 的流量模数；

x——渠道的水力指数，对于某一渠道为不变的幂指数，与其横断面的形状、尺寸及糙率有关。

式(2-19)可用对数方程式求解 x 值，即

$$x=2\times\frac{\lg K_1-\lg K_2}{\lg h_1-\lg h_2} \tag{2-20}$$

在正底坡($i>0$)河道中，由上式可推导出：

$$\frac{il}{h_0}=\eta_2-\eta_1-(1-\bar{j})[\varphi(\eta_2)-\varphi(\eta_1)] \tag{2-21}$$

式中 l——河段长度(m)；

η_1——断面 1 中的水深比，即 h_1/h_0；

η_2——断面 2 中的水深比，即 h_2/h_0；

h_1——在非均匀流时断面 1 中的水深；

h_2——在非均匀流时断面 2 中的水深；

h_0——正常水深；

$\bar{j}$——某河段中的动能变化值，可按式(2-22)计算：

$$\bar{j}=\frac{ai\,\overline{C}^2}{g}\frac{\overline{B}}{\overline{x}} \tag{2-22}$$

$\overline{B}$、$\overline{x}$、$\overline{C}$——是对应于断面 1、2 之间的河渠平均水深即 $\overline{h}=\frac{1}{2}(h_1+h_2)$时的水面宽、湿周及流速系数。$\varphi(\eta_1)$及 $\varphi(\eta_2)$是与水深比 η 及水力指数 x 有关的函数。

渠道水力指数 x，在此情形中可按下面公式计算：

$$x=2\times\frac{\lg\overline{K}-\lg K_0}{\lg\overline{h}-\lg h_0} \tag{2-23}$$

式中 $\overline{K}$——相应于平均水深 $\overline{h}$ 的流量模数；

K_0——相应于正常水深 h_0 的流量模数。

在河渠中，水力指数之值常在 $x=3\sim4$ 之间。对于正底坡渠道，函数 $\varphi(\eta)$值可由表 2-17 查得，可用于回水曲线和降水曲线。

在进行河渠水面曲线计算时，一般已知渠道底宽 b，边坡系数 m，渠道底坡 i，糙率 n，设计流量 Q(或正常水深 h_0)，需要解决的问题可分为两类：

(ⅰ) 已知 h_1 和 h_2，求断面 1 和断面 2 之间的距离，计算中不需试算。

(ⅱ) 已知两断面之间的距离和一个断面处的水深(h_1 或 h_2)，求另一断面处的水深。此时需要试算，用所介绍的两种方法，均只需试算一次、第二次即可求出水深。

正底坡棱柱形槽非均匀流函数 表 2-17

$$\varphi(\eta)=\int_0^{\eta}\frac{d\eta}{1-\eta^x}$$

η \ x	2.2	2.4	2.6	2.8	3.0	3.2	3.4	3.6	3.8	4.0	4.2	4.6	5.0	5.4	5.8	6.2	6.6	7.0	7.4	7.8	8.2	8.6	9.0	9.4	9.8
0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.02	0.020	0.020	0.020	0.020	0.020	0.020	0.020	0.020	0.020	0.020	0.020	0.020	0.020	0.020	0.020	0.020	0.020	0.020	0.020	0.020	0.020	0.020	0.020	0.020	0.020
0.04	0.040	0.040	0.040	0.040	0.040	0.040	0.040	0.040	0.040	0.040	0.040	0.040	0.040	0.040	0.040	0.040	0.040	0.040	0.040	0.040	0.040	0.040	0.040	0.040	0.040
0.06	0.060	0.060	0.060	0.060	0.060	0.060	0.060	0.060	0.060	0.060	0.060	0.060	0.060	0.060	0.060	0.060	0.060	0.060	0.060	0.060	0.060	0.060	0.060	0.060	0.060
0.08	0.080	0.080	0.080	0.080	0.080	0.080	0.080	0.080	0.080	0.080	0.080	0.080	0.080	0.080	0.080	0.080	0.080	0.080	0.080	0.080	0.080	0.080	0.080	0.080	0.080
0.10	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100
0.12	0.120	0.120	0.120	0.120	0.120	0.120	0.120	0.120	0.120	0.120	0.120	0.120	0.120	0.120	0.120	0.120	0.120	0.120	0.120	0.120	0.120	0.120	0.120	0.120	0.120
0.14	0.140	0.140	0.140	0.140	0.140	0.140	0.140	0.140	0.140	0.140	0.140	0.140	0.140	0.140	0.140	0.140	0.140	0.140	0.140	0.140	0.140	0.140	0.140	0.140	0.140
0.16	0.161	0.161	0.160	0.160	0.160	0.160	0.160	0.160	0.160	0.160	0.160	0.160	0.160	0.160	0.160	0.160	0.160	0.160	0.160	0.160	0.160	0.160	0.160	0.160	0.160
0.18	0.181	0.181	0.181	0.180	0.180	0.180	0.180	0.180	0.180	0.180	0.180	0.180	0.180	0.180	0.180	0.180	0.180	0.180	0.180	0.180	0.180	0.180	0.180	0.180	0.180
0.20	0.202	0.201	0.201	0.201	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200
0.22	0.223	0.222	0.221	0.221	0.221	0.220	0.220	0.220	0.220	0.220	0.220	0.220	0.220	0.220	0.220	0.220	0.220	0.220	0.220	0.220	0.220	0.220	0.220	0.220	0.220
0.24	0.244	0.243	0.242	0.241	0.241	0.241	0.240	0.240	0.240	0.240	0.240	0.240	0.240	0.240	0.240	0.240	0.240	0.240	0.240	0.240	0.240	0.240	0.240	0.240	0.240
0.26	0.265	0.263	0.262	0.262	0.261	0.261	0.261	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260
0.28	0.286	0.284	0.283	0.282	0.282	0.281	0.281	0.281	0.280	0.280	0.280	0.280	0.280	0.280	0.280	0.280	0.280	0.280	0.280	0.280	0.280	0.280	0.280	0.280	0.280
0.30	0.307	0.305	0.304	0.303	0.302	0.302	0.301	0.301	0.301	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300
0.32	0.329	0.326	0.325	0.324	0.323	0.322	0.322	0.321	0.321	0.321	0.321	0.320	0.320	0.320	0.320	0.320	0.320	0.320	0.320	0.320	0.320	0.320	0.320	0.320	0.320
0.34	0.351	0.348	0.346	0.344	0.343	0.343	0.342	0.342	0.341	0.341	0.341	0.340	0.340	0.340	0.340	0.340	0.340	0.340	0.340	0.340	0.340	0.340	0.340	0.340	0.340
0.36	0.372	0.369	0.367	0.366	0.364	0.363	0.363	0.362	0.362	0.361	0.361	0.361	0.360	0.360	0.360	0.360	0.360	0.360	0.360	0.360	0.360	0.360	0.360	0.360	0.360
0.38	0.395	0.392	0.389	0.387	0.385	0.384	0.383	0.383	0.382	0.382	0.381	0.381	0.381	0.380	0.380	0.380	0.380	0.380	0.380	0.380	0.380	0.380	0.380	0.380	0.380

续表

η \ x	2.2	2.4	2.6	2.8	3.0	3.2	3.4	3.6	3.8	4.0	4.2	4.6	5.0	5.4	5.8	6.2	6.6	7.0	7.4	7.8	8.2	8.6	9.0	9.4	9.8
0.40	0.418	0.414	0.411	0.408	0.407	0.405	0.404	0.403	0.403	0.402	0.402	0.401	0.401	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400
0.42	0.442	0.437	0.433	0.430	0.428	0.426	0.425	0.424	0.423	0.423	0.422	0.421	0.421	0.421	0.420	0.420	0.420	0.420	0.420	0.420	0.420	0.420	0.420	0.420	0.420
0.44	0.465	0.460	0.456	0.452	0.450	0.448	0.446	0.445	0.444	0.443	0.443	0.442	0.441	0.441	0.441	0.441	0.440	0.440	0.440	0.440	0.440	0.440	0.440	0.440	0.440
0.46	0.489	0.483	0.479	0.475	0.472	0.470	0.468	0.466	0.465	0.464	0.463	0.462	0.462	0.461	0.461	0.461	0.460	0.460	0.460	0.460	0.460	0.460	0.460	0.460	0.460
0.48	0.514	0.507	0.502	0.497	0.494	0.492	0.489	0.488	0.486	0.485	0.484	0.483	0.482	0.481	0.481	0.481	0.480	0.480	0.480	0.480	0.480	0.480	0.480	0.480	0.480
0.50	0.539	0.531	0.525	0.521	0.517	0.514	0.511	0.509	0.508	0.506	0.505	0.504	0.503	0.502	0.501	0.501	0.501	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500
0.52	0.565	0.557	0.550	0.544	0.540	0.536	0.534	0.531	0.529	0.528	0.527	0.525	0.523	0.522	0.522	0.521	0.521	0.521	0.520	0.520	0.520	0.520	0.520	0.520	0.520
0.54	0.592	0.582	0.574	0.568	0.563	0.559	0.556	0.554	0.551	0.550	0.543	0.546	0.544	0.543	0.542	0.542	0.541	0.541	0.541	0.541	0.540	0.540	0.540	0.540	0.540
0.56	0.619	0.608	0.599	0.593	0.587	0.583	0.579	0.576	0.574	0.572	0.570	0.567	0.565	0.564	0.563	0.562	0.562	0.561	0.561	0.561	0.561	0.560	0.560	0.560	0.560
0.58	0.648	0.635	0.626	0.618	0.612	0.607	0.603	0.599	0.596	0.594	0.592	0.589	0.587	0.585	0.583	0.583	0.582	0.582	0.581	0.581	0.581	0.581	0.580	0.580	0.580
0.60	0.676	0.663	0.653	0.644	0.637	0.631	0.627	0.623	0.620	0.617	0.614	0.611	0.608	0.606	0.605	0.604	0.603	0.602	0.602	0.601	0.601	0.601	0.601	0.600	0.600
0.61	0.691	0.678	0.667	0.657	0.650	0.644	0.639	0.635	0.631	0.628	0.626	0.622	0.619	0.617	0.615	0.614	0.613	0.612	0.612	0.611	0.611	0.611	0.611	0.611	0.610
0.62	0.706	0.692	0.680	0.671	0.663	0.657	0.651	0.647	0.643	0.640	0.637	0.633	0.630	0.628	0.626	0.625	0.624	0.623	0.622	0.622	0.621	0.621	0.621	0.621	0.621
0.63	0.722	0.707	0.694	0.684	0.676	0.669	0.664	0.659	0.655	0.652	0.649	0.644	0.641	0.638	0.636	0.635	0.634	0.633	0.632	0.632	0.632	0.631	0.631	0.631	0.631
0.64	0.738	0.722	0.709	0.698	0.690	0.683	0.677	0.672	0.667	0.664	0.661	0.656	0.652	0.649	0.647	0.646	0.645	0.644	0.643	0.642	0.642	0.641	0.641	0.641	0.641
0.65	0.754	0.737	0.724	0.712	0.703	0.696	0.689	0.684	0.680	0.676	0.673	0.667	0.663	0.660	0.658	0.656	0.655	0.654	0.653	0.653	0.652	0.652	0.651	0.651	0.651
0.66	0.771	0.753	0.738	0.727	0.717	0.709	0.703	0.697	0.692	0.688	0.685	0.679	0.675	0.672	0.669	0.667	0.666	0.665	0.664	0.663	0.662	0.662	0.662	0.661	0.661
0.67	0.787	0.769	0.754	0.742	0.731	0.723	0.716	0.710	0.705	0.701	0.697	0.691	0.686	0.683	0.680	0.678	0.676	0.675	0.674	0.673	0.673	0.672	0.672	0.672	0.671
0.68	0.804	0.785	0.769	0.757	0.746	0.737	0.729	0.723	0.718	0.713	0.709	0.703	0.698	0.694	0.691	0.689	0.687	0.686	0.685	0.684	0.683	0.683	0.682	0.682	0.681
0.69	0.822	0.804	0.785	0.772	0.761	0.751	0.743	0.737	0.731	0.726	0.722	0.715	0.710	0.706	0.703	0.700	0.698	0.696	0.695	0.694	0.694	0.693	0.692	0.692	0.692

续表

η \ x	2.2	2.4	2.6	2.8	3.0	3.2	3.4	3.6	3.8	4.0	4.2	4.6	5.0	5.4	5.8	6.2	6.6	7.0	7.4	7.8	8.2	8.6	9.0	9.4	9.8
0.70	0.840	0.819	0.802	0.787	0.776	0.766	0.757	0.750	0.744	0.739	0.735	0.727	0.722	0.717	0.714	0.712	0.710	0.708	0.706	0.705	0.704	0.704	0.703	0.702	0.702
0.71	0.858	0.836	0.819	0.804	0.791	0.781	0.772	0.764	0.758	0.752	0.748	0.740	0.734	0.729	0.726	0.723	0.721	0.719	0.717	0.716	0.715	0.714	0.713	0.713	0.712
0.72	0.878	0.855	0.836	0.820	0.807	0.796	0.786	0.779	0.772	0.766	0.761	0.752	0.746	0.741	0.737	0.734	0.732	0.730	0.728	0.727	0.726	0.725	0.724	0.723	0.723
0.73	0.898	0.874	0.854	0.837	0.823	0.811	0.802	0.793	0.786	0.780	0.774	0.765	0.759	0.753	0.749	0.746	0.743	0.741	0.739	0.737	0.736	0.735	0.734	0.734	0.733
0.74	0.918	0.892	0.868	0.854	0.840	0.827	0.817	0.808	0.800	0.794	0.788	0.779	0.771	0.766	0.761	0.757	0.754	0.752	0.750	0.748	0.747	0.746	0.745	0.744	0.744
0.75	0.940	0.913	0.890	0.872	0.857	0.844	0.833	0.823	0.815	0.808	0.802	0.792	0.784	0.778	0.773	0.769	0.766	0.763	0.761	0.759	0.758	0.757	0.756	0.755	0.754
0.76	0.961	0.933	0.909	0.890	0.874	0.861	0.849	0.839	0.830	0.823	0.817	0.806	0.798	0.791	0.786	0.782	0.778	0.775	0.773	0.771	0.769	0.768	0.767	0.766	0.765
0.77	0.985	0.954	0.930	0.909	0.892	0.878	0.866	0.855	0.846	0.838	0.831	0.820	0.811	0.804	0.798	0.794	0.790	0.787	0.784	0.782	0.780	0.779	0.778	0.777	0.776
0.78	1.007	0.976	0.950	0.929	0.911	0.896	0.883	0.872	0.862	0.854	0.847	0.834	0.825	0.817	0.811	0.806	0.802	0.799	0.796	0.794	0.792	0.790	0.789	0.788	0.787
0.79	1.031	0.998	0.971	0.949	0.930	0.914	0.901	0.889	0.879	0.870	0.862	0.849	0.839	0.831	0.824	0.819	0.815	0.811	0.808	0.805	0.804	0.802	0.800	0.799	0.798
0.80	1.056	1.022	0.994	0.970	0.950	0.934	0.919	0.907	0.896	0.887	0.878	0.865	0.854	0.845	0.838	0.832	0.828	0.823	0.820	0.818	0.815	0.813	0.811	0.810	0.809
0.81	1.083	1.046	1.017	0.992	0.971	0.954	0.938	0.925	0.914	0.904	0.895	0.881	0.869	0.860	0.852	0.846	0.841	0.836	0.833	0.830	0.827	0.825	0.823	0.822	0.820
0.82	1.110	1.072	1.041	1.015	0.993	0.974	0.958	0.945	0.932	0.922	0.913	0.897	0.885	0.875	0.866	0.860	0.854	0.850	0.846	0.842	0.839	0.837	0.835	0.833	0.831
0.83	1.139	1.099	1.067	1.039	1.016	0.996	0.979	0.965	0.952	0.940	0.931	0.914	0.901	0.890	0.881	0.874	0.868	0.863	0.859	0.855	0.852	0.849	0.847	0.845	0.844
0.84	1.171	1.129	1.094	1.064	1.040	1.019	1.001	0.985	0.972	0.960	0.949	0.932	0.918	0.906	0.897	0.889	0.882	0.877	0.872	0.868	0.865	0.862	0.860	0.858	0.856
0.85	1.201	1.157	1.121	1.091	1.065	1.043	1.024	1.007	0.993	0.980	0.969	0.950	0.935	0.923	0.912	0.905	0.898	0.891	0.887	0.882	0.878	0.875	0.873	0.870	0.868
0.86	1.238	1.192	1.153	1.119	1.092	1.068	1.048	1.031	1.015	1.002	0.990	0.970	0.954	0.940	0.930	0.921	0.913	0.906	0.901	0.896	0.892	0.889	0.886	0.883	0.881
0.87	1.272	1.223	1.182	1.149	1.120	1.095	1.074	1.055	1.039	1.025	1.012	0.990	0.973	0.959	0.947	0.937	0.929	0.922	0.916	0.911	0.907	0.903	0.900	0.897	0.894
0.88	1.314	1.262	1.228	1.181	1.151	1.124	1.101	1.081	1.064	1.049	1.035	1.012	0.994	0.978	0.966	0.955	0.946	0.938	0.932	0.927	0.921	0.918	0.914	0.911	0.908
0.89	1.357	1.302	1.255	1.216	1.183	1.155	1.131	1.110	1.091	1.075	1.060	1.035	1.015	0.999	0.986	0.974	0.964	0.956	0.949	0.943	0.937	0.933	0.929	0.925	0.922

续表

η \ x	2.2	2.4	2.6	2.8	3.0	3.2	3.4	3.6	3.8	4.0	4.2	4.6	5.0	5.4	5.8	6.2	6.6	7.0	7.4	7.8	8.2	8.6	9.0	9.4	9.8
0.90	1.401	1.343	1.294	1.253	1.218	1.189	1.163	1.140	1.120	1.103	1.087	1.060	1.039	1.021	1.007	0.994	0.984	0.974	0.967	0.960	0.954	0.949	0.944	0.940	0.937
0.91	1.452	1.389	1.338	1.294	1.257	1.225	1.197	1.173	1.152	1.133	1.116	1.088	1.064	1.045	1.029	1.016	1.003	0.995	0.986	0.979	0.972	0.967	0.961	0.957	0.953
0.92	1.505	1.438	1.351	1.340	1.300	1.266	1.236	1.210	1.187	1.166	1.148	1.117	1.092	1.072	1.054	1.039	1.027	1.016	1.006	0.999	0.991	0.986	0.980	0.975	0.970
0.93	1.564	1.493	1.435	1.391	1.348	1.311	1.279	1.251	1.226	1.204	1.184	1.151	1.123	1.101	1.081	1.065	1.050	1.040	1.029	1.021	1.012	1.006	0.999	0.994	0.989
0.94	1.645	1.568	1.504	1.449	1.403	1.363	1.328	1.297	1.270	1.246	1.225	1.188	1.158	1.134	1.113	1.095	1.080	1.066	1.054	1.044	1.036	1.029	1.022	1.016	1.010
0.950	1.737	1.652	1.582	1.518	1.467	1.423	1.385	1.352	1.322	1.296	1.272	1.232	1.199	1.172	1.148	1.128	1.111	1.097	1.084	1.073	1.062	1.055	1.047	1.040	1.033
0.960	1.833	1.741	1.665	1.601	1.545	1.497	1.454	1.417	1.385	1.355	1.329	1.285	1.248	1.217	1.188	1.167	1.149	1.133	1.119	1.106	1.097	1.085	1.074	1.063	1.053
0.970	1.969	1.866	1.780	1.707	1.644	1.590	1.543	1.501	1.464	1.431	1.402	1.351	1.310	1.275	1.246	1.219	1.197	1.179	1.162	1.148	1.136	1.124	1.112	1.100	1.087
0.975	2.055	1.945	1.853	1.773	1.707	1.649	1.598	1.554	1.514	1.479	1.447	1.393	1.348	1.311	1.280	1.250	1.227	1.207	1.190	1.173	1.157	1.147	1.134	1.122	1.108
0.980	2.164	2.045	1.946	1.855	1.783	1.720	1.666	1.617	1.575	1.536	1.502	1.443	1.395	1.354	1.339	1.288	1.262	1.241	1.221	1.204	1.187	1.175	1.160	1.150	1.132
0.985	2.294	2.165	2.056	1.959	1.880	1.812	1.752	1.699	1.652	1.610	1.573	1.508	1.454	1.409	1.372	1.337	1.309	1.284	1.263	1.243	1.224	1.210	1.196	1.183	1.165
0.990	2.477	2.333	2.212	2.106	2.017	1.940	1.873	1.814	1.761	1.714	1.671	1.598	1.537	1.487	1.444	1.404	1.373	1.344	1.319	1.297	1.275	1.260	1.243	1.228	1.208
0.995	2.792	2.621	2.478	2.355	2.250	2.159	2.079	2.008	1.945	1.889	1.838	1.751	1.678	1.617	1.565	1.519	1.479	1.451	1.416	1.388	1.363	1.342	1.320	1.302	1.280
0.999	3.523	3.292	3.097	2.931	2.788	2.663	2.554	2.457	2.370	2.293	2.223	2.102	2.002	1.917	1.845	1.780	1.725	1.678	1.635	1.596	1.560	1.530	1.500	1.476	1.447
1.000	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞
1.001	3.317	2.931	2.640	2.399	2.184	2.008	1.856	1.725	1.610	1.508	1.417	1.264	1.138	1.033	0.951	0.870	0.803	0.746	0.697	0.651	0.614	0.577	0.546	0.519	0.494
1.005	2.587	2.266	2.022	1.818	1.649	1.506	1.384	1.279	1.188	1.107	1.036	0.915	0.817	0.737	0.669	0.612	0.553	0.526	0.481	0.447	0.420	0.391	0.368	0.350	0.331
1.010	2.273	1.977	1.757	1.572	1.419	1.291	1.182	1.089	1.007	0.936	0.873	0.766	0.681	0.610	0.551	0.502	0.459	0.422	0.389	0.360	0.337	0.313	0.294	0.278	0.262
1.015	2.090	1.807	1.602	1.428	1.286	1.166	1.065	0.978	0.902	0.836	0.778	0.680	0.602	0.537	0.483	0.440	0.399	0.366	0.336	0.310	0.289	0.269	0.255	0.237	0.223
1.020	1.961	1.711	1.493	1.327	1.191	1.078	0.982	0.900	0.828	0.766	0.711	0.620	0.546	0.486	0.436	0.394	0.358	0.327	0.300	0.276	0.257	0.237	0.221	0.209	0.196
1.03	1.779	1.531	1.340	1.186	1.060	0.955	0.866	0.790	0.725	0.668	0.618	0.535	0.469	0.415	0.370	0.333	0.300	0.272	0.249	0.228	0.212	0.195	0.181	0.170	0.159

续表

η \ x	2.2	2.4	2.6	2.8	3.0	3.2	3.4	3.6	3.8	4.0	4.2	4.6	5.0	5.4	5.8	6.2	6.6	7.0	7.4	7.8	8.2	8.6	9.0	9.4	9.8
1.04	1.651	1.410	1.232	1.086	0.967	0.868	0.785	0.714	0.653	0.600	0.554	0.477	0.415	0.365	0.324	0.290	0.262	0.236	0.214	0.195	0.173	0.165	0.152	0.143	0.134
1.05	1.552	1.334	1.150	1.010	0.896	0.802	0.723	0.656	0.598	0.548	0.504	0.432	0.374	0.328	0.289	0.259	0.231	0.208	0.189	0.174	0.158	0.143	0.132	0.124	0.115
1.06	1.472	1.250	1.082	0.948	0.838	0.748	0.672	0.608	0.553	0.506	0.464	0.396	0.342	0.298	0.262	0.233	0.209	0.187	0.170	0.154	0.140	0.127	0.116	0.106	0.098
1.07	1.404	1.195	1.026	0.896	0.790	0.703	0.630	0.569	0.516	0.471	0.431	0.366	0.315	0.273	0.239	0.212	0.191	0.168	0.151	0.136	0.123	0.112	0.102	0.094	0.086
1.08	1.346	1.139	0.978	0.851	0.749	0.665	0.595	0.535	0.485	0.441	0.403	0.341	0.292	0.252	0.220	0.194	0.172	0.153	0.137	0.123	0.111	0.101	0.092	0.084	0.077
1.09	1.295	1.089	0.935	0.812	0.713	0.631	0.563	0.506	0.457	0.415	0.379	0.319	0.272	0.234	0.204	0.179	0.158	0.140	0.125	0.112	0.101	0.091	0.082	0.075	0.069
1.10	1.250	1.050	0.897	0.777	0.681	0.601	0.536	0.480	0.433	0.392	0.357	0.299	0.254	0.218	0.189	0.165	0.146	0.129	0.114	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.062
1.11	1.209	1.014	0.864	0.746	0.652	0.575	0.511	0.457	0.411	0.372	0.338	0.282	0.239	0.204	0.176	0.154	0.135	0.119	0.105	0.094	0.084	0.075	0.067	0.060	0.055
1.12	1.172	0.981	0.833	0.718	0.626	0.551	0.488	0.436	0.392	0.354	0.321	0.267	0.225	0.192	0.165	0.143	0.125	0.110	0.097	0.086	0.077	0.069	0.062	0.055	0.050
1.13	1.138	0.950	0.805	0.692	0.602	0.529	0.468	0.417	0.374	0.337	0.305	0.253	0.212	0.181	0.155	0.135	0.117	0.102	0.090	0.080	0.071	0.063	0.056	0.050	0.045
1.14	1.107	0.921	0.780	0.669	0.581	0.509	0.450	0.400	0.358	0.322	0.291	0.240	0.201	0.170	0.146	0.126	0.109	0.095	0.084	0.074	0.065	0.058	0.052	0.046	0.041
1.15	1.078	0.892	0.756	0.647	0.561	0.490	0.432	0.384	0.343	0.308	0.278	0.229	0.191	0.161	0.137	0.118	0.102	0.089	0.078	0.068	0.061	0.054	0.048	0.043	0.038
1.16	1.052	0.870	0.734	0.627	0.542	0.473	0.417	0.369	0.329	0.295	0.266	0.218	0.181	0.153	0.130	0.111	0.096	0.084	0.072	0.064	0.056	0.050	0.045	0.040	0.035
1.17	1.027	0.850	0.713	0.608	0.525	0.458	0.402	0.356	0.317	0.283	0.255	0.208	0.173	0.145	0.123	0.105	0.090	0.078	0.068	0.060	0.052	0.046	0.041	0.036	0.032
1.18	1.003	0.825	0.694	0.591	0.509	0.443	0.388	0.343	0.305	0.272	0.244	0.199	0.165	0.138	0.116	0.099	0.085	0.073	0.063	0.055	0.048	0.042	0.037	0.033	0.029
1.19	0.981	0.810	0.676	0.574	0.494	0.429	0.375	0.331	0.294	0.262	0.235	0.191	0.157	0.131	0.110	0.094	0.080	0.068	0.059	0.051	0.045	0.039	0.034	0.030	0.027
1.20	0.960	0.787	0.659	0.559	0.480	0.416	0.363	0.320	0.283	0.252	0.226	0.183	0.150	0.125	0.105	0.088	0.076	0.064	0.056	0.048	0.043	0.037	0.032	0.028	0.025
1.22	0.922	0.755	0.628	0.531	0.454	0.392	0.341	0.299	0.264	0.235	0.209	0.168	0.138	0.114	0.095	0.080	0.068	0.057	0.049	0.042	0.037	0.032	0.028	0.024	0.021
1.24	0.887	0.725	0.600	0.505	0.431	0.371	0.322	0.281	0.248	0.219	0.195	0.156	0.127	0.104	0.086	0.072	0.060	0.051	0.044	0.038	0.032	0.028	0.024	0.021	0.018
1.26	0.855	0.692	0.574	0.482	0.410	0.351	0.304	0.265	0.233	0.205	0.182	0.145	0.117	0.095	0.079	0.065	0.055	0.046	0.039	0.033	0.028	0.024	0.021	0.018	0.016

续表

η \ x	2.2	2.4	2.6	2.8	3.0	3.2	3.4	3.6	3.8	4.0	4.2	4.6	5.0	5.4	5.8	6.2	6.6	7.0	7.4	7.8	8.2	8.6	9.0	9.4	9.8
1.28	0.827	0.666	0.551	0.461	0.391	0.334	0.288	0.250	0.219	0.193	0.170	0.135	0.108	0.088	0.072	0.060	0.050	0.041	0.035	0.030	0.025	0.021	0.018	0.016	0.014
1.30	0.800	0.644	0.530	0.442	0.373	0.318	0.274	0.237	0.207	0.181	0.160	0.126	0.100	0.081	0.066	0.054	0.045	0.037	0.031	0.026	0.022	0.019	0.016	0.014	0.012
1.32	0.775	0.625	0.510	0.424	0.357	0.304	0.260	0.225	0.196	0.171	0.150	0.118	0.093	0.075	0.061	0.050	0.041	0.034	0.028	0.024	0.020	0.017	0.014	0.012	0.010
1.34	0.752	0.605	0.492	0.408	0.342	0.290	0.248	0.214	0.185	0.162	0.142	0.110	0.087	0.069	0.056	0.045	0.037	0.030	0.025	0.021	0.018	0.015	0.012	0.010	0.009
1.36	0.731	0.588	0.475	0.393	0.329	0.278	0.237	0.204	0.176	0.153	0.134	0.103	0.081	0.064	0.052	0.042	0.034	0.028	0.023	0.019	0.016	0.013	0.011	0.009	0.008
1.38	0.711	0.567	0.459	0.378	0.316	0.266	0.226	0.194	0.167	0.145	0.127	0.097	0.076	0.060	0.048	0.038	0.032	0.026	0.021	0.017	0.014	0.012	0.010	0.008	0.007
1.40	0.692	0.548	0.444	0.365	0.304	0.256	0.217	0.185	0.159	0.138	0.120	0.092	0.071	0.056	0.044	0.036	0.028	0.023	0.019	0.016	0.013	0.011	0.009	0.007	0.006
1.42	0.674	0.533	0.431	0.353	0.293	0.246	0.208	0.177	0.152	0.131	0.114	0.087	0.067	0.052	0.041	0.033	0.026	0.021	0.017	0.014	0.011	0.009	0.008	0.006	0.005
1.44	0.658	0.517	0.417	0.341	0.282	0.236	0.199	0.169	0.145	0.125	0.108	0.082	0.063	0.049	0.038	0.030	0.024	0.019	0.016	0.013	0.010	0.008	0.007	0.006	0.005
1.46	0.642	0.505	0.405	0.330	0.273	0.227	0.191	0.162	0.139	0.119	0.103	0.077	0.059	0.046	0.036	0.028	0.022	0.018	0.014	0.012	0.009	0.008	0.006	0.005	0.004
1.48	0.627	0.493	0.394	0.320	0.263	0.219	0.184	0.156	0.133	0.113	0.098	0.073	0.056	0.043	0.033	0.026	0.021	0.017	0.013	0.010	0.009	0.007	0.005	0.004	0.004
1.50	0.613	0.480	0.383	0.310	0.255	0.211	0.177	0.149	0.127	0.108	0.093	0.069	0.053	0.040	0.031	0.024	0.020	0.015	0.012	0.009	0.008	0.006	0.005	0.004	0.003
1.55	0.580	0.451	0.358	0.288	0.235	0.194	0.161	0.135	0.114	0.097	0.083	0.061	0.046	0.035	0.026	0.020	0.016	0.012	0.010	0.008	0.006	0.005	0.004	0.003	0.003
1.60	0.551	0.425	0.335	0.269	0.218	0.179	0.148	0.123	0.103	0.087	0.074	0.054	0.040	0.030	0.023	0.017	0.013	0.010	0.008	0.006	0.005	0.004	0.003	0.002	0.002
1.65	0.525	0.402	0.316	0.251	0.203	0.165	0.136	0.113	0.094	0.079	0.067	0.048	0.035	0.026	0.019	0.014	0.011	0.008	0.006	0.005	0.004	0.003	0.002	0.002	0.001
1.70	0.501	0.381	0.298	0.236	0.189	0.155	0.125	0.103	0.086	0.072	0.060	0.043	0.031	0.023	0.016	0.012	0.009	0.007	0.005	0.004	0.003	0.002	0.002	0.001	0.001
1.75	0.480	0.362	0.282	0.222	0.177	0.143	0.116	0.095	0.079	0.065	0.054	0.038	0.027	0.020	0.014	0.010	0.008	0.006	0.004	0.003	0.002	0.002	0.002	0.001	0.001
1.80	0.460	0.349	0.267	0.209	0.166	0.133	0.108	0.088	0.072	0.060	0.049	0.034	0.024	0.017	0.012	0.009	0.007	0.005	0.004	0.003	0.002	0.001	0.001	0.001	0.001
1.85	0.442	0.332	0.254	0.198	0.156	0.125	0.100	0.082	0.067	0.055	0.045	0.031	0.022	0.015	0.011	0.008	0.006	0.004	0.003	0.002	0.002	0.001	0.001	0.001	0.001
1.90	0.425	0.315	0.242	0.188	0.146	0.117	0.094	0.076	0.062	0.050	0.041	0.028	0.020	0.014	0.010	0.007	0.005	0.004	0.003	0.002	0.001	0.001	0.001	0.001	0.000
1.95	0.409	0.304	0.231	0.178	0.139	0.110	0.088	0.070	0.057	0.046	0.038	0.026	0.018	0.012	0.008	0.006	0.004	0.003	0.002	0.002	0.001	0.001	0.001	0.000	0.000

续表

η \ x	2.2	2.4	2.6	2.8	3.0	3.2	3.4	3.6	3.8	4.0	4.2	4.6	5.0	5.4	5.8	6.2	6.6	7.0	7.4	7.8	8.2	8.6	9.0	9.4	9.8
2.00	0.395	0.292	0.221	0.169	0.132	0.104	0.082	0.066	0.053	0.043	0.035	0.023	0.016	0.011	0.007	0.005	0.004	0.003	0.002	0.001	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000
2.10	0.369	0.273	0.202	0.154	0.119	0.092	0.073	0.058	0.046	0.037	0.030	0.019	0.013	0.009	0.006	0.004	0.003	0.002	0.001	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000
2.20	0.346	0.253	0.186	0.141	0.107	0.083	0.065	0.051	0.040	0.032	0.025	0.016	0.011	0.007	0.005	0.004	0.002	0.001	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2.3	0.326	0.235	0.173	0.129	0.098	0.075	0.058	0.045	0.035	0.028	0.022	0.014	0.009	0.006	0.004	0.003	0.002	0.001	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2.4	0.308	0.220	0.160	0.119	0.089	0.068	0.052	0.040	0.031	0.024	0.019	0.012	0.008	0.005	0.003	0.002	0.001	0.001	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2.5	0.292	0.207	0.150	0.110	0.082	0.062	0.047	0.036	0.028	0.022	0.017	0.010	0.006	0.004	0.003	0.002	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2.6	0.277	0.197	0.140	0.102	0.076	0.057	0.043	0.033	0.025	0.019	0.015	0.009	0.005	0.003	0.002	0.001	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2.7	0.264	0.188	0.131	0.095	0.070	0.052	0.039	0.029	0.022	0.017	0.013	0.008	0.005	0.003	0.002	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2.8	0.252	0.176	0.124	0.089	0.065	0.048	0.036	0.027	0.020	0.015	0.012	0.007	0.004	0.002	0.001	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2.9	0.241	0.166	0.117	0.083	0.060	0.044	0.033	0.024	0.018	0.014	0.010	0.006	0.004	0.002	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
3.0	0.230	0.159	0.110	0.078	0.056	0.041	0.030	0.022	0.017	0.012	0.009	0.005	0.003	0.002	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
3.5	0.190	0.126	0.085	0.059	0.041	0.029	0.021	0.015	0.011	0.008	0.006	0.003	0.002	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
4.0	0.161	0.104	0.069	0.046	0.031	0.022	0.015	0.010	0.007	0.005	0.004	0.002	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
4.5	0.139	0.087	0.057	0.037	0.025	0.017	0.011	0.008	0.005	0.004	0.003	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
5.0	0.122	0.076	0.048	0.031	0.020	0.013	0.009	0.006	0.004	0.003	0.002	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
6.0	0.098	0.060	0.036	0.022	0.014	0.009	0.006	0.004	0.002	0.002	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
7.0	0.081	0.048	0.028	0.017	0.010	0.006	0.004	0.002	0.002	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
8.0	0.069	0.040	0.022	0.013	0.008	0.005	0.003	0.002	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
9.0	0.060	0.034	0.019	0.011	0.006	0.004	0.002	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10.0	0.053	0.028	0.016	0.009	0.005	0.003	0.002	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
20.0	0.023	0.018	0.011	0.006	0.002	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

【例 1】 有一梯形断面之河渠(见图 2-4),已知下列各值:$b=10.0\text{m}$,$m=1.5$,$i=0.0007$,$n=0.030$,$h_0=1.75$。溢流堰前壅水值 $z_2=2.0\text{m}$。在离水堰之另一横断面 1 处之回水值为 $z_1=0.01\text{m}$,求断面 1 与堰之间的距离。

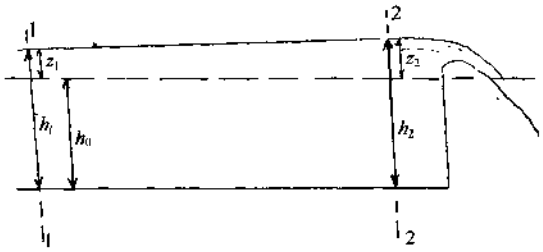


图 2-4 计算图式

【解】 本题应用下列方程式,即

$$\frac{il}{h_0}=\eta_2-\eta_1(1-\bar{j})[\varphi(\eta_2)-\varphi(\eta_1)]$$

断面 1 中的水深为 $h_1=h_0+z_1=1.75+0.01=1.76\text{m}$

断面 2 中的水深为 $h_2=h_0+z_2=1.75+2.00=3.75\text{m}$

水深比为

$$\eta_1=\frac{1.76}{1.75}=1.005;\ \eta_2=\frac{3.75}{1.75}=2.14$$

平均水深为

$$\bar{h}=\frac{h_1+h_2}{2}=\frac{1.76+3.75}{2}=2.76\text{m}$$

在 $h_0=1.75\text{m}$ 及 $\bar{h}=2.76\text{m}$ 时,可计算出对于决定 $\bar{j}$ 值的(2-22)式中各水力要素值,并可列表,见表 2-18。

水力要素计算 表 2-18

h(m)	B(m)	ω(m²)	x(m)	R(m)	$C=\frac{1}{n}R^y$	$K=\omega C\sqrt{R}$(m³/s)
$h_0=1.75$	15.25	22.1	16.3	1.35	35.8	920
$\bar{h}=2.76$	18.28	38.0	19.94	1.96	38.9	2130

故 $\bar{j}=\frac{ai\bar{C}^2}{g}\times\frac{\bar{B}}{\bar{x}}=\frac{1.1\times0.0007\times38.9^2}{9.81}\times\frac{18.28}{19.9}=0.109$

按下式求出渠道的水力指数 x 为

$$x=2\times\frac{\lg\bar{K}-\lg K_0}{\lg\bar{h}-\lg h_0}=2\times\frac{\lg2130-\lg920}{\lg2.76-\lg1.75}$$

$$=2\times\frac{3.3284-2.9638}{0.4409-0.2430}=3.68$$

查表得:

$$\varphi(1.005)=1.243$$
$$\varphi(2.14)=0.0486$$

代入式(2-21)中得:

$$\frac{0.0007l}{1.75}=2.14-1.005-(1-0.109)(0.0486-1.243)$$

求解得 $l=5500\text{m}$

此例为由两端水深 h_1 及 h_2 推算两断面间的距离。若需求解某一渠段各点的水深,可

多设几个断面及各断面的水深，然后依次计算这些断面与已知水深的断面的距离。根据这些计算所得的距离和假设的水深即可在方格纸上点绘出各断面的位置及水位，连接起来即得所需的水面曲线。由此水面曲线可查得河道各点的水深。

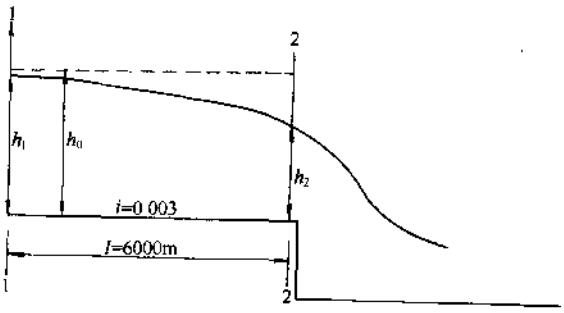


图 2-5　计算图式

【例 2】 有一梯形断面河渠(图 2-5)：$h_0=4\text{m}$，$b=10\text{m}$，$i=0.0003$，$m=1.5$，$n=0.0225$，河渠终点 $h_2=3.00\text{m}$。水面呈降水曲线，求距终点 $l=6000\text{m}$ 处的水深 h_1。

【解】 计算 $h_0=4\text{m}$，$h_2=3.0\text{m}$ 时各水力要素值并列于表 2-19 中，表中 C 值由表 2-16 查得。

水力要素计算　　**表 2-19**

h(m)	B(m)	x(m)	ω(m²)	R(m)	C	K(m³/s)
$h_0=4.0$	22.0	24.44	64.0	2.62	53.1	5500
$h_2=3.0$	19.0	20.83	43.5	2.09	51.2	3220
$\overline{h}=3.46$	20.38	22.5	53.38	2.36	52.1	4270

先假定平均水深 $\overline{h}=h_2=3.0\text{m}$，计算水力指数为

$$x=2\times\frac{\lg3220-\lg5500}{\lg3-\lg4}$$

$$=2\times\frac{3.5078-3.7404}{0.4771-0.6021}=3.72$$

计算 $\overline{J}$ 值

$$\overline{J}=\frac{1.1\times0.0003\times51.2^2}{9.81}\times\frac{19}{20.83}=0.08$$

式(2-21)可改写为

$$\eta_2-(1-\overline{J})\varphi(\eta_2)-\frac{il}{h_0}=\eta_1-(1-\overline{J})\varphi(\eta_1)$$

令

$$A_2=\eta_2-(1-\overline{J})\varphi(\eta_2)-\frac{il}{h_0}$$

$$=\frac{3.0}{4.0}-(1-0.08)\varphi\left(\frac{3.0}{4.0}\right)-\frac{0.0003\times6000}{4.0}$$

$$=0.75-0.92\varphi(0.75)-0.45$$

当 $x=3.72$ 时查表得 $\varphi(0.75)=0.819$

故

$$A_2=0.75-0.92\times0.819-0.45=0.45$$

因此

$$\eta_1-(1-\overline{J})\varphi(\eta_1)=0.45$$

即

$$\eta_1-(1-0.08)\varphi(\eta_1)=0.45$$

试算求得

$$\eta_1=0.98$$

故 $$h_1=\eta_1 h_0=0.98\times4.0=3.92\text{m}$$

再假设 $h_2=3.92\text{m}$，重新计算：

$$\bar{h}=\frac{1}{2}(h_1+h_2)=\frac{1}{2}(3.92+3.0)=3.46\text{m}$$

$$x=2\times\frac{\lg4270-\lg5500}{\lg3.46-\lg4}$$

$$=2\times\frac{3.6304-3.7403}{0.5390-0.6020}=3.49 \quad 取\ x=3.50$$

$$\bar{j}=\frac{1.1\times0.0003\times52.1^2}{9.81}\times\frac{20.38}{22.5}=0.083$$

故 $$A_2=0.075-(1-0.083)\varphi(0.75)-0.45$$

当 $x=3.50$ 时，$\varphi(0.75)=0.828$

$$A_2=0.75-0.917\times0.828-0.45=-0.46$$

故 $$\eta_1-0.917\varphi(\eta_1)=-0.46$$

用试算法求得 $$\eta_1=0.98$$

$$h_1=\eta_1 h_0=0.98\times4.0=3.92\text{m}$$

计算结果与第二次假定值相同，故 $h_2=3.92\text{m}$。同时可看出第一次假定 $\bar{h}=h_2=3.0\text{m}$ 对最后结果并无影响。

城镇河渠上常设有水闸等各种水工建筑物。当进行水面线计算遇建筑物时，应在建筑物上、下游各加设一个断面，并求出水流通过建筑物的水头损失，以求得建筑物上游或下游水位，并按此水位继续向上游或下游进行水面线计算，最后得出整个河渠的水面线。

ⅱ. 分段求和法：用分段求和法求水面曲线，是把非均匀流河道分为若干段，利用能量方程由控制水深的一端逐段向另一端推算，将求得的各断面水面连接起来即得到所求的水面曲线。它适用于棱柱体渠道，也可用于非棱柱体河渠，其方法是先设定各断面水深，然后推求各段距离，因此不需要试算。

计算公式：

$$\frac{\left(h_i+\frac{v_i^2}{2g}\right)-\left(h_{i+1}+\frac{v_{i+1}^2}{2g}\right)}{\Delta L}=i-\bar{J} \tag{2-24}$$

式中 ΔL——河段长度(m)；

$\bar{J}$——河段平均水力坡度，

$$\bar{J}=\frac{\bar{v}^2}{\bar{C}^2\bar{R}} \tag{2-25}$$

其中 $$\bar{v}=\frac{v_i+v_{i+1}}{2} \tag{2-26}$$

$$\bar{C}=\frac{C_i+C_{i+1}}{2} \tag{2-27}$$

$$\bar{R}=\frac{R_i+R_{i+1}}{2} \tag{2-28}$$

式(2-27)～式(2-31)中，下标 i 和 $i+1$ 分别表示下段断面和上段断面的水力要素。

【例】 图 2-6 示一排水河道，下游为一座水闸，上游为一内湖，河道全长 2426m，底宽为 20m，边坡系数 $m=2.0$，糙率 $n=0.025$，底坡 $i=0.0004$，设计流量 $Q=100\text{m}^3/\text{s}$，下游闸前水深 $h_1=3.5\text{m}$，河道设计流量的正常水深 $h_0=2.85\text{m}$，试推算河道的水面曲线。

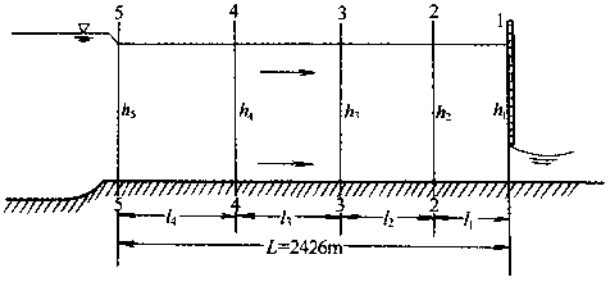


图 2-6　某排水河道

【解】 (1) 分析水面曲线性质：求临界水深 h_k：

$$\sqrt{\frac{\alpha^3}{g}\frac{Q}{b^{2.5}}}=\sqrt{\frac{1}{9.81}}\times\frac{100}{20^{2.5}}=0.01785\text{m}$$

查图 2-2，$h_k/b=0.0653$，$h_k=1.306\text{m}$。$h_1>h_0>h_k$ 为缓流壅水曲线，采用分段求和法求解。

(2) 水面曲线计算：根据 $h_1=3.5\text{m}$，$h_2=3.4\text{m}$，按表中项目分别计算后填入第一行和第二行。

计算第一，第二两行中的 v、C、R 的平均值 $\overline{V}$、$\overline{C}$、$\overline{R}$ 后，计算 $\overline{J}$ 及其后各项：

$$\overline{V}=\frac{V_1+V_2}{2}=\frac{1.0582+1.0975}{2}=1.0779\text{m/s}$$

$$\overline{C}=\frac{C_1+C_2}{2}=\frac{47.0563+46.8701}{2}=46.9632$$

$$\overline{R}=\frac{R_1+R_2}{2}=\frac{2.6506+2.5883}{2}=2.6195$$

$$\overline{J}_{1-2}=\frac{v^2}{\overline{C}^2\overline{R}}=\frac{1.0779^2}{(46.9632)^2\times2.6195}=0.000201$$

$$l_1=\frac{\left(h_1+\frac{v_1^2}{2g}\right)-\left(h_2+\frac{v_2^2}{2g}\right)}{i-\overline{J}_{1-2}}=\frac{3.557-3.461}{0.0004-0.000201}$$

$$=482\text{m}$$

同理设：

$h_3=3.3\text{m}$，求得 $l_2=538\text{m}$

$h_4=3.2\text{m}$，求得 $l_3=629\text{m}$

$h_5=3.1\text{m}$，求得 $l_4=777\text{m}$

计算过程列表见表 2-20。

计 算 过 程 表 2-20

断面	h(m)	ω(m²)	v(m/s)	$\frac{v^2}{2g}$(m)	$h+\frac{v^2}{2g}$(m)	x(m)	R(m)	C(m$^{\frac{1}{2}}$/s)	$\bar{J}=\frac{\bar{v}^2}{\bar{C}^2\bar{R}}$	$i-J$	L(m)	ΣL(m)
1—1	3.5	94.500	1.0582	0.057	3.557	35.652	2.6506	47.0563	0.000201	0.000199	482	482
2—2	3.4	91.120	1.0975	0.061	3.461	35.2048	2.5883	46.8701	0.0002236	0.0001764	538	1020
3—3	3.3	87.780	1.1392	0.066	3.366	34.7576	2.5255	46.6786	0.000249	0.000151	629	1649
4—4	3.2	84.480	1.1837	0.071	3.271	34.3104	2.4622	46.4815	0.000279	0.000121	777	2426
5—5	3.1	81.220	1.2312	0.077	3.177	33.8632	2.3985	46.2789				

Ⅲ. 逐段试算法：逐段试算法与分段求和法计算理论相同，只是计算条件不同，需要计算距控制水深断面一定距离处另一断面的水深，也需先假定该断面水深进行一次试算，如所得结果不符合要求，则再以同法计算一次即可得出所求的水深。如此逐段试算，得出各断面水深，连接起来即可得到所求的水面曲线。

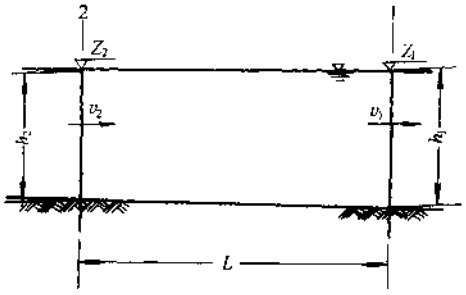


图 2-7 计算图式

基本方程式及计算方法（见图 2-7）：

$$Z_2+\frac{\alpha_2 v_2^2}{2g}=Z_1+\frac{\alpha_1 v_1^2}{2g}+h_y \tag{2-29}$$

$$E_2=E_1+h_y \tag{2-30}$$

式中 E_1、E_2——下断面及上断面的总水头(m)，一般单式断面取 $\alpha_1=\alpha_2=1.0$；

v_1、v_2——下断面及上断面流速(m/s)；

Z_1、Z_2——下断面及上断面的水位(m)；

h_y——上下断面间沿程水头损失(m)；

$\frac{\alpha_1 v_1^2}{2g}$、$\frac{\alpha_2 v_2^2}{2g}$——下断面及上断面的流速水头。

沿程水头损失 h_y 的计算：

$$h_y=\bar{J}L \tag{2-31}$$

河段的平均水力坡度 $\bar{J}$ 按式(2-32)计算：

$$\bar{J}=\frac{n^2\bar{v}^2}{(\bar{R}^{1+2y})} \tag{2-32}$$

式中 n——糙率；

y——指数，平原河道 $y=\frac{1}{6}$；

$\bar{R}$——两断面平均水力半径(m)，

$$\bar{R}=\left(\frac{1}{2}R_1+R_2\right)$$

$\bar{v}$——两断面流速的平均值，

$$\bar{v}=\frac{1}{2}(v_1+v_2)$$

动能改正系数 α，对平原河道单式断面可采用 $\alpha=1$。

计算时已知下游断面 1—1 处的水深 h_1，先假设上游断面 2—2 处水深 h_2，求得总水头 E_2 及 E_1+h_y，当 $E_2\neq E_1+h_y$ 时，按(2-33)式求出水位计算的校正值 ΔZ，再求修正后的 E_2 及 E_1+h_y，当 $E_2=E_1+h_y$ 时，所得结果可采用：

$$\Delta Z=\frac{\Delta E}{1-\alpha F_r^2+\frac{3JL}{2R}} \tag{2-33}$$

式中　ΔE——第一次试算的总水头误差(m)；

ΔZ——第一次水位计算的校正值(m)；

J、R——第一次试算中上断面的能坡及水力半径；

L——两断面间的距离(m)；

F_r——上断面的弗劳德数，

$$F_r^2=\frac{1}{\frac{R}{2}}\frac{v^2}{2g} \tag{2-34}$$

在实际计算中常采用列表计算。

【例】 某河道断面为梯形，底宽 $b=13$m，边坡系数 $m=2$，河道糙率 $n=0.020$，设计流量 $Q=69.7\text{m}^3/\text{s}$，设计正常水深 $h_0=2.17$m，断面 1—1 处修建水闸后，水深提高至 $h_1=2.73$m，1—1 处河底高程为 36.630m，水面高程为 39.360m，断面 2—2 处河底高程为 36.951m，两断面间距离 $L=458$m，河底坡度 $i=0.0007$，求断面 2—2 处水深 h_2 及水位(见图 2-8)。

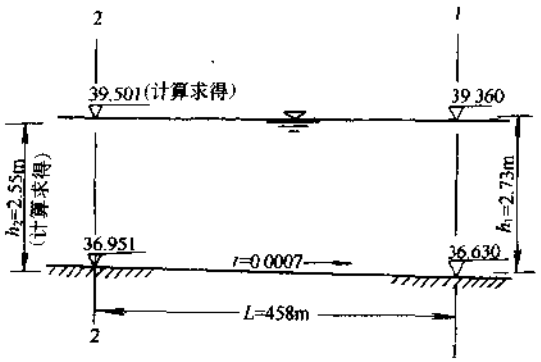


图 2-8　某河道断面

【解】 确定水面线性质：求临界水深 h_k：

$$\sqrt{\frac{\alpha^3}{g}\frac{Q}{b^{2.5}}}=\sqrt{\frac{1}{9.81}}\times\frac{69.7}{13^{2.5}}=0.0365$$

查图 2-2 得

$$\frac{h_k}{b}=0.103,$$

$$h_k=0.103\times13=1.339\text{m}$$

$$h_1=2.73>h_0=2.17>h_k$$

$$=1.339,\text{为缓流壅水曲线。}$$

采用列表计算法计算水面曲线：

根据 $h_1=2.73$m 计算表 2-21 中各项目并列入表中第一行：

第一次试算：设 $h_2=2.69$m，则水位为 $2.69+36.951=39.641$m，计算表 2-21 中各项目，列入表中第二行，并计算 $\overline{R}$ 等最后四项。表中 E_1 为断面 1 的总水头。计算结果：

$$E_1+h_y=39.601\text{m}\neq 39.742\text{m}$$

故需再进行一次试算。

第二次试算：先按式(2-33)求出水位校正值 ΔZ。调整试算水位后求得第二次试算水深 h_2，再重复进行计算并列入表中第三行：

$$\Delta E=39.742-39.601=0.141$$

$$F_t^2=\frac{2}{R}\frac{v^2}{2g}=\frac{2}{1.975}\times 0.101=0.1023$$

$$\frac{3JL}{2R}=\frac{3\times 0.000312\times 458}{2\times 1.975}=0.1085$$

$$\Delta Z=\frac{\Delta E}{1-F_r^2+\frac{3JL}{2R}}=\frac{0.141}{1-0.1023+0.1085}=0.140\text{m}$$

校正后水面高程及水深：

$$Z_2=39.641-0.140=39.501\text{m}$$

$$h_2=2.69-0.14=2.55\text{m}$$

计算结果：

$E_1+h_y=39.458+0.158=39.616\approx E_2=39.617$m(符合要求)，故 $h_2=2.55$m，$Z_2=39.501$。

计算成果见表 2-21。

计 算 成 果 表 2-21

断面号	断面间距 (m)	水位 Z (m)	水深 h (m)	断面积 ω (m^2)	流速 v (m/s)	$\frac{v^2}{2g}$ (m)	总水头 $E_2=Z+\frac{v^2}{2g}$ (m)	湿周 χ (m)	水力半径 R (m)	$\overline{R}$ (m)	平均能坡 $\overline{J}$	沿程损失 h_y(m)	E_1+h_y
1		39.360	2.73	50.396	1.383	0.098	39.458	25.209	1.999				
试算 2	458	39.641	2.69	49.442	1.41	0.101	39.742	25.030	1.975	1.987	0.000312	0.143	39.601
2	458	39.501	2.55	46.155	1.51	0.116	39.617	24.404	1.891	1.945	0.000345	0.158	39.616

求得 h_2 后，再设 h_3 值进行试算以求出断面 3 的水位和水深，以此类推即可得出此段河渠的全部水面曲线。

2.5.2 堰流及闸孔出流计算

堰流及闸孔出流是城市河湖水工建筑物基本的水力计算，是确定堰闸尺寸的主要依据。堰流流态与堰顶形状和堰顶厚度有关，可按图 2-9 分类：

当 $\frac{\delta}{H}>10$，则不属于堰流，面属明渠流。

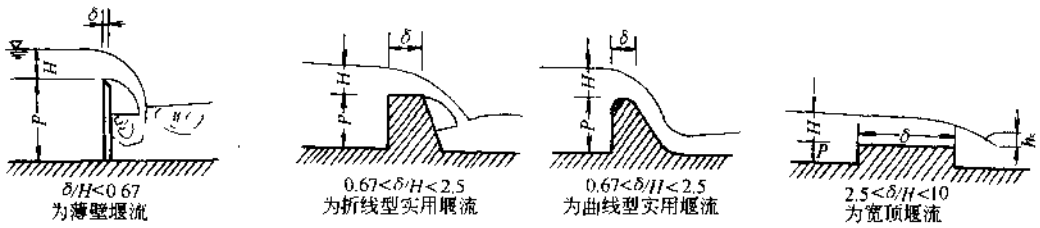


图 2-9　堰流种类

2.5.2.1　宽顶堰

宽顶堰分有底坎和无底坎两种情况。

(1) 宽顶堰流的基本公式：

1) 计算公式：

非淹没堰[见图 2-10(a)]

$$Q=\sigma_c mb\sqrt{2g}H_0^{3/2} \tag{2-35}$$

或

$$Q=\sigma_c MbH_0^{3/2} \tag{2-36}$$

淹没堰[见图 2-10(b)]

$$Q=\sigma_s\sigma_c mb\sqrt{2g}H_0^{3/2} \tag{2-37}$$

或

$$Q=\sigma_s\sigma_c MbH_0^{3/2} \tag{2-38}$$

式中　b——堰孔净宽(m)；

H_0——包括行近流速的堰前水头，即

$$H_0=H+\frac{v_0^2}{2g}(\mathrm{m});$$

v_0——行近流速(m/s)；

m——自由溢流的流量系数，与堰型、堰高等边界条件有关，

$$M=m\sqrt{2g};$$

σ_c——侧收缩系数；

σ_s——淹没系数，可查表 2-22。

宽顶堰淹没系数 σ_s　　表 2-22

h_s/H_0	≤0.80	0.81	0.82	0.83	0.84	0.85	0.86	0.87	0.88
σ_s	1.000	0.995	0.990	0.980	0.970	0.960	0.950	0.930	0.900

h_s/H_0	0.89	0.90	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98
σ_s	0.870	0.840	0.820	0.780	0.740	0.700	0.650	0.590	0.500	0.400

流态判别界限：

$h_s/H<0.8$，自由流；

$h_s/H>0.8$，淹没流。

h_s——堰顶以上下游水深，参见图 2-10。

2) 有底坎宽顶堰的流量系数：

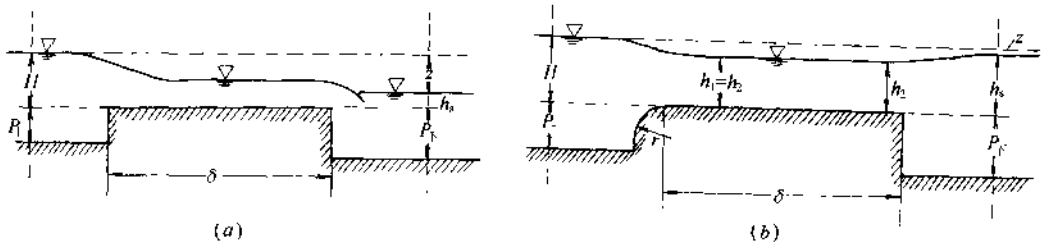


图 2-10 宽顶堰

(a)非淹没堰;(b)淹没堰

① 进口边缘为直角,见图 2-11:

当 $0<P/H<3.0$,

$$m=0.32+0.01\frac{3-P/H}{0.46+0.75P/H} \tag{2-39}$$

当 $P/H\geqslant3.0$,

$$m=0.32$$

② 进口边缘为圆角见图 2-12:

当 $0<P/H<3.0$,

$$m=0.36+0.01\frac{3-P/H}{1.2+1.5P/H} \tag{2-40}$$

$P/H\geqslant3.0$,

$$m=0.36$$

③ 斜坡式进口见图 2-13、流量系数见表 2-23。

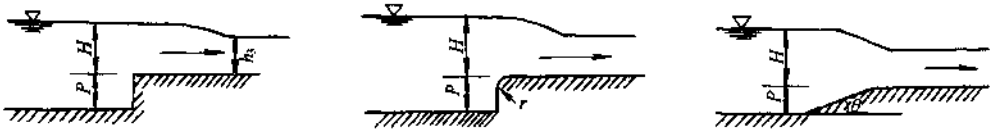


图 2-11 直角进口　　图 2-12 圆角进口　　图 2-13 斜坡进口

上游斜坡式进口流量系数 m 表 2-23

P/H	ctgθ				
	0.5	1.0	1.5	2.0	≥2.5
0	0.385	0.385	0.385	0.385	0.385
0.2	0.372	0.377	0.380	0.382	0.382
0.4	0.365	0.373	0.377	0.380	0.381
0.6	0.361	0.370	0.376	0.379	0.380
0.8	0.357	0.368	0.375	0.378	0.379
1.0	0.355	0.367	0.374	0.377	0.378
2.0	0.349	0.363	0.371	0.375	0.377
4.0	0.345	0.361	0.370	0.374	0.376
6.0	0.344	0.360	0.369	0.374	0.376
8.0	0.343	0.360	0.369	0.374	0.376
∞	0.340	0.358	0.368	0.373	0.375

④ 上游有 45°斜角进口见图 2-14、表 2-24。

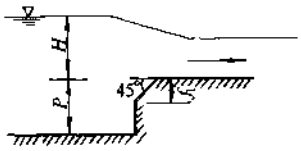


图 2-14　45°斜角进口

上游有 45°斜角进口流量系数 m　　表 2-24

P/H	f/H			
	0.025	0.050	0.100	≥2.00
0	0.385	0.385	0.385	0.385
0.2	0.371	0.374	0.376	0.377
0.4	0.364	0.367	0.370	0.373
0.6	0.359	0.363	0.367	0.370
0.8	0.356	0.360	0.365	0.368
1.0	0.353	0.358	0.363	0.367
2.0	0.347	0.353	0.358	0.363
4.0	0.342	0.349	0.355	0.361
6.0	0.341	0.348	0.354	0.360
∞	0.337	0.345	0.352	0.358

3) 无底坎宽顶堰的流量系数：

① 直角翼墙见图 2-15、表 2-25。

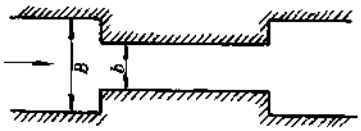


图 2-15　直角翼墙

直角翼墙进口的平底宽顶堰流量系数 m　表 2-25

b/B	≈0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5
m_1	0.320	0.322	0.324	0.327	0.330	0.334
b/B	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	
m_1	0.340	0.346	0.355	0.367	0.385	

② 八字形翼墙见图 2-16、表 2-26。

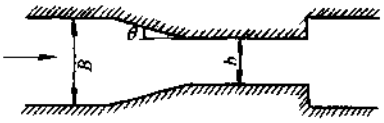


图 2-16　八字形翼墙

八字形翼墙进口的平底宽顶堰流量系数 m　　表 2-26

$ctg\theta$	b/B										
	≈0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
0.5	0.343	0.344	0.346	0.348	0.350	0.352	0.356	0.360	0.365	0.373	0.385
1.0	0.350	0.351	0.352	0.354	0.356	0.358	0.361	0.364	0.369	0.375	0.385
2.0	0.353	0.354	0.355	0.357	0.358	0.360	0.363	0.366	0.370	0.376	0.385
3.0	0.350	0.351	0.352	0.354	0.356	0.358	0.361	0.364	0.369	0.375	0.385

③ 圆弧形翼墙见图 2-17、表 2-27。

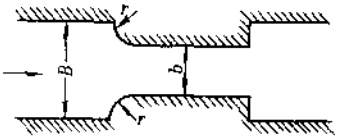


图 2-17 圆弧形翼墙

圆弧形翼墙进口的平底宽顶堰流量系数 m 表 2-27

r/b	b/B										
	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
0.00	0.320	0.322	0.324	0.327	0.330	0.334	0.340	0.346	0.355	0.367	0.385
0.05	0.335	0.337	0.338	0.340	0.343	0.346	0.350	0.355	0.362	0.371	0.385
0.10	0.342	0.344	0.345	0.343	0.349	0.352	0.354	0.359	0.365	0.373	0.385
0.20	0.349	0.350	0.351	0.353	0.355	0.357	0.360	0.363	0.368	0.375	0.385
0.30	0.354	0.355	0.356	0.357	0.359	0.361	0.363	0.366	0.371	0.376	0.385
0.40	0.357	0.358	0.359	0.360	0.362	0.363	0.365	0.368	0.372	0.377	0.385
≥0.50	0.360	0.361	0.362	0.363	0.364	0.366	0.368	0.370	0.373	0.378	0.385

④ 斜角形翼墙见图 2-18、表 2-28。

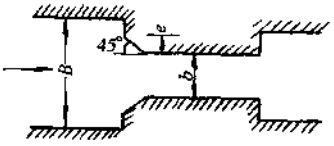


图 2-18 斜角形翼墙

斜角形翼墙进口的平底宽顶堰流量系数 m 表 2-28

e/b	b/B										
	≈0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
0.000	0.320	0.322	0.324	0.327	0.330	0.334	0.340	0.346	0.355	0.367	0.385
0.025	0.335	0.337	0.338	0.341	0.343	0.346	0.350	0.355	0.362	0.371	0.385
0.050	0.340	0.341	0.343	0.345	0.347	0.350	0.354	0.358	0.364	0.372	0.385
0.100	0.345	0.346	0.348	0.349	0.351	0.354	0.357	0.361	0.366	0.374	0.385
≥0.200	0.350	0.351	0.352	0.354	0.356	0.358	0.361	0.364	0.369	0.375	0.385

4) 侧收缩系数：目前计算 σ_c 多系经验式，因而应用时应注意经验式的适用范围。

① 有坎宽顶堰流侧收缩系数 σ_c 的计算：

$$\sigma_c = 1 - \frac{\alpha}{\sqrt[3]{0.2 + P/H}} \sqrt[4]{\frac{b}{B}} (1 - b/B) \tag{2-41}$$

式中 P——上游堰高；

H——堰前水头；

b——两墩间净宽；

B——上游引渠宽，对于梯形断面，近似用一半水深处的渠道宽，即 $B = b_0' + mh/2$，

b'_0 为底宽，m 为边坡系数，h 为渠道水深；

α——系数，闸墩（或边墩）墩头为矩形，宽顶堰进口边缘为直角时，$\alpha=0.19$；闸墩（或边墩）墩头为曲线形，宽顶堰进口边缘为直角或圆弧时，$\alpha=0.10$。

式(2-41)适用条件：$b/B\geqslant0.2$，$P/H\leqslant3.0$。

当 $b/B<0.2$ 时，用 $b/B=0.2$ 计算；

当 $P/H>3.0$ 时，用 $P/H=3.0$ 计算。

多孔闸过流时，σ_c 的确定可取加权平均值 $\bar{\sigma}_c$，按式(2-42)计算：

$$\bar{\sigma}_c=\frac{\sigma_{cm}(n-1)+\sigma_{cs}}{n} \tag{2-42}$$

式中　n——孔数；

σ_{cm}——中孔侧收缩系数，按式(2-41)计算，式中 b/B 用 $\frac{b}{b+d}$ 代替，d 为墩厚；

σ_{cs}——边孔侧收缩系数，按(2-41)式计算，式中 b/B 用 $\frac{b}{b+\Delta b}$ 代替，Δb 为边墩边缘线与建筑物上游引渠水边线之间的距离。

为简化式(2-41)的计算，可查表 2-29、30 得 σ_c 值。

侧收缩系数 σ_c ($\alpha=0.10$)　　**表 2-29**

$\frac{b}{B}$	$\frac{P}{H}$					
	0.0	0.25	0.5	1.0	2.0	3.0
0.1	0.913	0.930	0.939	0.950	0.959	0.964
0.2	0.913	0.930	0.939	0.950	0.959	0.964
0.3	0.915	0.932	0.941	0.951	0.960	0.965
0.4	0.918	0.936	0.946	0.955	0.963	0.968
0.5	0.929	0.945	0.953	0.960	0.967	0.971
0.6	0.940	0.954	0.961	0.967	0.973	0.976
0.7	0.955	0.964	0.970	0.974	0.979	0.982
0.8	0.968	0.976	0.979	0.983	0.986	0.988
0.9	0.984	0.988	0.990	0.992	0.993	0.994
1.0	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000

侧收缩系数 σ_c ($\alpha=0.19$)　　**表 2-30**

$\frac{b}{B}$	$\frac{P}{H}$					
	0.0	0.25	0.5	1.0	2.0	3.0
0.1	0.836	0.868	0.887	0.904	0.922	0.931
0.2	0.836	0.868	0.887	0.904	0.922	0.931
0.3	0.836	0.872	0.890	0.907	0.924	0.933
0.4	0.845	0.882	0.898	0.915	0.930	0.938
0.5	0.864	0.896	0.911	0.925	0.939	0.945

续表

$\frac{b}{B}$	$\frac{P}{H}$					
	0.0	0.25	0.5	1.0	2.0	3.0
0.6	0.886	0.913	0.925	0.937	0.950	0.955
0.7	0.911	0.933	0.941	0.951	0.961	0.966
0.8	0.940	0.953	0.958	0.965	0.972	0.977
0.9	0.970	0.976	0.978	0.983	0.986	0.988
1.0	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000

② 无底坎宽顶堰侧收缩系数：对于无底坎的平底闸，其宽顶堰流的出现，是由于平面上闸孔宽小于引河宽，过水断面收缩而引起的，因面边墩侧收缩对溢流能力的影响已包含在流量系数 m 中，计算时分以下几种情况处理：

ⅰ. 单孔闸：若流量系数 m 按表 2-25～28 直接选用，则侧收缩系数 σ_c 不再计算（即取 $\sigma_c=1$），侧收缩对溢流能力的影响已包含到 m 中。

ⅱ. 多孔闸：对于多孔闸，其水流状态除受边墩影响以外，还受中墩的影响，因而要综合考虑边墩和中墩对过水能力的影响，其计算方法如下：

若用表 2-25～28 直接计算流量系数，则侧收缩系数不再计算，综合流量系数为

$$m=\frac{m_m(n-1)+m_s}{n} \tag{2-43}$$

式中 n——闸孔数；

m_m——中孔的流量系数，将中墩的一半看成边墩见图 2-19，然后按此边墩形状查表 2-25～28 中相应的值，表中 b/B 用 $b/(b+d)$ 代替，b 为每孔净宽，d 为墩厚；

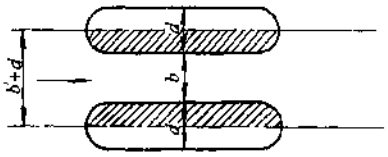


图 2-19

m_s——边孔流量系数，按边墩形状查表 2-25～28 中相应的值，表中 b/B 用 $b/(b+\Delta b)$ 代替，Δb 为边墩边缘线与上游引水渠水边线之间的距离。

若用式(2-42)计算多孔闸的综合侧收缩系数 $\bar{\sigma}_c$，则式(2-35)及式(2-37)中的 $m\sigma_c=0.385\bar{\sigma}_c$。

2.5.2.2 薄壁堰

薄壁堰常作量水设备用。

(1) 矩形薄壁堰：见图 2-20。无侧收缩、自由出流的矩形薄壁堰水流稳定，测量精度高。自由流薄壁堰应满足以下条件：

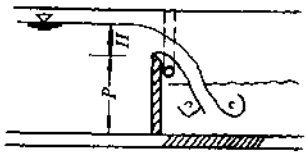
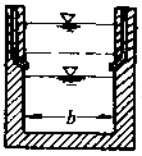


图 2-20 矩形薄壁堰流



1) 堰上水头 $H>3$cm。

2) 水舌下面的空间应与大气相通，避免造成真空。

计算公式为

$$Q=mb\sqrt{2g}H_0^{3/2} \tag{2-44}$$

$$Q = m_0 b \sqrt{2g} H^{3/2} \tag{2-45}$$

根据经验公式为

$$m_0 = 0.407 + 0.0533 \frac{H}{P} \tag{2-46}$$

式中　m_0——流量系数；

其他符号意义同前。

式(2-45)适用于 $0 < \frac{H}{P} < 6$。

(2) 直角三角形薄壁堰：见图 2-21。当所测量的流量较小(例如 $Q < 0.1 m^3/s$)时，可采用直角三角形薄壁堰，其计算公式为

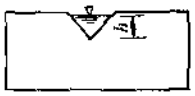


图 2-21　直角三角形薄壁堰流

$h = 0.021 \sim 0.200$ 时，

$$Q = 1.4 h^{5/2} (m^3/s) \tag{2-47}$$

$h = 0.301 \sim 0.350$ 时，

$$Q = 1.343 h^{2.47} (m^3/s) \tag{2-48}$$

$h = 0.201 \sim 0.300$ 时，

Q 采用式(2-47)及式(2-48)计算的平均值。测量 h 时，应在堰口上游≥$3h$ 处进行。

2.5.2.3　侧堰

河道分洪处，有时需设置侧堰，下面介绍侧堰分流的水力计算。

(1) 分水角为锐角时的侧堰水力计算：

侧堰泄流量按式(2-49)计算：

$$Q = m\left(1 - \frac{v_1}{\sqrt{gh_1}} \sin\alpha\right) b \sqrt{2g} H_1^{3/2} \tag{2-49}$$

式中　Q——侧堰流量(m^3/s)；

m——正堰时的流量系数，按前述内容采用；

v_1——侧堰首端河渠断面(水深为 h_1)的平均流速。

α、b、h_1、H_1 符号意义见图 2-22。

侧堰二端忽略沿途能量损失和设底坡为平坡，则有能量方程：

$$h_1 + \frac{v_1^2}{2g} = h_2 + \frac{v_2^2}{2g} \tag{2-50}$$

流量关系为

$$Q_1 = Q + Q_2 \tag{2-51}$$

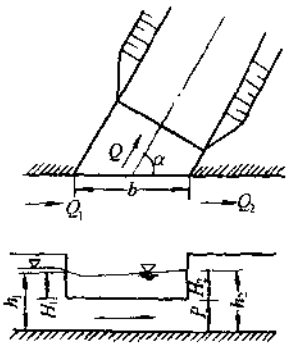


图 2-22　锐角侧堰出流

式中　Q_1、Q_2——侧堰上下游流量；

v_2、h_2、H_2——侧堰下端的流速、水深和堰顶水头。

求侧堰泄流量 Q 时，用式(2-49)～式(2-51)试算求解。

(2) 分水角为直角时的侧堰水力计算：

假设断面单位能量 E_s 沿程不变，可得

$$Q = cb \sqrt{2g} H^{3/2} \tag{2-52}$$

$$b = \frac{B}{c}\left[F\left(\frac{h_2}{E_{s2}}, \frac{P}{E_{s2}}\right) - F\left(\frac{h_1}{E_{s1}}, \frac{P}{E_{s1}}\right)\right] \tag{2-53}$$

式中 H——H_1 和 H_2 的平均值，见图 2-22；

B、b——河宽及侧堰宽；

E_s——断面单位能量，$E_s = h + \frac{v^2}{2g}$；

h、v——变流断面的水深和流速；

c——流量系数，可取 $c = 0.95m$，m 为正堰流量系数；

F——为 h/E_s 和 P/E_s 的函数，用式(2-54)或图 2-23 确定；

P——堰高。

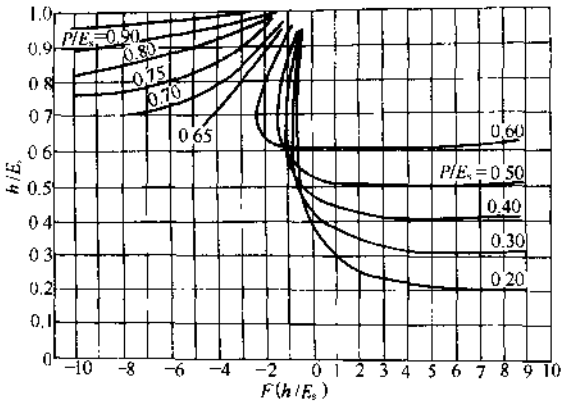


图 2-23 侧堰水力计算

$$F\left(\frac{h}{E_s},\frac{P}{E_s}\right)=\frac{2E_s-3P}{E_s-P}\sqrt{\frac{E_s-h}{h-P}}-3t_g^{-1}\sqrt{\frac{E_s-h}{h-P}} \tag{2-54}$$

求直角侧堰流量时，用式(2-50～53)，以试算法求解。

【例】 有一矩形河渠，宽 10m，流量为 $25m^3/s$，现从河渠一侧直角引水，侧堰流量为 $12m^3/s$，堰坎高 0.9m，侧堰流量系数为 0.415，侧堰下游渠道水深流量关系见下表：

水深(m)	1	1.2	1.6	2.0
流量(m^3/s)	6.8	8.5	13	18.2

试求侧堰堰宽。

【解】 (1) 由式(2-51) $Q_2 = 25 - 12 = 13m^3/s$

(2) 由渠道的流量水深关系知 $h_2 = 1.6m$，故 $H_2 = h_2 - P = 1.6 - 0.9 = 0.7m$

(3) 由 $v_2 = Q_2/\omega_2 = 13/10 \times 1.6 = 0.815m/s$，$E_{s2} = h_2 + \frac{v_2^2}{2g} = 1.6 + 0.815^2/19.6 = 1.634m$，由 $E_{s1} = E_{s2}$的条件有：$h_1 + v_1^2/2g = 1.634$

通过试算得 $h_1 = 1.5m$，故 $H_1 = 1.5 - 0.9 = 0.6m$

(4) $h_1/E_{s1} = 1.5/1.634 = 0.917$，$h_2/E_{s2} = 1.6/1.634 = 0.98$，$P/E_{s1} = P/E_{s2} = 0.9/1.635 = 0.55$，查图 2-23

$F\left(\frac{h_1}{E_{s1}},\frac{P}{E_{s1}}\right) = -0.9$、$F\left(\frac{h_2}{E_{s2}},\frac{P}{E_{s2}}\right) = -0.4$，

故侧堰宽 $b = \frac{10}{0.415}[-0.4-(-0.9)] = 12m$

(5) 以 $\overline{H} = \frac{H_1+H_2}{2} = \frac{0.6+0.7}{2} = 0.65m$，$b = 12m$ 代入式(2-48)进行校核：

$$Q = cb\sqrt{2g\overline{H}}^{3/2} = 0.415 \times 12 \times 4.43 \times 0.65^{3/2} = 11.7m^3/s = 12m^3/s,$$

故可取 $b = 12m$。

2.5.2.4 闸孔出流

(1) 先判别是否为孔流：

宽顶堰闸　$\frac{e}{H}\geqslant 0.65$ 时为堰流

$\frac{e}{H}<0.65$ 时为孔流

实用堰闸　$\frac{e}{H}\geqslant 0.75$ 时为堰流

$\frac{e}{H}<0.75$ 时为孔流

(2) 闸孔出流流态的判别：当闸下出现淹没水跃，水跃前端接触闸门，下游水位影响闸孔泄流能力时称为淹没出流，如图 2-24(a)所示；如果水跃离开闸门，即使下游水位高于闸孔开启高度，仍是自由出流，如图 2-24(b)所示。判别准则为

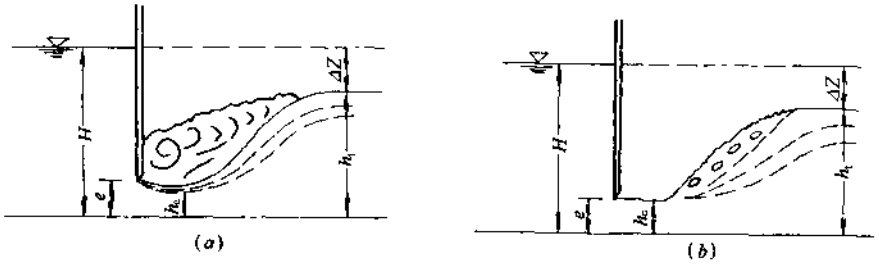


图 2-24　闸孔出流流态判别

(a)淹没出流；(b)自由出流

$h''_c\geqslant h_t$ 属自由出流

$h''_c<h_t$ 属淹没出流

h_t——自闸室坎顶起算的下游水深；

h_c——收缩断面水深(收缩水深)；

h''_c——收缩水深的共轭水深。

收缩水深 h_c 用式(2-55)计算：

$$h_c=\varepsilon e \tag{2-55}$$

式中　e——闸门开启高度；

ε——垂直收缩系数。

垂直收缩系数 ε：平板闸门可查表 2-31；弧形闸门可查表 2-32，表中 $\theta=\cos^{-1}\frac{C-e}{R}$，$C$、$e$、$R$ 符号意义见图 2-25。

平板闸门垂直收缩系数 ε　　表 2-31

闸门相对开度$\left(\frac{e}{H}\right)$	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60	0.65
ε	0.615	0.618	0.620	0.622	0.625	0.630	0.630	0.638	0.645	0.650	0.660	0.675

弧形闸门垂直收缩系数 ε　　表 2-32

θ	35°	40°	45°	50°	55°	60°	65°	70°	75°	80°	85°	90°
ε	0.789	0.766	0.742	0.720	0.698	0.678	0.662	0.646	0.635	0.627	0.622	0.620

流量公式可按式(2-56)或式(2-57)计算：

$$Q=\sigma_s\mu enb\sqrt{2g(H_0-\varepsilon e)} \qquad (2\text{-}56)$$

$$Q=\sigma_s\mu_0 enb\sqrt{2gH_0} \qquad (2\text{-}57)$$

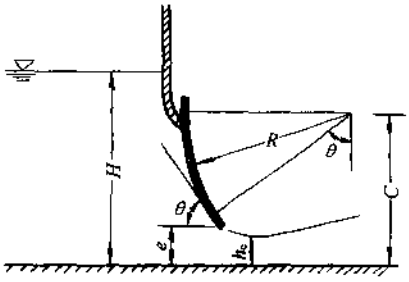


图 2-25 弧形闸门计算示意

式中 e——闸门开启高度；

b——每孔净宽；

n——孔数；

H_0——包括行近流速水头的闸门水头；

ε——垂直收缩系数，采用表 2-31、表 2-32；

μ——闸孔自由出流流量系数；

μ_0——闸孔自由出流流量系数；

σ_s——淹没系数，自由出流时 $\sigma_s=1$。

(3) 流量系数 μ、μ_0：

1) 闸底坎为宽顶堰的平板闸门：

$$\mu=\varepsilon\varphi \qquad (2\text{-}58)$$

式中 ε——垂直收缩系数，查表 2-31、表 2-32；

φ——流速系数，查表 2-33。

应用范围：

$$0.1<\frac{e}{H}<0.65$$

流速系数 φ 值 表 2-33

闸门孔口形式	图 形	φ
闸底板与引水渠道底齐平，无坎		0.95～1.00
闸底板高于引水渠底，有平顶坎		0.85～0.95
无 坎 跌 水		0.97～1.00

2) 闸底坎为宽顶堰的弧形闸门：

$$\mu_0=\left(0.97-0.81\frac{\theta}{180^\circ}\right)-\left(0.56-0.81\frac{\theta}{180^\circ}\right)\frac{e}{H} \qquad (2\text{-}59)$$

应用范围：

$$25^\circ<\theta<90^\circ,0<\frac{e}{H}<0.65$$

(4) 淹没系数：闸底坎为宽顶堰的闸孔淹没出流的淹没系数可查图 2-26。

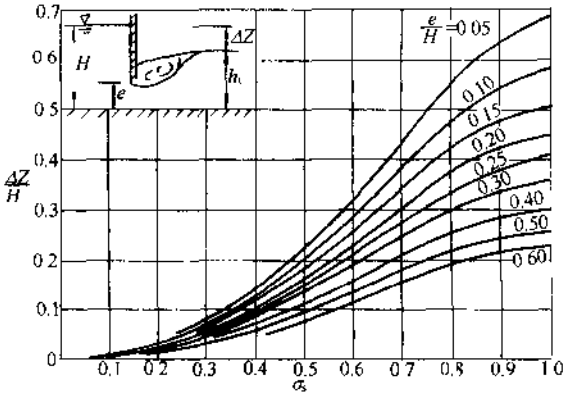


图 2-26　淹没系数 σ_s

2.5.3　消能水力计算

(1) 消力池池深计算：消力池是降低水闸或其他水工建筑物的下游护坦形成的水池，以使闸下急流形成的水跃在消力池内被淹没而转为缓流，从而防止下游的冲刷。

1) 矩形断面消力池：该池的池深 d 应满足下列条件：

$$d = \sigma h''_c - (h_s + z_1) \tag{2-60}$$

式中　σ——保证水跃淹没的安全系数，通常采用 1.05～1.10；

z_1——出池水流的落差(m)，见图 2-27；

h_s——下游水深(m)。

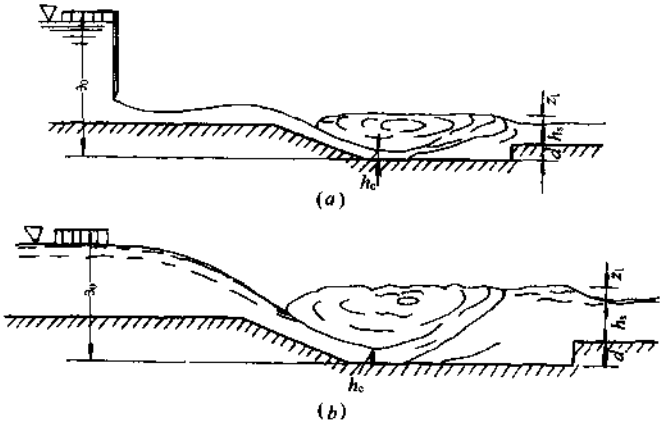


图 2-27　降低护坦高程形成的消力池

(a)有闸式；(b)无闸式

如忽略 Z_1，则式(2-60)可简化为

$$d = \sigma h''_c - h_s \tag{2-61}$$

① 池深计算：

ⅰ. 闸孔局部开启时水跃计算：

$$h_c = \varepsilon e \tag{2-62}$$

$$h''_c = \frac{h_c}{2}\left[\sqrt{1 + \frac{8q^2}{gh_c^3}} - 1\right] \tag{2-63}$$

式中　ε——垂直收缩系数；

e——闸门开启高度(m)；

q——单宽流量(m^2/s)。

ⅱ. 闸孔全部开启时，可用式(2-64)试算以求得 h_c：

$$\vartheta_0 = h_c + \frac{q^2}{2g\varphi^2 h_c^2} \tag{2-64}$$

式中 φ——流速系数，可取为0.95；

ϑ_0 ——对消力池底而言的上游比能。

用式(2-63)和式(2-64)推求 h_c 和 h''_c 时，须用试算法，比较麻烦。实际计算时可借助于表2-34：

表2-34中列出了三种 φ 值情况下$\left(\frac{q^{2/3}}{\vartheta_0}\right)$与$\left(\frac{h_c}{q^{2/3}}\right)$及$\left(\frac{h''_c}{q^{2/3}}\right)$的相关值。计算时，步骤如下：

(ⅰ) 先算出比值$\frac{q^{2/3}}{\vartheta_0}$，并选定 φ 值。

(ⅱ) 查出相应的$\left(\frac{h_c}{q^{2/3}}\right)$和$\left(\frac{h''_c}{q^{2/3}}\right)$比值。

② 计算 $h_c = \left(\frac{h_c}{q^{2/3}}\right)q^{2/3}$，$h''_c = \left(\frac{h''_c}{q^{2/3}}\right)q^{2/3}$，求 z_1 值可用式(2-65)。

求矩形断面水深 h_c 和 h''_c 所用的相关值 **表 2-34**

$\frac{h_c}{q^{\frac{2}{3}}}$	$\frac{h''_c}{q^{\frac{2}{3}}}$	$\frac{q^{\frac{2}{3}}}{\vartheta_0}$			$\frac{h_c}{q^{\frac{2}{3}}}$	$\frac{h''_c}{q^{\frac{2}{3}}}$	$\frac{q^{\frac{2}{3}}}{\vartheta_0}$		
		$\varphi=0.90$	$\varphi=0.95$	$\varphi=1.00$			$\varphi=0.90$	$\varphi=0.95$	$\varphi=1.00$
0.051	2.000	0.041	0.046	0.051	0.119	1.250	0.220	0.244	0.269
0.055	1.923	0.047	0.053	0.058	0.122	1.235	0.229	0.254	0.281
0.059	1.852	0.054	0.060	0.066	0.124	1.220	0.238	0.264	0.293
0.063	1.786	0.061	0.068	0.075	0.127	1.205	0.248	0.275	0.305
0.067	1.724	0.069	0.077	0.085	0.130	1.190	0.258	0.286	0.317
0.071	1.667	0.078	0.087	0.096	0.132	1.176	0.268	0.297	0.329
0.075	1.613	0.089	0.099	0.109	0.135	1.163	0.278	0.309	0.341
0.079	1.563	0.100	0.111	0.123	0.138	1.149	0.289	0.321	0.354
0.084	1.515	0.111	0.124	0.137	0.141	1.136	0.300	0.333	0.367
0.089	1.471	0.124	0.138	0.153	0.143	1.124	0.311	0.345	0.380
0.094	1.429	0.138	0.153	0.170	0.146	1.111	0.322	0.357	0.393
0.096	1.408	0.145	0.161	0.178	0.149	1.099	0.333	0.369	0.406
0.099	1.389	0.152	0.169	0.187	0.151	1.087	0.344	0.381	0.419
0.101	1.370	0.160	0.178	0.197	0.154	1.075	0.356	0.394	0.439
0.104	1.351	0.168	0.187	0.207	0.157	1.064	0.368	0.408	0.449
0.106	1.333	0.176	0.196	0.217	0.160	1.053	0.381	0.422	0.464
0.109	1.316	0.184	0.205	0.227	0.163	1.042	0.394	0.436	0.479
0.111	1.299	0.193	0.214	0.237	0.165	1.031	0.406	0.449	0.493
0.114	1.282	0.202	0.224	0.247	0.168	1.020	0.418	0.462	0.507
0.116	1.266	0.211	0.234	0.257	0.171	1.010	0.430	0.475	0.522

续表

$\frac{h_c}{q^{\frac{2}{3}}}$	$\frac{h''_c}{q^{\frac{2}{3}}}$	$\frac{q^{\frac{2}{3}}}{\vartheta_0}$			$\frac{h_c}{q^{\frac{2}{3}}}$	$\frac{h''_c}{q^{\frac{2}{3}}}$	$\frac{q^{\frac{2}{3}}}{\vartheta_0}$		
		$\varphi=0.90$	$\varphi=0.95$	$\varphi=1.00$			$\varphi=0.90$	$\varphi=0.95$	$\varphi=1.00$
0.174	1.000	0.443	0.489	0.537	0.339	0.625	1.127	1.203	1.277
0.188	0.952	0.508	0.560	0.613	0.351	0.606	1.161	1.236	1.308
0.202	0.909	0.574	0.631	0.688	0.364	0.588	1.192	1.265	1.335
0.216	0.870	0.640	0.701	0.763	0.377	0.571	1.219	1.290	1.358
0.230	0.833	0.705	0.771	0.838	0.389	0.556	1.242	1.311	1.377
0.244	0.800	0.769	0.839	0.910	0.401	0.541	1.262	1.329	1.392
0.258	0.769	0.831	0.904	0.977	0.413	0.526	1.278	1.343	1.404
0.272	0.741	0.890	0.965	1.040	0.424	0.513	1.292	1.355	1.413
0.285	0.714	0.946	1.022	1.098	0.436	0.500	1.303	1.364	1.420
0.298	0.689	0.997	1.074	1.150	0.447	0.488	1.312	1.370	1.424
0.312	0.665	1.045	1.122	1.198	0.458	0.476	1.319	1.375	1.426
0.326	0.645	1.088	1.165	1.240	0.467	0.467	1.323	1.377	1.426

$$z_1=\frac{Q^2}{2g\varphi^2h_s^2B_s^2}-\frac{v_s^2}{2g} \tag{2-65}$$

此处 B_s 是消力池出口处宽度。v_s 是水流出池前的行近流速，可用式(2-66)推求：

$$v_s=\frac{Q}{\sigma h''_cB_1} \tag{2-66}$$

如 $v_s<0.5\text{m/s}$，$\frac{v_s^2}{2g}$可以不计。在式(2-64)中，通常取 $\phi=0.95$。

从式(2-61)可见，欲决定池深 d，必先知道 h''_c。而欲求 h''_c 则又须先知 d 值。因此求 d 值须用试算法。第一次试算时，池深可按下式求取：

$$d_1=\sigma h''_c-h_s \tag{2-67}$$

此处 h''_c 是未设消力池前的第二共轭水深。求得 d_1 值后，可初步决定ϑ_0、h''_c(设池后的ϑ_0与 h''_c 值)及 z_1 各值。如将各值代入下式而得到满足，则池深是合适的。

$$\sigma=\frac{d_1+(h_s+z_1)}{h''_c}=1.05\sim1.10 \tag{2-68}$$

如 $\sigma<(1.05\sim1.10)$，则须加大池深，再行试算，直到式(2-68)满足为止。

【例】 某水闸闸孔宽 10m，闸底高程 100.0m，闸前水位 104.75m，下游水深 1.0m，流量 $Q=18\text{m}^3/\text{s}$，求消力池深度？

【解】 判断闸下是否需设消力池：

$$q=18/10=1.8\text{m}^3/\text{s}$$

取$\vartheta_0\approx\vartheta=4.75\text{m}$ 及 $\varphi=0.95$

计算：$\frac{q^{2/3}}{\vartheta_0}=\frac{1.8^{2/3}}{4.75}=0.311$

查表 2-34 得$\frac{h''_c}{q^{2/3}}=1.161$，$h''_c=1.161\times1.8^{2/3}=1.72\text{m}$，$h''_c=1.72\text{m}>h_s=1.0\text{m}$故需设消力池。

第一次试算：根据式(2-61)，设池深为

$d_1=1.06\times1.72-1.00=0.825\text{m}$，取 $d_1=0.85\text{m}$，此时$\vartheta_0=4.75+0.85=5.60$

$$\frac{q^{2/3}}{\vartheta_0}=\frac{1.480}{5.60}=0.264$$

再查表 2-34：$\frac{h''_c}{q^{2/3}}=1.220$，$h''_c=1.220\times1.480=1.81\text{m}$

$$v_{1_0}=18/1.06\times1.81\times10=0.94$$

$$\frac{\alpha v_{1_0}^2}{2g}=\frac{1.1\times0.94^2}{2g}=0.049\text{m}$$

$$z_1=\frac{18^2}{19.62\times0.95^2\times1.0^2\times10^2}-0.049=0.134\text{m}$$

$$\sigma=\frac{0.85+1.00+0.13}{1.81}=1.09$$

结果符合要求，故取消力池深为 0.85m。

2) 梯形断面消力池：此型消力池的消能流态不太理想，两侧可能出现回流。但在小型水闸中常有采用。

梯形断面消力池池深需满足下列条件。

$$d=\sigma h''_c-h_s$$

此式略去了式(2-60)中的 z_1。

梯形断面消力池池深可利用图 2-29 以简化计算，图中 $n=m\frac{q^{2/3}}{b}$，m 为边坡系数，b 为渠底宽(见图 2-28)。

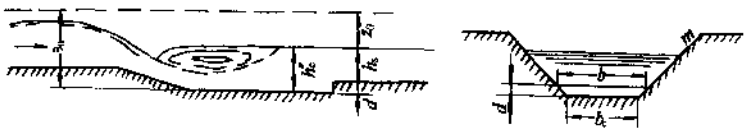


图 2-28 梯形断面的消力池

先算出 n 值及$\frac{z_0}{q^{2/3}}=\frac{\vartheta_0-h_s}{q^{2/3}}$，式中$\vartheta_0$为未设池前的数值。由图 2-29 查出$\frac{h''_c}{q^{2/3}}$值后即可求得 h''_c，然后再按 $d=\sigma h''_c-h_s$ 计算消力池深度。

3) 消力坎水力计算：消力坎是一种辅助消能设施，可布置于闸后的不同部位(见图 2-30)。有些小型水闸利用连续式的消力坎在闸的下游形成消力池，此时，消力坎的高度 c 应满足下列条件以保证形成淹没式水跃：

$$c=\sigma h''_c-H_1 \tag{2-69}$$

式中 σ——淹没安全系数，$\sigma=1.05\sim1.10$；

h''_c——第二共轭水深；

H_1——消力坎上壅高的水头，可按式(2-70)推算：

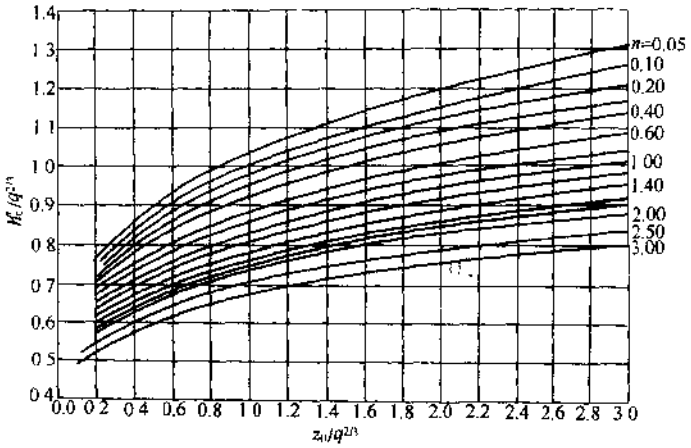


图 2-29　决定梯形断面消力池深度的曲线图

$$H_1=\left(\frac{q}{\sigma_s m\sqrt{2g}}\right)^{2/3}-\frac{v_{1_0}^2}{2g} \tag{2-70}$$

式中　m——消力坎的流量系数。根据实验，对于图 2-31 所示三种坎形，m 分别等于 0.40、0.41 和 0.42；

v_{1_0}——坎前行近流速，仍可用式(2-66)推求之；

σ_s——淹没系数，与淹没程度$\frac{h_n}{H_{1_0}}$有关，根据试验，前三种槛形的 σ_s 值列于表 2-35。

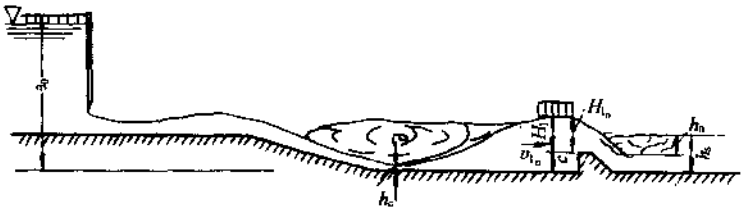


图 2-30　用消力坎形成的消力池

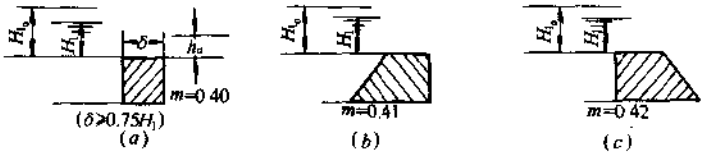


图 2-31　消力坎的流量系数

(a)矩形；(b)梯形Ⅰ；(c)梯形Ⅱ

σ_s　值　　表 2-35

h_n/H_{1_0}	≤0.45	0.50	0.55	0.60	0.65	0.70	0.72	0.74	0.76	0.78
σ_s	1.000	0.990	0.985	0.975	0.960	0.940	0.930	0.915	0.900	0.885
h_n/H_{1_0}	0.80	0.82	0.84	0.86	0.88	0.90	0.92	0.95	1.00	
σ_s	0.865	0.845	0.815	0.785	0.750	0.710	0.651	0.535	0.000	

从表 2-35 可以看出，$\frac{h_n}{H_{1_0}}\leqslant 0.45$ 时，$\sigma_s=1$，为非淹没出流；$\frac{h_n}{H_{1_0}}>0.45$ 时为淹没出流。必须指出，消力坎是处于高速水流区的实用堰，与一般壅水堰不同，所以不能采用一般壅水堰的实验资料。

从表 2-35 可以看出，欲求 σ_s 必先确定 h_{II}，即须先知坎高 c（图 2-30）。所以在初步试算时，可按下式求 H_1：

$$H_1=\left(\frac{q}{m\sqrt{2g}}\right)^{2/3} \tag{2-71}$$

即在式(2-70)中假定 $\sigma_s=1$ 并不计行近流速。待按式(2-69)求得 c 值和 σ_s 值后，再代入式(2-70)求 H_1，然后再用式(2-69)确定坎高 c。

应当指出，由于消力坎壅高了池内水位，因此在坎的下游也有一个水跃是否淹没的问题，也要求对坎下情况进行核算。如有必要，为了防止坎下发生远驱式水跃，须设置第二道较低的消力坎。此外，还须指出，消力坎的设置固然壅高了出闸水流在坎顶的水位，淹没了水跃。但如布置不当，也可能影响水闸的过水能力，值得注意。

【例】 某水闸闸孔宽 12.5m，闸底高程 100.0m，上游水位 104.75m，流量 $Q=15\text{m}^3/\text{s}$，下游护坦高程 99.60m，水深 $h_s=1.40\text{m}$，拟设矩形坎处渠道宽 20m，求消力坎的高度 c。

【解】 检查闸下水跃形式，是否需要设置消力坎：

$$q=\frac{15.0}{12.5}=1.20\text{m}^3/\text{sm},\ \frac{q^{2/3}}{\vartheta_0}=\frac{1.129}{5.15}=0.219$$

查表 2-34 得

$$\frac{h_c''}{q^{2/3}}=1.290,\ h_c''=1.290\times 1.129=1.456>h_s=1.40\text{m},$$

故需设消力坎。

第一次试算：从式(2-71)得坎顶水头的近似值为

$$H_1=\left(\frac{15.0/20}{0.40\times 4.43}\right)^{2/3}=0.564\text{m}$$

从式(2-69)得第一次近似 c 值为

$$c=1.05\times 1.456-0.564=0.965\text{m}，取\ c=0.95\text{m}。$$

确定坎高：从式(2-66)得

$$v_{1_0}=\frac{15.0}{1.05\times 1.456\times 20}=0.491\text{m/s}$$

$$\frac{v_{1_0}^2}{2g}=\frac{0.492^2}{19.62}=0.012$$

因 $h_n=1.40-0.95=0.45\text{m}$，$\frac{h_n}{H_{1_0}}=\frac{0.45}{0.564+0.012}=0.782>0.45$，故消力坎淹没，查表 2-35 得 $\sigma_s=0.883$。由式(2-70)得

$$H_1=\left(\frac{15.0/20}{0.883\times 0.40\times 4.43}\right)^{2/3}-\frac{0.491^2}{19.6}=0.612-0.012=0.600\text{m}$$

消力坎高：$c=1.05\times 1.456-0.600=0.927\text{m}<$ 取用的 $c=0.95\text{m}$

(2) 消力池池长的确定：欲使水流在消力池内形成淹没的水跃，消力池不仅须有足够的

池深，还须有足够的池长。消力池的池长应容纳下水跃，即包括水舌水平射程长度（见图 2-32）和水跃长度，即：

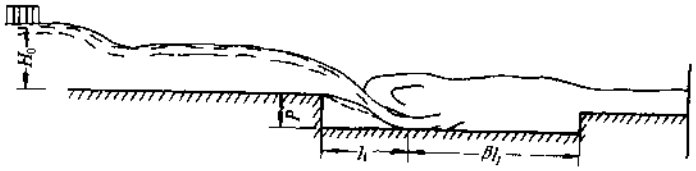


图 2-32　消力池的长度

$$l_k = l_1 + \beta l_j \tag{2-72}$$

式中　l_k 为消力池长度；l_1 为下降水舌的水平射程；l_j 为平底护坦上自由水跃长度。

由于消力池末端的池壁或尾槛对水流的壅水作用，缩短了水跃所需的消力池长度，所以式(2-72)的第二项 l_j 应乘以系数 β。根据实验，可取 $\beta=0.7\sim0.8$；也有人认为 β 取较大值安全些，即 $\beta=0.8\sim1.0$。

自宽顶堰下射水舌的水平射程可用式(2-73)计算：

$$l_1 = 1.74\sqrt{H_0(P+0.24H_0)} \tag{2-73}$$

式中　H_0——计入行近流速水头的堰顶上游水头；

　　P——堰高。

水跃长度可用式(2-74)计算：

$$l_j = 2.5(1.9h''_c - h_c) \tag{2-74}$$

水跃共轭水深也可用图 2-33 求解。

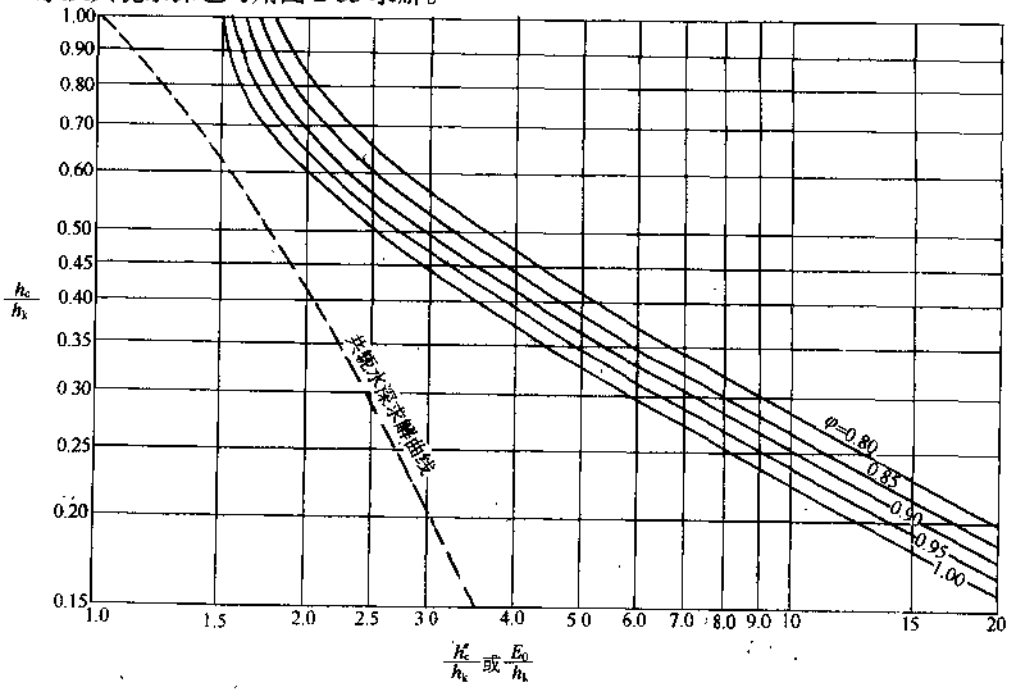


图 2-33　矩形断面明渠收缩断面水深及水跃共轭水深求解图

2.6 城镇河湖工程设计

随着城镇建设的发展，为适应城镇地区防洪标准的提高和洪水流量的逐渐增加以及供水、环保、旅游及美化市容等的需要，往往要求对城镇现有河湖进行扩建、整治，或新开河渠和修建人工湖。

在新开河渠的选线和人工湖的选址上，应在城镇规划的基础上进行，并尽量选择城镇中的低洼地带和建筑物较少的地区。城镇河湖应在适当位置设置各种控制建筑物以提高管理运用条件和在平时提高河湖水位美化环境。河湖的经常水位在满足超高标准和安全的条件下宜尽量接近地面。

河湖工程设计除包括河湖本身水工建筑物及各种交义建筑物外，尚应统一考虑河湖管理用地及保护区范围(包括河湖沿岸交通道路和管理用路)、绿化带、码头、旅游设施、岸边排水、污水截流、各种管理设施等。

2.6.1 河道工程设计

在进行现有河道或新开河道工程设计时，应根据地区及流域规划，拟定河道工程的设计方案，主要包括河道平面、纵断、横断面的型式和尺寸，新建、改建的水工建筑物及交义建筑物的类型和孔口尺寸。对初拟的方案进行河道和沿线建筑物的水力计算，再自所选定的控制断面由下而上地推算河道的水面曲线，并根据初步计算成果对初拟的各种数据进行调整。然后再重新计算以得到符合要求的设计方案。重大项目或情况复杂时，应进行工程方案比较。

流经城镇地区的河道，所受限制较多，要求较高，并需与其他市政工程配合进行。设计中应充分考虑各种有关因素，确保河道本身及沿河各种建筑物的安全，并发挥河道在美化环境、改善居民生活条件等方面应有的功能。

确定设计方案后，河道各点的设计流量和设计水位也随之确定。此时即可开始进行河道和建筑物的具体设计。

土质河道的最小边坡系数可参照表 2-36 选定。雨水土明渠的边坡见现行室外排水规范。采用护坡的河道，最小边坡系数可参照表 2-39、40 选定。河道糙率按表 2-41 选定。

灌溉、动力渠道最小边坡系数 m　　表 2-36

土　类	灌溉渠道		动力渠道
	水深<1m	水深 1~3m	
稍胶结的卵石	1.00	1.00	1.00~1.25
夹砂的卵石和砾石	1.25	1.50	1.25~1.50
黏土、重壤土、中壤土	1.00	1.00~1.25	1.25~1.50
轻壤土	1.25	1.25~1.50	2.0~2.50
砂壤土	1.50	1.50~1.75	1.50~2.00
砂土	1.75	2.00~2.50	3.00~3.50
风化的岩石	0.1~0.20	0.20~0.25	0.25~0.50
未风化的岩石	0~0.05	0.05~0.10	0.10~0.25

2.6.2 湖泊工程设计

湖泊有美化环境、改善气候、提供游憩场所、调节水量、拦、蓄洪水等功能，还可进行水产养殖。在城镇地区整治或新建湖泊应根据当地情况，综合考虑，充分发挥湖泊的功能。

(1) 湖泊设计原则：

1) 湖泊设计应符合城镇规划，充分考虑水利、园林、旅游、水产等方面的结合，发挥综合效益。

2) 新建湖泊宜利用低洼荒地，地基渗透性小，地下水位较高的地带；有水量充足、水质良好的水源，以补充或更换湖水；应设置适当的进水和退水设施，保证湖泊运用安全灵活。

3) 湖泊周围的污水不得排入湖泊，必要时应采取污水截流措施。经处理符合国家规定排放标准的方可排入。

(2) 设计要点：

1) 平面布置：一般顺自然地形布置，形成水面、湖岸、堤、岛的有机结合，达到水面与陆地互相衬托，岸边宜曲折有致，但应注意不存死角，应结合园林、旅游等方面的规划进行布置，以达到兼顾水利和人文各方面的要求。

2) 水位：湖泊的常水位可根据进出水渠水位及周围地形、地物选定。为使人们有良好的亲水感觉，除需留有适当的超高外，水面宜尽量接近地面，必要时可适当降低岸边的地面高程。如湖泊需滞、蓄洪水、汛期可适当降低水位。

3) 湖底：为减少水草和蚊虫滋生，常水位以下的水深一般应大于 2m。采用直墙护岸时，为减轻岸边游人落水和减少护岸工程量，宜沿岸边设置一条浅水带，宽 2～5m 左右，常水位时水深 0.6～1.3m，并以 1:2～1:3 的斜坡与湖底相连。如拟种植水生植物，则湖底高程根据水生植物的种类和生长条件确定。湖底应设纵坡以便检修时自流排水。如湖底土壤渗透性强需采取防渗措施，参阅第 2.6.4 节。

4) 进水闸与退水闸：进水闸与退水闸的设计流量一般可按湖泊容量和充水或泄空天数确定。在有防洪或输水任务时，应在洪水流量、输水流量及充水、泄空流量中选择较大者作为设计流量。

进水闸闸底高程可根据闸址处进水渠渠底高程确定。退水闸闸底高程可根据闸址处退水渠渠底高程确定。

(3) 洪水调蓄：城镇湖泊一般可供调蓄洪水的容量有限，大多只能起到削减小汇水面积洪峰流量的作用。为充分利用这有限的滞洪容量，最好在河道的适当位置处设闸控制，当上游来水不超过下游允许泄量时尽量下泄；超过允许泄量时则控制下泄量，将多余水量分流入湖泊。这样，在相同的洪水过程的条件下，所需的滞洪容量最小，如图 2-34 所示。图 2-34 中：

$Q_{允}$——允许下泄流量(m^3/s)；

$V_{滞}$——需要的滞洪量(m^3)。

洪水调蓄可利用河道上的分水闸、节制闸侧堰或湖泊的进水闸等控制分流流量，分流入湖的洪水量应小于湖泊的滞洪容量和分洪期湖泊下泄量之和。洪水过后应尽快腾出滞洪容量，准备调蓄下一次洪水。

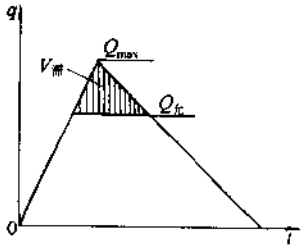


图 2-34　径流曲线

采用侧堰自动分流因需壅高河道水位，在平原地区常难以采用。为不壅高水位，可降低堰顶高程，并在堰顶加闸控制，或改用水闸为好。

当排洪河道穿过湖泊且退水闸为开敞式水闸时，可用简化方法进行调洪估算。简化法假定设计洪水过程线及下泄流量过程线均呈三角形变化，如图 2-35 所示，由此，可推导出式(2-75)：

$$q_m = Q_m\left(1 - \frac{V_{滞}}{W}\right) \tag{2-75}$$

式中 W——设计洪水的洪水总量(m^3)；

Q_m——设计洪水的洪峰流量(m^3/s)；

q_m——最大泄洪流量(m^3/s)；

$V_{滞}$——滞洪容量，为设计洪水位与汛期限制水位之间的容积(m^3)。

W 及 Q_m 可由水文计算求得，q_m 和 $V_{滞}$ 是互相关联的两个变数，可用图解法求解，参见图 2-35，图中 T——设计洪水历时(s)。

由式(2-75)可知，当 $q_m=0$ 时，$V_{滞}=W$；当 $V_{滞}=0$ 时，$q_m=Q_m$，据此，可在图 2-36 中截取 A，B 两点并连成$\overline{AB}$直线。再根据泄水设施条件绘出 $q\sim V$ 关系曲线，与$\overline{AB}$线相交于 C 点，C 点在 V 轴上的读数即为滞洪容积 $V_{滞}$，在 q 轴上的读数即为最大下泄量 q_m。

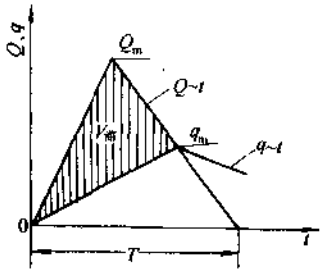


图 2-35 调洪计算简化法

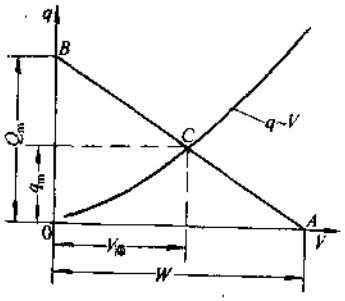


图 2-36 简化法图解示意

2.6.3 河湖护岸设计

河湖的护岸可选择斜坡式和挡土墙式。斜坡式护岸工程量较小，造价较低、水面较宽、有利景观。直墙式(挡土墙式)造价较高，占地、拆迁较少。

(1) 直墙式护岸：

1) 断面型式：护岸高度小于 6m 时可采用重力式挡土墙。高度大于 6m 时宜采用半重力式、衡重式、悬壁式或扶壁式挡土墙。中、小型工程常用的是重力式挡土墙。重力式挡土墙常用的断面型式见图 2-37。

A 型 墙背所受的主动土压力较小，在地基较密实开挖面不需采取处理措施时可采用。墙面坡宜尽量与墙背坡平行，坡度常采用 4:1。加设墙趾台阶有利于减小地基压应力，也有利于挡土墙的抗倾稳定。墙趾高 h 和宽度 a 之比约为 2:1，$a\geqslant 20cm$。

B 型 墙背所受的主动土压力在 A 型、C 型之间，迎水面向前坡有利于抗倾稳定，故结

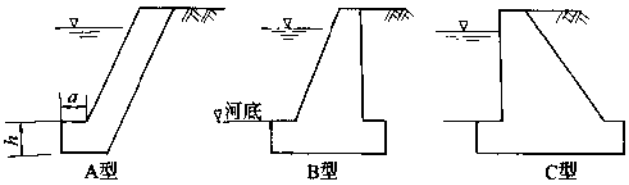


图 2-37　重力式挡土墙

构断面较 C 型小。迎水面坡度一般采用 20:1～4:1。

C 型　墙背所受的主动土压力最大。在墙后地下水位较低时，墙底宽约为墙高的 0.6～0.7 倍。墙顶宽一般取 0.3～0.5m。

衡重式挡土墙(图 2-38)一般用于墙高大于 6m 处，有时为解决存土困难，节约开挖、回填土料往返运费，减少施工干扰，在墙高 3～4m 情况下，也采用了衡重式挡土墙。

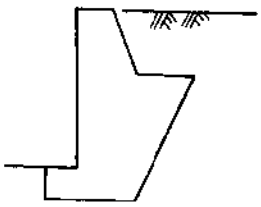


图 2-38　衡重式挡土墙

2) 挡土墙基础埋置深度：

① 防止冲刷破坏　在河底可能受冲刷处基础底面应设置在设计洪水冲刷线以下一定深度，一般规定为 1～2m；在河底有衬砌时，基底面应在衬砌面以下 1m。

② 防止冻胀破坏　在寒冷和高寒地区，除岩石、砂砾等非冻胀性地基外，基础底部应埋置在冻结线以下并且不小于 0.25m。

③ 地基要求　挡土墙基础底面一般应设在原地面或河底以下至少 0.5～1.0m，以保证地基具有一定的稳定性。

3) 挡土墙回填土料的选择：挡土墙回填土一般为就地取材，如有选择可能，应尽量选用内摩擦角较大，透水性较好的粗砂、砂砾等，以减小主动土压力和冻胀力。当回填土料透水性弱时，靠墙背处最好回填一层厚 0.2～0.3m 的砂砾料，以增强排水效果，减小墙后地下水压力，其顶部应填黏性土，以防雨水渗入。

4) 挡土墙的分缝和止水：为避免地基不均匀沉陷而引起挡土墙墙身裂缝，在地基条件变化处和墙高变化较大处应设置沉降缝。为防止墙体材料干缩和温度变化而产生裂缝，需设置伸缩缝。沉降缝与伸缩缝一般合并设置。土基上的混凝土和钢筋混凝土挡土墙横缝间距为 10～20m，可根据各地经验选定。浆砌石挡土墙也应设置伸缩缝和沉降缝，并使缝距规则，缝形整齐。

沉降缝、伸缩缝缝宽 2～3cm，缝内填沥青麻筋、沥青木板等各种填料。防渗要求较高的河湖，伸缩缝内应设置塑料止水或其他金属材料止水。

5) 挡土墙的计算：

① 抗滑稳定：

$$k_c=\frac{f\Sigma V}{\Sigma H} \tag{2-76}$$

式中　k_c——抗滑稳定安全系数；

f——基底面与地基之间或软弱结构面之间的摩擦系数，摩擦系数可参考表 2-37 中数值采用；

挡土墙基底摩擦系数 表 2-37

基底岩土的分类名称	摩擦系数 f	基底岩土的分类名称	摩擦系数 f
淤　泥	0.10~0.20	砂 类 土	0.30~0.50
粘性土　软塑	0.20~0.25	碎、卵石类土	0.40~0.50
硬塑	0.25~0.30	软质岩石	0.30~0.50
粉质粘土、粉土	0.30~0.40	硬质岩石	0.60~0.70

ΣV——包括墙身自重、土重等垂直荷载以及基底面上扬压力的总和；

ΣH——包括土压力、水压力等水平荷载的总和。

安全系数要求：

设计情况下：$k_c \geqslant 1.3 \sim 1.5$

校核情况下：$k_c \geqslant 1.1 \sim 1.3$

建筑物级别高的取较大值。

② 抗倾覆稳定：

$$k_0 = \frac{\Sigma M_y}{\Sigma M_0} \tag{2-77}$$

式中　k_0——抗倾覆稳定安全系数；

ΣM_y——作用于墙身各力对墙前趾的稳定力矩；

ΣM_0——作用于墙身各力对墙前趾的倾覆力矩。

抗倾覆稳定安全系数的取值与抗滑稳定安全系数的要求相同。

③ 墙底压力的偏心距及基底应力：

ⅰ. 墙底压力的偏心距：

$$e = \frac{B}{2} - C = \frac{B}{2} - \frac{\Sigma M_y - \Sigma M_0}{\Sigma V} \tag{2-78}$$

式中　e——墙底压力的偏心距；

B——墙底宽度；

C——墙底面上垂直合力作用点与墙前趾之间距离；

ΣM_0、ΣM_y——意义与式(2-77)中相同；

ΣV——意义与式(2-76)中相同，已包括基底面的扬压力。

偏心距的一般规定：

当地基为土基时，$e \leqslant \frac{B}{6}$；

当地基为坚硬土或岩基时，$e \leqslant \frac{B}{5}$。

ⅱ. 基底应力：

$$\sigma_{u \cdot d} = \frac{\Sigma V}{B}\left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) \tag{2-79}$$

式中　σ_u——墙前基底处的应力；

σ_d——墙背基底处的应力；

其他符号意义与式(2-78)中相同。

挡土墙底的压应力应小于地基的承载能力。

(2) 斜坡式护岸：

1) 护坡材料及构造：在梯形断面河道上护坡材料常采用干砌块石、浆砌块石、现浇混凝土、预制混凝土块等作为护面。护面下，根据地基的情况，一般均铺设砂砾或其他各种材料的垫层。

斜坡护岸设计需根据地基土质，两岸地下水位，河道中水深、流量、流速，冻深及冻胀量大小，周围环境及景观要求以及投资条件等来确定。

混凝土衬砌优点是厚度薄，工程量小；糙率小，相同断面情况下流速较大，过水能力强；相同流量条件下，需要的过水断面小，可减少土方开挖。如有防渗要求也易于得到较好的防渗效果。

浆砌块石护坡常可就地取材，施工较简易，护面厚度较大，有利于抗冻胀破坏，但防渗性能较差，糙率也较大。

从景观看，混凝土和浆砌石均可得到良好的景观效果。

斜坡护岸的最小边坡系数可参照表 2-39、40 选用。护面厚度：混凝土护面一般为 6～12cm，浆砌块石护面为 20～30cm。护坡的糙率可参照表 2-41 选用。护面的伸缩缝间距可参照表 2-42 选用。

斜坡护岸的垫层起着排水、保护地基防止掏刷和减小冻胀危害的作用。垫层的厚度一般采用 20～30cm，但在冻土厚度较大的地区，为防止冻胀破坏护面，砂砾垫层所需的厚度较大，宜采用其他措施。

2) 几种常用的斜坡护岸做法：

① 浆砌块(片)石护岸：护砌厚度根据水力条件、水文地质情况确定，做法见图 2-39。

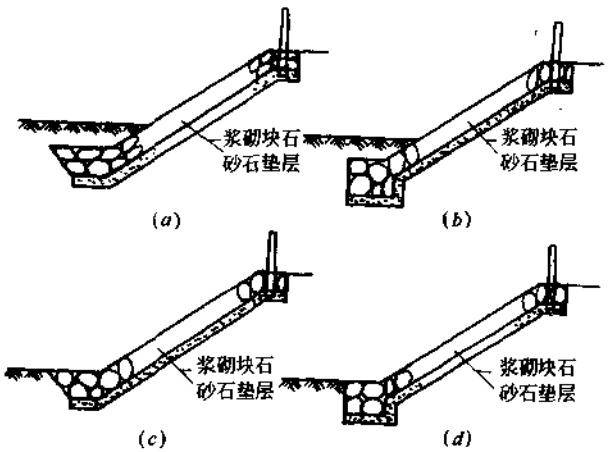


图 2-39　浆砌块石斜护岸

(a)形式一；(b)形式二；(c)形式三；(d)形式四

② 混凝土预制块护岸：此种护岸造价省、施工方便，预制块厚度 6～12cm 左右，作法见图 2-40。

③ 混凝土预制块、混凝土网格草皮护岸：水下部分用混凝土预制块，上部用混凝土预制

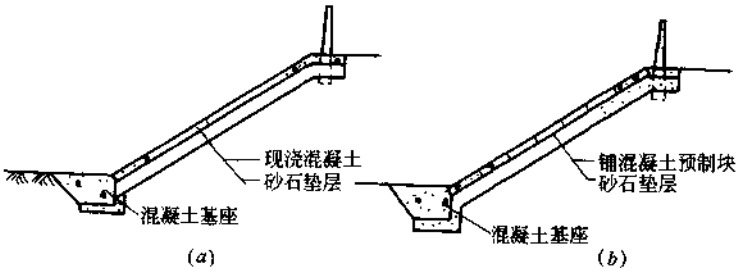


图 2-40 混凝土斜坡护岸

(a)形式一;(b)形式二

网格块,网格中央种人工草皮。这种做法施工方便,绿化效果好,环境美观,近年来被广泛采用。作法见图 2-41。

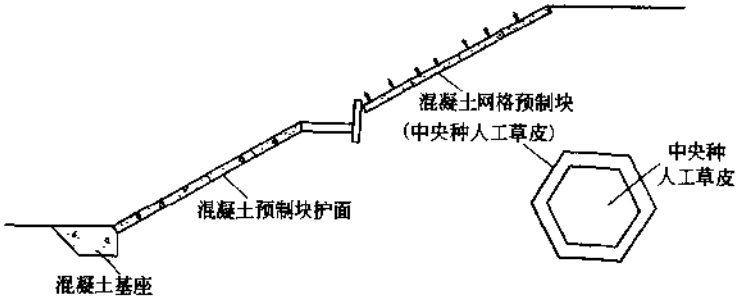


图 2-41 混凝土预制块及网格预制块护岸

3) 河道护岸设计注意问题:

① 护岸垫层及基础的材料及厚度应根据当地的水文地质、材料、施工、气象条件确定,北方寒冷地区需考虑冰冻深度及冻胀力的影响,有水地区应铺砂砾垫层。

② 地下水位较高及有地面雨水流入时,护岸应设置适量的排水孔,孔后需设反滤层。

③ 整体浇筑的混凝土护岸,需设置伸缩缝。护岸斜长较大时,水平方向也需设伸缩缝。

④ 直墙护岸岸边应根据当地游览、安全等要求,酌设栏杆。栏杆可放在直墙顶上,应避免落在施工回填土上;斜坡护岸设栏杆时,栏杆基础应单独设置,避免将栏杆落在护坡上,以免发生沉陷。

⑤ 护岸顶部需与绿化、道路及排水设计相结合,使地面雨水通过排水口、水簸箕等流入河道,避免雨水沿岸漫流而从上部渗流至垫层。

⑥ 护岸设计应与绿化、岸边道路及水簸箕、排水口等排水设施相结合。

⑦ 护岸基座土质松软或河道冲刷严重时,应考虑打桩等加固措施。

⑧ 具有游览功能的河道,每隔一定距离,设置上下用人行阶梯,每步台阶宽度宜为30cm 左右,阶梯斜度应与岸坡斜度一致。通航游览河道根据需要设置游船码头。

⑨ 游船码头:旅游河道需设游船码头,码头数量及位置根据当地游览要求确定。码头长度一般考虑 2~4 条游船能同时靠岸。码头建筑材料可用木材或钢筋混凝土、石料等,一般作法可参见图 2-42。

(3) 冻胀破坏的防治:北方地区河渠护坡常因冻胀而损坏。影响冻胀的因素主要有:

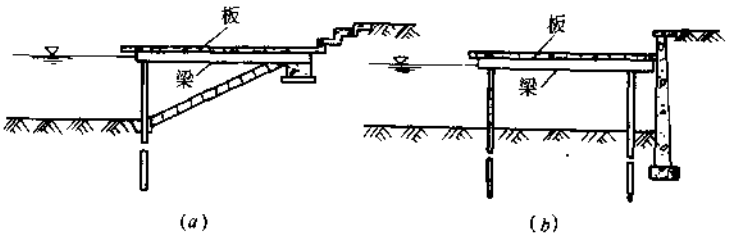


图 2-42　游船码头

(a)构造作法一;(b)构造作法二

1) 气温:冬季日平均气温在0℃以下的负气温总和愈大,冻深愈大,在一定的土壤、水分条件下,冻胀量也愈大。

2) 水分:地下水埋深浅、土壤含水量大的冻胀量大。

3) 土壤:土壤冻胀性强的冻胀量大,土壤按冻胀性可分:

无冻胀性土:碎石、砾石

微冻胀性土:中砂、细砂

中等冻胀性土:粉砂、砂壤土

强冻胀性土:粉土、粉质壤土、粉质黏土

气温、水分、土壤三者是决定冻胀产生与否的主要因素。当冻胀发生时,水分转移条件又是影响冻胀量大小的关键因素。水分转移,即地层冻结时、下层未冻结土层的水分和地下水缓慢地向结冻面转移,使结冰处的冰层厚度逐渐增加的现象。此冰层愈厚,产生的冻胀量愈大。因而形成了挤压护面向外变形,甚至破坏的现象。若无水分转移,土层冻结后、其体积仅增加约1%,冻胀量很小。由于水分转移的影响,有时产生的冻胀量较大,如长春地区冻深约1.8m,其冻胀量可达32cm,约为冻深的18%。粉土等之所以成为强冻胀性土,也正因为其毛细现象上升高度较大、有较强的水分转移条件。

冻胀破坏常是多年冻胀累积造成的。每年冻胀变形后,开春化冻不能完全恢复到原位,以致残余变形逐年增加,最终造成护坡破坏。

为防止护坡冻胀破坏,常用以下办法:

1) 换土:以非冻胀性土替代强冻胀性土。在护面下铺设砂砾或碎石等非冻胀性材料的垫层实际上就是换土。换土层的厚度需考虑冻深、地基土壤和水分转移等因素,一般约为最大冻深的70%,对于工程重要性不高,维修较易的可适当减薄。

2) 适应变形:采用适应变形性能较好的材料,如采用沥青混凝土护坡等。

3) 保温:在冻深较大的地区采用砂砾垫层等换土方法以防止冻胀破坏,往往工程量很大。因此,近年来许多地区采用保温防冻的方法来解决冻胀破坏问题。在护面层下铺设导热性能差的保温材料可以减小甚至消除地基的冻结,从面防止冻胀破坏。目前,保温层材料采用较多的是聚苯乙烯泡沫板,其物理力学性能如下:

密度(kg/m³):	18~30
吸水率(g/m²):	≤80
压缩强度(压缩50%)(MPa):	≥0.20
弯曲强度(MPa):	≥0.22

尺寸稳定性(-40～+70℃)(%):±0.5

热导率[W/(m·K)]:0.035～0.044

实际工程中,多以聚苯乙烯板的密度作为主要控制指标,常用密度大于 25kg/m³ 的聚苯板作为保温板,其设计厚度应根据各地具体情况确定,北京地区多在 3～5cm。

聚苯乙烯板保温效果显著,施工方便,减少土方开挖和填筑垫层的工作量,是一种值得推广的防冻胀材料。

在护坡设计中尚需考虑渠坡冻深随其所处位置不同而变化,如东西走向的渠道,其两岸冻深有显著的差别,即

阴坡冻深>地面冻深>阳坡冻深

南北走向的渠道,其两岸边坡的冻深相差较小,其冻深在阴坡、阳坡之间。因此,在设计时应考虑渠道走向而区别对待。

此外,河渠中的水温对冻胀影响显著,如北京市部分河渠因有热电厂冷却水汇入,冬季水温较高、水面不结冰,沿线衬砌受冻胀影响较小,基本完好。

4) 工程实例:北京市某供水渠道的一段南北向渠段,因冻胀护坡出现不同程度的损坏,需维修。原护坡采用砂砾垫层,维修时改用聚苯乙烯板,厚 3.3cm,护面用厚 10cm 的六角形混凝土砖。维修后,1990 年冬至 1994 年春的观测资料显示聚苯板下的地温未出现负温,护坡未出现冻胀破坏,仅有局部损坏。

在另一段东西向渠道上,1997 年新铺现浇混凝土板护面,其下垫层采用聚苯板,阴坡板厚 5cm,阳坡板厚 3cm。短期最大冻胀量:阴坡 29mm,阳坡 5mm(1975～1976 年冬春曾在附近同一渠道上实测最大冻深为:地面 63.5cm,阴坡 65.1cm,阳坡 22cm)。

2.6.4 河 湖 防 渗

当地基渗透性强时,为防止大量的渗漏损失,应采取必要的防渗措施。

(1) 河渠防渗:河渠防渗措施种类繁多,按防渗材料分类,主要有表 2-38 所列的 6 类,现将各类防渗材料的主要性能、特点简示于表中,以供参考。表中的防渗效果因影响因素较多,如地基的渗透性,渠道中的水深、设计和施工的质量等,可能出入较大;使用年限也随设计标准、施工质量、气候条件、地基情况等因素的影响而可能有较大的变化,表中数值只能供一般的参考和比较。表中防渗材料厚度不包括保护层和过渡层的厚度。

各种防渗材料的防渗效果及适用条件比较 表 2-38

防渗材料类别		防渗材料厚度(cm)	防渗效果[m³/(m²·d)]	使用年限(a)	适用条件
土料类	1. 素土 2. 黏砂混合土	20～60	0.07～0.17	5～15	能就地取材,造价低,施工简便,但抗冻性差,耐久性较差,需劳力多,质量不易保证。适用于气候温和地区的中、小型渠道
	3. 三合土 4. 四合土 5. 灰土	10～25		10～25	
水泥土类	1. 干硬性水泥土 2. 塑性水泥土	8～10	0.06～0.17	8～30	能就地取材,造价较低,施工较容易,但抗冻性较差。适用于温和地区

续表

防渗材料类别		防渗材料厚度(cm)	防渗效果[$m^3/(m^2 \cdot d)$]	使用年限(a)	适用条件
石料类	1. 浆砌料石	15～25	0.09～0.25	25～40	抗冻和抗冲性能较好,耐久性强,但除浆砌料石外施工质量一般难达到防渗要求,需劳力多。适用于石料来源丰富、抗渗要求不高的渠道
	2. 浆砌块石	20～30			
	3. 浆砌卵石	20～30			
埋铺式膜料类	1. 土料保护层 2. 刚性保护层	0.012～0.065	0.04～0.08	20～30	防渗能力强,质轻,当用土保护层时,造价较低,但允许流速小。当用刚性保护层时,耐久性高
沥青混凝土类	1. 现场浇筑 2. 预制铺砌	5～10	0.04～0.14	20～30	防渗能力强,但易出现裂缝而渗漏适应冻胀变形能力较好,造价与混凝土相近。一般适用于有冻害地区
混凝土类	1. 现场浇筑	6～12	0.04～0.14	30～50	防渗、抗冲性能较好,耐久性强。适用于各种地形、气候和运用条件的渠道
	2. 预制铺砌		0.06～0.17	20～30	

1) 防渗渠道的最小边坡系数:

① 水泥土、砌石、混凝土、沥青混凝土等材料防渗渠道以及用这些材料作保护层的塑料薄膜(简称塑膜)防渗渠道的最小边坡系数,可按表 2-39 选用。城镇河湖工程可参照此表并结合岸坡抗渗、抗冻、抗冲设计,考虑防渗塑膜,过渡层或垫层等材料性能和稳定性,工程的重要性和施工条件等综合研究、分析后选定设计边坡系数。

防渗渠道的最小边坡系数　　**表 2-39**

防渗材料类别	渠基土质类别	渠道设计水深(m)											
		<1			1～2			2～3			>3		
		挖方	填方		挖方	填方		挖方	填方		挖方	填方	
		内坡	内坡	外坡	内坡	内坡	外坡	内坡	内坡	外坡	内坡	内坡	外坡
混凝土、砌石、水泥土、灰土、三合土、四合土、及以上述材料作为保护层的膜料防渗	稍胶结的卵石	0.75	—	—	1.00	—	—	1.25	—	—	1.50	—	—
	夹砂的卵石或砂土	1.00	—	—	1.25	—	—	1.50	—	—	1.75	—	—
	黏土、重壤土、中壤土	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.25	1.25	1.00	1.50	1.50	1.25
	轻壤土	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.25	1.25	1.25	1.50	1.50	1.50
	砂壤土	1.25	1.25	1.25	1.25	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.75	1.75	1.50

② 土保护层膜料防渗漏渠道的最小边坡系数可按表 2-40 选用。

土保护层膜料防渗渠道的最小边坡系数 表 2-40

保护层土质类别	渠道设计流量(m^3/s)			
	<2	2~5	5~20	>20
黏土、重壤土、中壤土	1.50	1.50~1.75	1.75~2.00	2.25
轻 壤 土	1.50	1.75~2.00	2.00~2.25	2.50
砂 壤 土	1.75	2.00~2.25	2.25~2.50	2.75

2) 防渗渠道的糙率:防渗渠道的糙率,可按表 2-41 选用;砂砾石保护层膜料防渗渠道的糙率,可按式(2-80)计算确定。

防渗渠道的糙率 表 2-41

防渗材料类别	防渗渠道表面特征	糙 率 (n)
素土、黏砂混合土	平整顺直,养护良好	0.0225
	平整顺直,养护一般	0.0250
	平整顺直,养护较差	0.0275
灰土、三合土、四合土	平整,表面光滑	0.0150~0.0170
	平整,表面较粗糙	0.0180~0.0200
混凝土	抹光的水泥砂浆面	0.0120~0.0130
	金属模板浇筑,平整顺直,表面光滑	0.0120~0.0140
	刨光木模板浇筑,表面一般	0.0150
	表面粗糙,缝口不齐	0.0170
	修整及养护较差	0.0180
	预制板砌筑	0.0160~0.0180
	预制渠槽	0.0120~0.0160
水 泥 土	平整,表面光滑	0.0140~0.0160
	平整,表面粗糙	0.0160~0.0180
砌 石	浆砌料石、石板	0.0150~0.0230
	浆砌块石	0.0200~0.0250
	干砌块石	0.0250~0.0330
	浆砌卵石	0.0230~0.0275
	干砌卵石,砌工良好	0.0250~0.0325
	干砌卵石,砌工一般	0.0275~0.0375
	干砌卵石,砌工粗糙	0.0325~0.0425
沥青混凝土	机械现场浇筑,表面光滑	0.0120~0.140
	机械现场浇筑,表面粗糙	0.0150~0.0170
	预制板砌筑	0.0160~0.0180

$$n = 0.028 d_{50}^{0.1667} \tag{2-80}$$

式中 n——砂砾石保护层的糙率;

d_{50}——砂砾石重50%通过时的筛孔直径(mm)。

3) 伸缩缝:渠道的护面应设置伸缩缝。伸缩缝的间距可按表2-42选用;伸缩缝形式参见图2-43。伸缩缝宜用粘结力强、变形性能大、耐老化的材料,如焦油塑料胶泥填筑,或缝下部填焦油塑料胶泥,上部用沥青砂浆或水泥砂浆填筑;有特殊要求的伸缩缝,宜采用塑料止水带等材料处理。

渠道护面的伸缩缝间距　　表2-42

护面类别	护面材料和施工情况	纵向伸缩缝间距(m)	横向伸缩缝间距(m)
土　料	灰土,现场浇筑	5	3~5
	三合土或四合土,现场浇筑	8	4~6
水泥土	塑性水泥土,现场浇筑	4	2~4
	干硬性水泥土,现场浇筑	5	3~5
砌　石	浆砌石		10~20
沥青混凝土	沥青混凝土,现场浇筑	8	4~6
混凝土	钢筋混凝土,现场浇筑	8	6~8
	素混凝土,现场浇筑	5	3~5
	素混凝土,预制铺砌	8	6~8

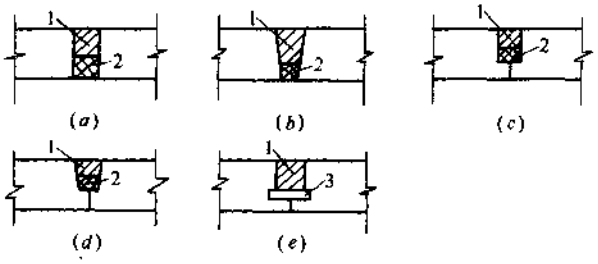


图2-43　渠道护面伸缩缝形式

(a)矩形缝;(b)梯形缝;(c)矩形半缝;(d)梯形半缝;(e)塑料止水带

1—沥青砂浆;2—焦油塑料胶泥;3—塑料止水带

4) 封顶板:防渗渠道在边坡防渗层顶部应设置水平封顶板,以防雨水渗入防渗层下部,以保护防渗层安全,其宽度应大于防渗层及其砂砾换填层等的总宽度并考虑河岸美化要求而定。当防渗层顶部低于河岸时,封顶板应嵌入岸坡(见图2-44)。

5) 防渗层的排水设施:由于地下水位上升或渠道放空而引起的地下水对刚性材料及防渗膜料的顶托,有可能引起防渗体的破坏时,应设置排水设施以消释地下水对防渗层的顶托。一般可采用图2-45所示的排水布置。当附近有可利用的排水出路时可不设排水阀,如图2-46所示。

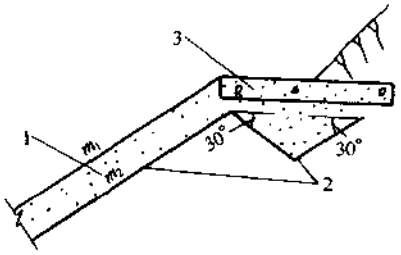


图2-44　膜层顶部铺设形式

1—保护层;2—膜料防渗层;3—封顶板

6）渠道土工膜防渗：土工膜防渗性能好，重量轻，适应变形能力强，施工简便，价格低，是优良的防渗材料，因而越来越广泛地应用于渠道、水库、水池、土石坝等工程中。我国自20世纪60年代开始在渠道和各种水工建筑物中采用土工膜防渗，以减少渗漏损失和保证水工建筑物的安全，取得了良好的效果。

使用土工膜防渗要注意以下各点：

① 土工膜很薄，施工时应防止被扎破，破损处应粘补，以保证防渗效果。

② 要正确选用土工膜，例如寒冷地区不能使用低温时易脆裂的土工膜。

③ 在地下水位较高处或有气体出现处，应采取排水、排气措施。

④ 一般的土工膜抗紫外线性能差，在运输、储藏和施工过程中应防止阳光直接照射而老化。

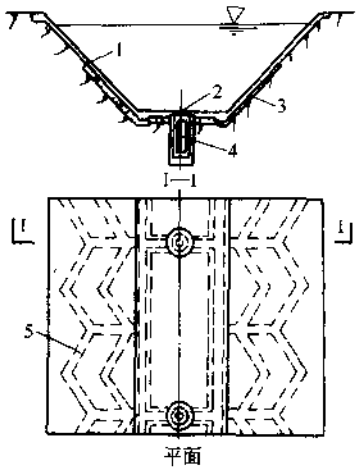


图2-45 排水沟与集水井组合式排水

1—混凝土防渗板；2—塑料逆止阀；3—碎石卵石过滤层；4—集水井；5—引水沟

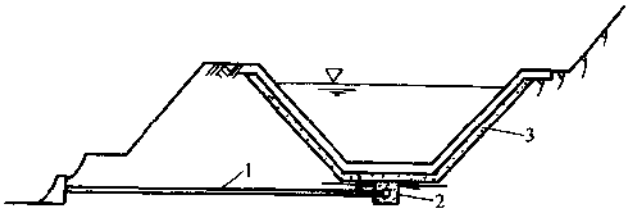


图2-46 纵横向沟(管)组合式排水

1—排水暗沟；2—纵向排水管；3—垫层

7）膜料选择：

① 塑料薄膜 在寒冷和严寒地区宜选用聚乙烯膜；在芦苇等穿透性植物丛生地区宜选用聚氯乙烯膜。塑膜应采用深色，其厚度一般可采用0.18～0.22mm，在防渗要求较高时可选用较厚的。塑膜的性能应符合表2-43的技术要求。

塑膜技术要求 表2-43

技术项目	聚乙烯	聚氯乙烯	技术项目	聚乙烯	聚氯乙烯
密度(g/cm³)	0.91～0.93	1.20	使用温度范围(℃)	－50～＋60	－15～＋60
抗拉强度(MPa)	≥10.0	≥20.0	抗冻性(℃)	－60	－25
拉断时的延伸率(%)	≥280	≥200			

也可采用复合土工膜和线性低密度聚乙烯等其他塑膜，其性能应符合有关技术规定。

② 沥青玻璃布油毡(简称油毡) 宜用无碱或中碱玻璃纤维布机制的油毡，其质量除应符合表2-44的技术要求外，还应满足厚度均匀、无漏涂、划痕、折裂、气泡及针孔、在气温0～40℃条件下易于展开的要求。

③ 其他：也可选用橡胶类或各种编织布防水材料。

油毡技术要求　　表 2-44

项　　目	技 术 指 标
单位面积涂盖材料重量(g/m²)	≥500
不透水性(动水压法,保持 15min)(MPa)	≥0.3
吸水性(24h,18±2℃)(g/100cm²)	≤0.1
耐热度(80℃,加热 5h)	涂盖无滑动,不起泡
抗剥离性(剥离面积)	≤2/3
柔度(0℃下,绕直径 20mm 圆棒)	无裂纹
拉力(18±2℃下的纵向拉力)(kg/2.5cm)	≥54.0

8) 塑膜防渗渠道的典型断面:膜料防渗体应采用埋铺式。为保证膜料在施工中不被破坏,在岩石,砂砾石,基槽面上应设过渡层,当采用可能破坏膜料的保护层时,也应设过渡层。否则可不设。其构造见图 2-47。无过渡层防渗体[图 2-47(a)]适用于土渠基和用素土、水泥土作保护层的防渗工程;有过渡层防渗体[图 2-47(b)]适用于岩石、砂砾石、土渠基,和用石料、砂砾石、现浇碎石混凝土或预制混凝土作保护层的防渗工程。

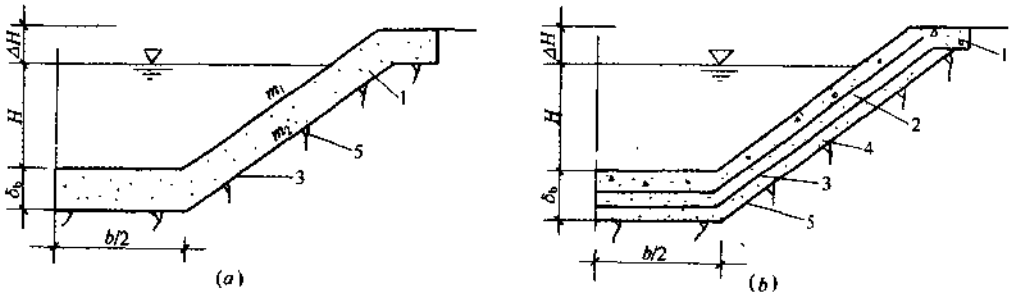


图 2-47　埋铺式膜料防渗体的典型断面
(a)无过渡层的防渗体;(b)有过渡层的防渗体
1—水泥素土、土或混凝土、石料、砂砾石保护层;2—过渡层;3—膜料防渗层;
4—过渡层(土渠基时不设此层);5—土渠基或岩石、砂砾石渠基

为防止芦苇等穿透破坏膜料防渗层,可加大加深铺膜基槽,但将增加开挖和回填的工程量,如图 2-48 所示。为改善边坡的稳定性,塑膜防渗河渠的基槽边坡可开挖成台阶形或锯齿形,见图 2-49。

① 过渡层的厚度:可按表 2-45 采用。

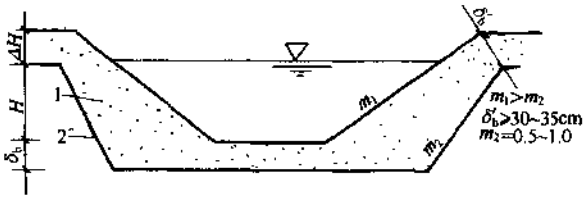


图 2-48　梯形铺膜基槽断面
1—素土保护层;2—膜料防渗层

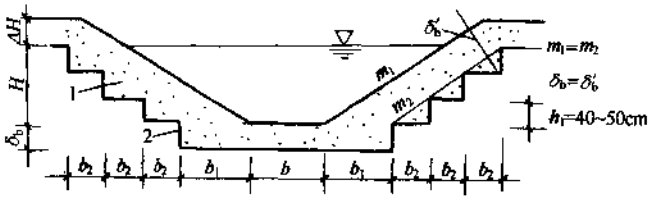


图 2-49　台阶形铺膜基槽断面
1—素土保护层;2—膜料防渗层

过渡层的厚度 表 2-45

过渡层材料	厚度 (cm)	过渡层材料	厚度 (cm)
灰土、塑性水泥土、砂浆	2～3	素土、砂	3～5

② 保护层的厚度：素土保护层厚度、其他材料保护层厚度分别列于表 2-46、47。

素土保护层的厚度(单位：cm) 表 2-46

保护层土质	渠道设计流量(m^3/s)			
	<2	2～5	5～20	>20
砂壤土、轻壤土	45～50	50～60	60～70	70～75
中壤土	40～45	45～55	55～60	60～65
重壤土、黏土	35～40	40～50	50～55	55～60

不同材料保护层的厚度 表 2-47

保护层材料	水泥土	块石、卵石	砂砾石	石板	混凝土	
					现浇	预制
保护层厚度(cm)	4～6	20～30	25～40	≥3	4～10	4～8

③ 膜料的连接：

ⅰ. 膜料之间的连接：膜料之间的接缝必须结合严密，接缝强度应不低于原材料强度的80%，以保证防渗性能。接缝连接方法有：

(ⅰ) 粘结：膜料之间用胶粘结，粘结宽度不小于 50mm。粘结剂应根据膜料性质采用并通过试验检验粘结性能，特别是防渗性能。

(ⅱ) 热熔接：加热熔接，对塑料薄膜比较适合。一般将温度控制在 180～200℃之间，需严格控制，以免损坏薄膜。

(ⅲ) 焊接：对高密度聚氯乙烯和较厚的土工膜，宜采用焊接。

热熔接和焊接的接缝也应通过试验检验其性能。以上三种接缝的施工质量应进行现场检测，如用真空检测法检测。

(ⅳ) 搭接：主要用于大块膜料施工中的现场连接或小型膜料防渗渠道。搭接宽度一般为 20cm。接缝处膜层应平整，洁净，上游一幅压下游一幅，缝口应吻合紧密。

ⅱ. 膜料防渗体与建筑物的连接：防渗膜料可利用粘结剂与建筑物粘牢，见图 2-50。

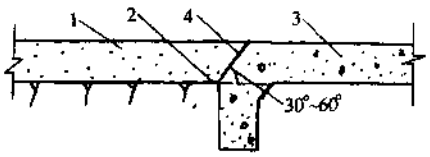


图 2-50 膜料防渗体与建筑物的连接
1—保护层；2—膜料防渗层；3—建筑物；
4—膜料与建筑物粘结牢固

闸、桥、跌水等水工建筑物下游的膜料防渗体的保护层应采用石料、水泥土或混凝土保护层。

(2) 人工湖防渗：在水源短缺，地基渗透性强的地区修建人工湖应采取防渗措施以减少渗漏损失。人工湖的防渗措施与前述河道的防渗措施基本相同，但在保护层的形式上需根据不同情况分别采用。人工湖的防渗设计应在工程规划设计的基础上进行，设计要点如下：

1) 选择防渗体各层的材料和厚度：包括防渗膜料，过渡层和保护层的材料及各层厚度，

或刚性防渗材料及垫层材料和厚度。

2）湖底防渗设计：湖底一般采用塑膜防渗。根据设计湖底高程及地质资料分析判断防渗膜料与基槽面之间是否需要设置过渡层，以确定防渗体的总厚度和设计基槽面的开挖高程。如湖底各处高程不一，高程变化处应以缓坡相连，缓坡坡比可参照表 2-39 选定。湖底保护层可就地取用现场土料，保护层厚度需要考虑可能遇到的各种情况，如用撑杆撑船，清淤时汽车运土等，而不致破坏膜料防渗层，一般应不小于 30cm。

3）湖岸防渗设计：

① 斜坡式护岸：湖岸边坡系数应符合表 2-39～40 的规定。防渗体结构可与湖底的防渗结构相同，但保护层应根据景观、美化的要求并根据湖面风浪的大小和冬季冰盖的有无、厚薄来选择材料和厚度。保护层以下的防渗体部分则与湖底的连成一片。

② 直墙式护岸：直墙式护岸本身应按防渗要求进行设计。湖底膜料防渗体应与湖周围直墙护岸的下部连接紧密，以形成一个全湖防渗整体。膜料与直墙护岸的连接可采用粘结法。先将直墙护岸前基脚顶面清理干净，用粘结剂将湖底防渗膜料粘结紧密牢固。为防止防渗膜料长期运用后，因各种原因产生收缩变形或因受外力以致产生裂缝，在粘结前，应适当留有余量，以适应收缩变形。采用粘结法对粘结材料的性能应进行认真的研究并进行必要的试验，以查明接缝处的粘结强度、抗渗和抗老化性能等。

防渗膜料与建筑物的连接也可采用锚固法，如图 2-51 所示。

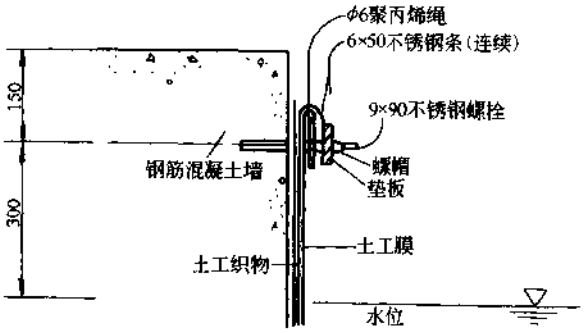


图 2-51　土工膜和土工织物与建筑物锚固

4）工程实例：

【实例 1】 某人工湖水面面积约 10000m^2，设计水深 1.5m。湖区位于地下水埋深较大的砂砾石地基上。为防止渗漏，采用三元乙丙橡胶防水卷材作为防渗膜料。人工湖除东岸采用直墙护岸外，均为斜坡式，防渗结构简示于图 2-52。人工湖于 1988 年修建，防渗效果良好。

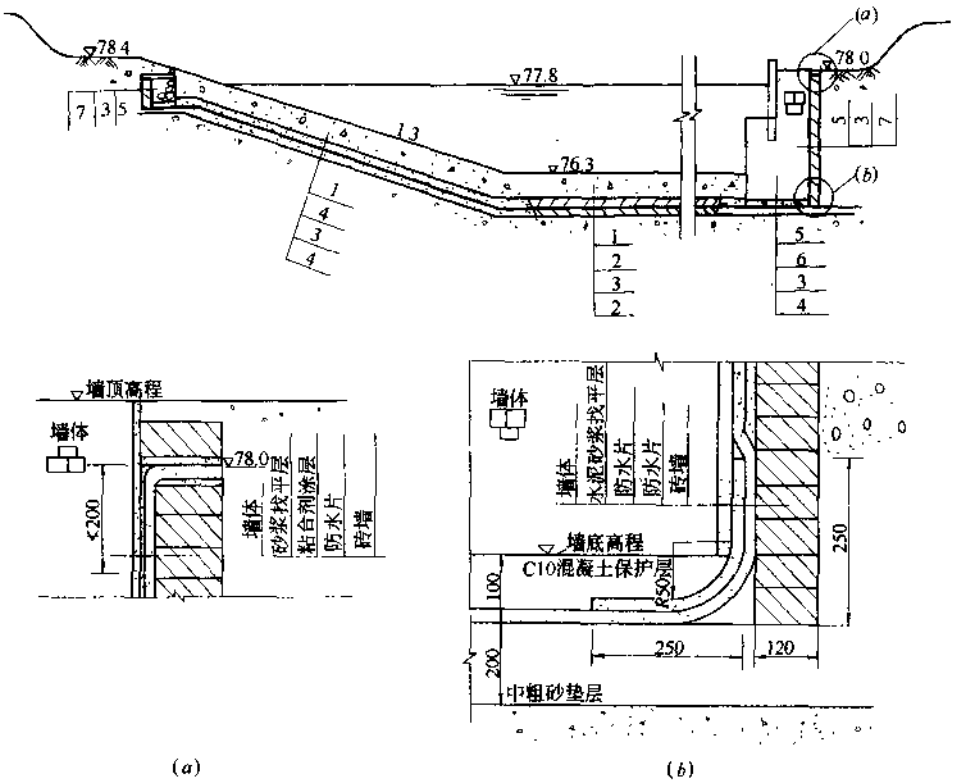
【实例 2】 某人工湖工程湖面面积约 40000m^2，湖边浅水区水深 1.3m，湖中水深 3.0m。地基大部为砂壤土，部分为细砂土。曾用黏性土衬砌防渗，渗漏量仍很大，为减少渗漏损失改用塑料薄膜防渗，简介如下：

湖底防渗膜料采用厚 0.65mm，幅宽 5m 的 DM 型聚乙烯塑料薄膜。基槽开挖至设计高程后，高低不同处以 1∶1.5～1∶3.0 坡度相连，局部底坡 1∶1。地基刮平压实，铺塑膜，膜上铺过筛土料 20cm，上铺无纺布一层，再铺砂砾保护层，厚 40cm。

湖边采用直墙护岸，迎水面用花岗岩料石砌筑，背水面用浆砌块石，中间填防水砂浆、厚约 5cm，护岸基础及与湖底防渗体连接部位采用混凝土。护岸设带有塑料止水的伸缩缝。

塑膜接缝用热熔法连接，搭接宽度 8～10cm，接缝质量用真空检测法检测。塑膜由湖中心向岸边铺放，铺放时留适当余量以防不均匀沉陷。

塑膜与护岸的连接采用锚固方式。在护岸基础上先铺聚乙烯泡沫塑料垫条，再铺塑膜，然后以角铁压紧并用射钉枪射钉锚固。完成后浇筑二期混凝土，连接的细部构造见图 2-53。



(a) (b)

图 2-52 人工湖防渗层结构标准横断面

1—砂砾石保护层 45cm;2—细料土层 15cm;3—防渗膜料;4—中粗砂垫层厚 20cm;
5—浆砌石墙;6—C10 混凝土保护层;7—砖墙

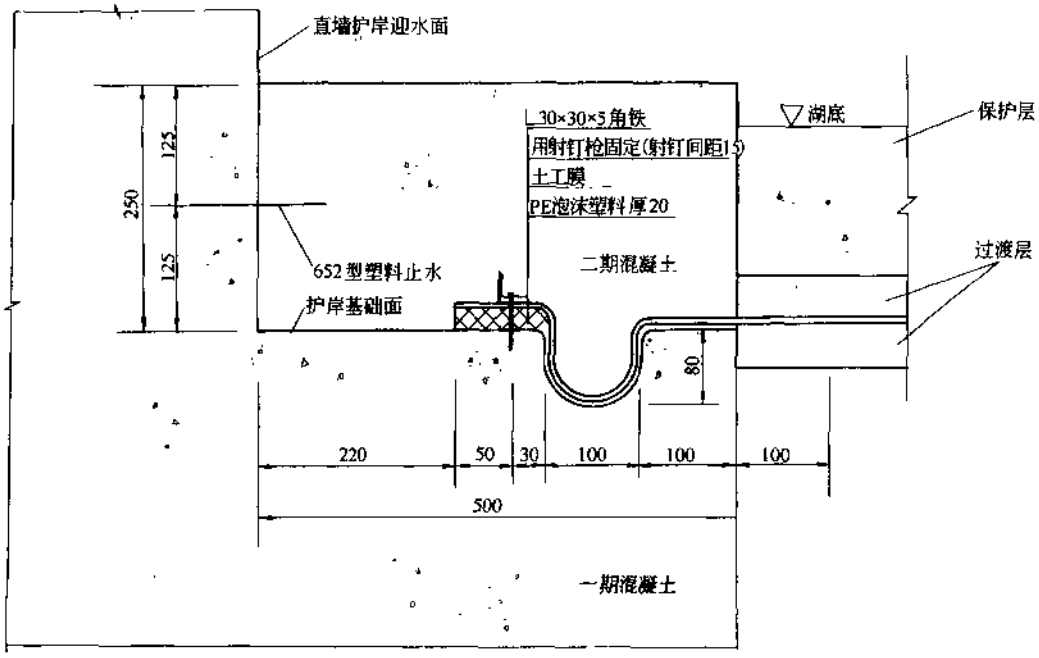


图 2-53 土工膜与直墙护岸基础连接示意

人工湖设有小桥、防渗塑膜与桥柱的连接采用紧固方式，见图 2-54。

人工湖于 1994 年建成，防渗效果良好。

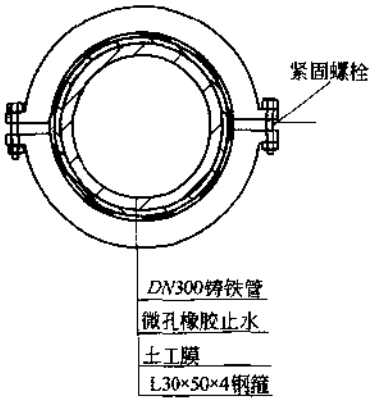


图 2-54　土工膜与圆柱连接示意

2.6.5　城镇河湖的水景设计

水是美化环境的重要因素。城镇、园林有了水，景观才会生动。在城镇河湖设计中，应充分重视水景设计。

水景设计要因地制宜，利用静水、动水和水声的特点设计出各种引人入胜的水景。

为美化城镇河道，可在沿线分段设闸、壅高水位，加大水面，突出水景；同时，修建美观的护岸，岸边地面尽量接近水面；根据需要在两岸或河道一侧适当设置人行道、车行道、绿化带和各种休闲、旅游设施。

人工湖园林设计应注意以下几点：

(1) 人工湖湖岸线以适当曲折为宜，适当曲折可以使湖面形成大小不同的主次水面。

(2) 水面要稳定并尽量接近岸边地面，以增加游人对水的亲近感。

(3) 水深应根据开发目标和要求，从环境卫生、水生植物、养鱼及工程量、投资等方面进行综合考虑后选定。

(4) 水面大小要恰当，要根据园林规划确定。如水面太大，将减少游人陆地活动的面积。

(5) 湖中设堤，堤上设桥可以分隔水面，形成开合与收放的对比效果，增添景观层次，提高游人兴致。

(6) 湖中小岛，位置不宜居于水面的几何中心，体形不可过大，地面宜平不宜高。

(7) 引水和退水系统及其控制建筑物要尽量隐蔽，使人不易察觉为宜。

(8) 工程实例

北京市南护城河大观园至龙潭段，长 8.6km，1991～1992 年整治工程中，为美化环境，调节小气候，给游人和附近居民提供良好的游憩场所，注意做好沿线的景观设计，特别是突出水的景观效果。当时采取的主要措施有：

1) 修建梯级拦河闸，提高蓄水位。原有右安门橡胶坝及龙潭闸两处闸坝，现增设太平街及天坛南门两座橡胶坝，建成后，2km 左右即有一闸，以壅高各段水面，使水面接近两岸的人行步道和巡河路路面。

2) 修建水榭码头。在毗邻大观园的右安门橡胶坝旁修建一座水榭，并沿河修建码头，约 500m 一座。

3) 河道两岸修建污水截流工程，防止污水入河。

4) 沿河设置石柱钢栏杆，红白两色相配，醒目、安全、美观。

5) 巡河路路面铺设各种颜色的高强度水泥铺地砖、图案不断变化，美化路面。

6) 巡河路内侧设 1.5m 宽绿化带，种植树木及花草。其内侧岸坡铺设花格护坡砖，花格内种植各种花草，组成图案，岸坡稳定，并美化景观。

7) 局部河段取消岸上斜坡，改为直墙，以加宽巡河路和绿化带并适当设置游憩设施。

2.6.6 管理运用设施

为城镇河湖工程的正常运用，保证工程安全，充分发挥工程效益，维持水环境的清洁，工程设计中应对河湖管理设施给予充分的重视。管理设施的标准应根据工程等级区别对待。

(1) 工程管理范围和河湖保护区：城镇河道两侧及湖泊周围应设置工程管理范围和保护区。

工程管理范围包括河湖系统全部工程设施的建筑场地和管理用地。管理范围应在工程建设前期通过审批确定。管理单位对管理范围内的土地享有土地使用权。

河湖保护区是工程的安全保护区域，其宽度应根据当地具体条件确定，一般应不小于50m。保护区内禁止一切有害河湖安全的活动，如进行爆破作业，构筑地上、地下工程，开采地下水等。管理区内的各种设施和活动均应符合环境保护要求。

(2) 管理道路：河道沿线及湖泊周围应设置道路以便工程管理、维修和防汛的需要。

(3) 工程观测：为及时了解雨情、水情，应在河湖工程的适当位置设置雨量、水位、流量观测点。对较大的或重要的水工建筑物应设置必要的观测设备。

(4) 通讯设施：为工程的调度运用、管理维修、防洪抢险用的重要河湖工程应设置专用的通信设施，最好能有一种以上的通讯手段，以保证防汛抢险期间的通讯畅通。

(5) 管理单位生产、生活设施。

根据管理机构的规模，本着有利管理，方便生活，经济适用的原则，配备适当的管理设施，包括总部和各管理点的办公用房、通讯、加工、仓库等专用房屋，以及宿舍、职工住宅等。

(6) 其他：

1) 河湖沿岸应设置里程碑，以方便维护管理。

2) 城镇河湖沿岸应设置照明设施，以利夜间巡视和保护行人安全。

2.7 水 闸 设 计

水闸是一种低水头的挡水和泄水建筑物。水闸按其功能主要可分为节制闸(拦河闸)，进水闸、排水闸、分水闸(分洪闸)和挡潮闸五类。如按水闸的构造型式则又可分为开敞式水闸、涵洞式水闸、灌注桩闸、装配式水闸、浮运式水闸、翻板闸、浮体闸和橡胶坝等。本节将简要介绍开敞式、灌注桩式、翻板式水闸和橡胶坝的设计。

2.7.1 水 闸 组 成

水闸组成部分示意见图 2-55。

(1) 闸室段：包括闸墩、底板、闸门、工作桥、交通桥等。

(2) 上游连接段：包括上游防冲槽、铺盖、上游翼墙及护岸等。

(3) 下游连接段：包括护坦(消力池、消力坎)、海漫、下游防冲槽、下游翼墙及护岸等。

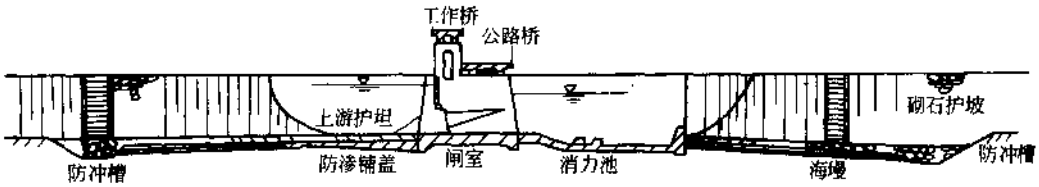


图 2-55　水闸组成部分示意

2.7.2　水闸设计的要求

水闸设计应在一定的设计标准下，根据建闸的运用要求和当地的地形、地质条件、选择好闸址和闸型，并达到：

(1) 在挡水条件下控制上游水位，以满足河道的调节运用和美化环境的要求。

(2) 在泄水条件下安全通过设计流量，并保证过闸水流流态良好。

(3) 在挡水和泄水条件下，保证水闸各组成部分的安全。包括闸基渗流和两侧绕流的稳定，闸室、闸基的稳定，各部位结构的安全，以及防止水闸及其上下游相邻河段因过闸水流的影响而发生冲刷破坏。

(4) 闸门、启闭机运用灵活、安全可靠。

(5) 整体外形美观，建成后形成河道上和附近地区的一个景点。

下面简要介绍 4 种水闸。

2.7.3　开敞式水闸

(1) 闸室孔口布置：

1) 堰形及堰顶高程：平原水闸多采用无坎宽顶堰。节制闸的堰顶(闸底)一般与河底相平。在泥砂较多的河流上，为拦砂防淤，进水闸闸底常略高于河底。在新开河渠上建闸，堰顶高程则应通过技术经济比较确定。

2) 孔口尺寸：根据设计流量，上、下游水位，闸底高程和闸型，通过水力计算以确定孔数和孔宽。在确定孔口尺寸时，单孔净宽(b_0)可参照表 2-48 选用；闸墩厚度可参照表 2-49 选用。在孔数少于 8 时，孔数宜取奇数。

闸孔净宽 b_0 参考　　表 2-48

闸门	类型	弧形钢闸门		平面定轮钢闸门		平面滑动钢闸门		弧形混凝土闸门		平面定轮混凝土闸门		平面滑动混凝土闸门	
	部位	露顶	潜孔	露顶	潜孔	露顶	潜孔	露顶	潜孔	露顶	潜孔	露顶	潜孔
b_0 (m)	常用值	6~18	3~12	4~14	3~12	4~16	3~12	4~12	3~10	4~12	3~8	4~10	3~8
	目前我国最大值	20	—	30	—	26	—	14	—	—	—	14	—

注：开敞式水闸为露顶式。

选取平原拦河闸的总宽度时，应注意不要过分束窄河道。闸宽与河宽(通过设计流量时的平均过水宽度)的比值 n，一般应大于表 2-50 所列数值。否则，将会加大连接段的工程量，从而增加总工程量和造价。

闸墩厚度 d 参考 表 2-49

闸孔净宽 b_0 (m)	闸墩厚度 d(m)		备 注
	中 墩	缝 墩	
小 跨 度 (3~6)	0.5~1.0	2×0.4~2×0.6	墩厚 0.4m,施工困难,仅用于低矮闸墩
中等跨度(6~12)	0.8~1.4	2×0.6~2×0.8	
大 跨 度 (>12)	1.2~2.5	2×0.8~2×1.5	

水闸束窄比率 n 值 表 2-50

河道底宽(m)	束窄比率 n	河道底宽(m)	束窄比率 n
50~100	≥0.6~0.75	>200	≥0.85
100~200	≥0.75~0.85		

(2) 闸室的轮廓尺寸:

1) 底板:底板顺水流向长度 L,可按上部结构布置要求,并参考表 2-51 选取。

闸室底板顺水流向长度 L 表 2-51

闸基土质	底板长度/上、下游最大水头差 L/H	闸基土质	底板长度/上、下游最大水头差 L/H
砂砾土、砾土	1.5~2.0	粘壤土	2.0~3.0
砂性土、砂壤土	2.0~2.5	粘 土	2.5~3.5

底板的厚度可参考表 2-52 选用。

水 闸 底 板 厚 度 表 2-52

结构型式		底板厚度		结构型式		底板厚度	
		估算公式	参考尺寸(m)			估算公式	参考尺寸(m)
整体式平底板		$(1/5\sim1/8)b_0$	1.0~2.0	⊥—⊥型分离式底板	墩底板	$(1/5\sim1/8)b_0$	1.0~2.0
整体式反拱底板	墩底板	$(1/4\sim1/6)b_0$	1.2~2.0		中底板	$(1/10\sim1/15)b_0$	0.5~0.8
	拱底板	$(1/10\sim1/12)b_0$	0.4~0.8	⊥⊥⊥型分离式底板		$(1/6\sim1/10)b_0$	0.8~1.5

2) 闸墩:闸墩的两端常采用半圆形、尖角形或流线形(见图 2-56)。推荐采用上游为半圆形,下游为流线形。

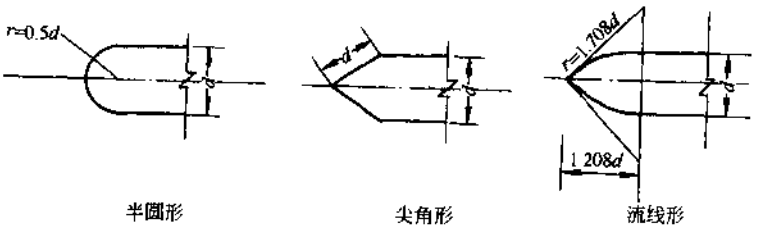


图 2-56 常用闸墩端部外形

闸墩上的平面闸门门槽尺寸应根据闸门支承构造决定，一般深度约 0.3m，宽度约 0.5～1.0m。检修门槽深约 0.15～0.20m，宽约 0.15～0.30m。检修门槽至工作门槽之间的距离一般不小于 2.0m，以便检修操作。

采用升卧式启闭方式的水闸，其闸墩和闸槽的形状和尺寸可参考表 2-53 及图 2-57 进行布置。为保证闸门平卧后高出最高泄洪水位，门槽斜坡段顶点高程应高于此水位。为防止摩损止水橡皮，在最高挡水位以上，闸门运行范围内，闸墩混凝土表面应局部减薄 0.5～1.0cm。门槽内的检修孔尺寸应略大于主轮。

升卧式平面闸门门槽各部尺寸参考　　表 2-53

项目			向上游翻转的升卧式闸门	向下游翻转的升卧式闸门
铅直段高度 S			$S \geqslant H$	$S \geqslant 0.8H$
圆弧段	上游边	圆弧半径 R 圆心角 α	$R \geqslant 0.3H$ $\alpha_2 \approx 90°$	铅直设置
	下游边	圆弧半径 R 圆心角 α	$R \geqslant 0.3H + W$ α_1 取为 60°～70°	$R \geqslant 0.2H$ α 按计算决定①
倾斜段		水平长度 C 倾角 β	$C = M - D + \delta$① $\beta = 90° - \alpha_2$	$C = M + D + \delta$② $\beta = 90° - \alpha_2$

① 圆心角 α 由圆心坐标和倾斜段上端点坐标相对位置，用几何公式计算，一般 α 在 50°～70°范围内。

② 安全余量 δ 一般取为 3～5cm。

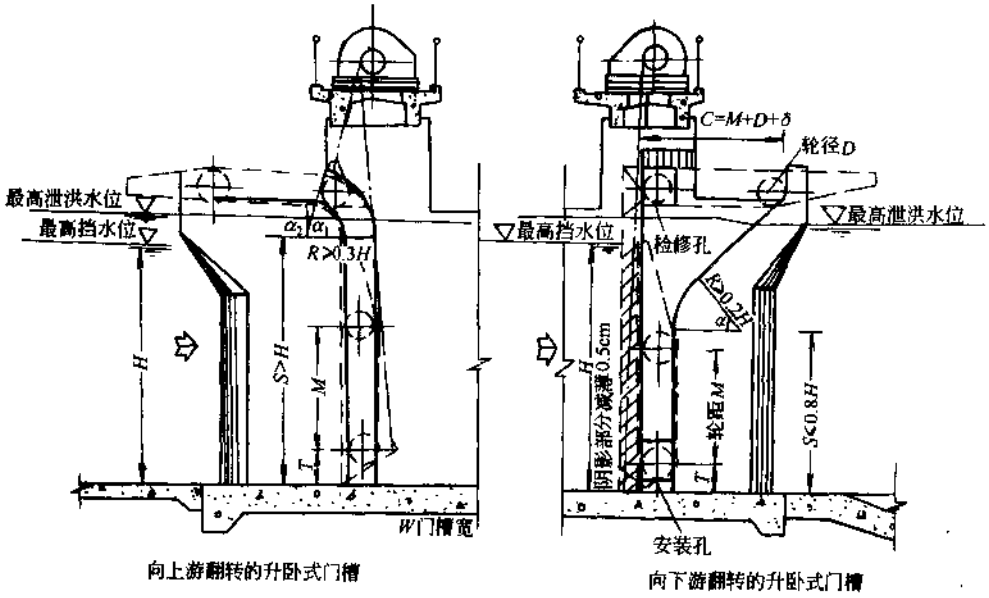


图 2-57　升卧式闸门闸墩及门槽型式

兼做岸墙的边墩可按挡土墙设计，其背水坡边坡系数，一般可取为 0.3～0.5。

刺墙插入两岸的深度，一般为 1～2 倍水头值，厚度 0.4～0.8m，顶部等于或略低于最高挡水位，底部与闸室底板底面相平。

3) 闸门：水闸的工作门多采用平面闸门、弧形闸门、拱形闸门、薄壳闸门等型式。近年

来采用自动翻板门和橡胶坝的逐渐增多。检修闸门多采用平面闸门或叠梁闸门，一般设于工作门上游，也可上、下游各设一道。

4）工作桥、交通桥：工作桥的梁高一般为跨径的1/8～1/10，桥面高程应保证闸门全开时不阻水，桥面宽度根据启闭设备的布置确定，螺杆式启闭机常用2～3m，卷扬式启闭机常用3.5～4.5m。

交通桥根据交通要求设置。板式结构桥梁板厚可取跨径的1/12～1/18。梁式结构的梁高可取跨径的1/11～1/16。

(3) 上、下游连接段的轮廓尺寸：水闸上、下游连接段各部位的结构型式及轮廓尺寸可参照表2-54选用。

水闸上、下游连接段参考尺寸 表2-54

部位	结构型式		参考尺寸 长度(m)	参考尺寸 厚度(m)	扩散角	备注
铺盖	混凝土防渗板		$2\sim4\Delta H$	(0.4～0.6)m		ΔH 为上、下游最大水头差
上游护底	砌石护底		$3\sim5H$	0.3～0.5m		H 为上游设计泄流水深；砌石底部设砂、石垫层，厚0.1～0.15m
护坦	消力池	陡坡段	$md+\delta$	0.7～1.2m		池深 d 一般为1.0～2.5m；陡坡段纵坡 $m=3\sim4$；δ 为陡坡端部水平段长度
		池深段	$2\sim3.5\Delta H$	0.5～1.0m		
	消力槛		$3\sim5\Delta H$	0.6～1.2m		
海漫	混凝土海漫		5～10m	0.3～0.5m		水平段长5～10m；斜坡段纵坡 $m=10\sim20$；垂直下降高度1～2m。海漫底设砂石垫层
	砌石海漫		$3\sim6\Delta H$	0.3～0.5m		
防冲槽	上游防冲槽			1m		厚度指抛石厚度。抛石坑的上、下游坡可取为1:2～1:5，侧坡与两岸河坡相同
	下游防冲槽			(1～2)m		
翼墙	上游翼墙		$4\sim6H$		1:4～1:5	圆弧型翼墙的圆弧半径：$R=4\sim8H$ L_h 为护坦长度
	下游翼墙		$1\sim1.5L_h$		1:5～1:8	
护坡	现浇混凝土护坡		上游护坡一般自铺盖始端再向上游延伸2～3H；下游护坡一般自防冲槽末端再向下游延伸4～6H	0.2～0.3m		表列数字未包括垫层厚度
	预制混凝土护坡			0.1～0.2m		
	砌石护坡			0.3～0.5m		
反滤排水	人工筛选滤料2～4层		$\frac{1}{2}\sim\frac{1}{3}L_h$	0.5～0.6m		排水孔间距1～2m，布设排数不少于4～6排

(4) 闸下消能防冲设施：

1) 消力池：平原地区水闸一般采用底流式水跃消能，通常降低护坦高程以形成消力池。消力池的构造见图 2-58。在进行消力池水力计算时，应选取几种不利的运用情况，经计算比较后再确定消力池的深度和长度，以保证在各种运用条件下，下游均产生淹没水跃。

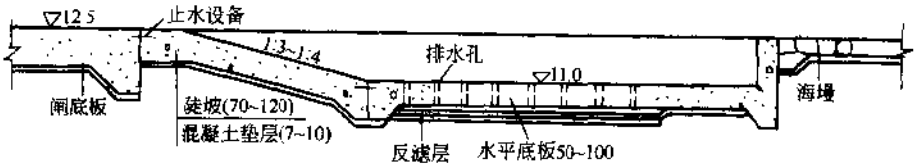


图 2-58　消力池结构剖面

消力池常采用混凝土或钢筋混凝土结构，后者多按构造配筋。

2) 海墁：海墁的作用是消减消力池下游水流的剩余能量，使水流均匀地护散，调整流速分布，减小底部冲刷，其布置及流速分布见图 2-59。

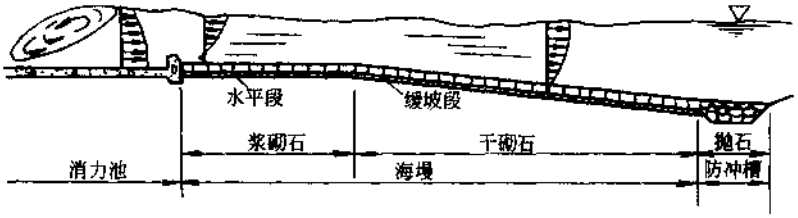


图 2-59　海墁布置及其流速分布示意

海墁的布置，一般在消力池后设 5～10m 长的水平段，其表面高程等于或略低于消力池尾坎顶，然后以 1:6～1:15 缓坡使水深逐渐加大。海墁末端高程一般参照河床最大冲刷深度 h 确定：

$$h = q/\alpha v \quad (\mathrm{m}) \tag{2-81}$$

式中　q——海墁末端的单宽流量(m^2/s)；

v——河道的正常流速(m/s)；

α——系数，$\alpha=0.8\sim0.9$，取决于河床流速分布情况。

缓坡在改善竖向流速分布效果较好。海墁在平面上也宜向两侧扩散。

海墁结构要求表面粗糙、有柔性和透水性，常用浆砌石、干砌石、铅丝石笼以及多种型式的混凝土块铺砌，其下设砂砾垫层或反滤层。海墁表面为不透水层的应设置排水孔。

3) 防冲槽：防冲槽一般设在海墁的末端，有时也在上游铺盖的前端设置，以保护海墁和铺盖。见图 2-60。

海墁末端难以完全避免冲刷，为此，在其末端抛石或堆石。当水流冲刷河床造成冲刷坑向下逐渐发展时，石块将向下滚动而在冲刷坑的上游坡面形成一个保护层，使冲刷坑不致向上游回淘而逐渐趋于稳定形成防冲槽。

防冲槽底部高程可根据河床的冲刷坑深度决定，最好能低于冲刷坑的底部高程。河床最大冲刷深度用式(2-82)计算：

$$h_1 = q/v \tag{2-82}$$

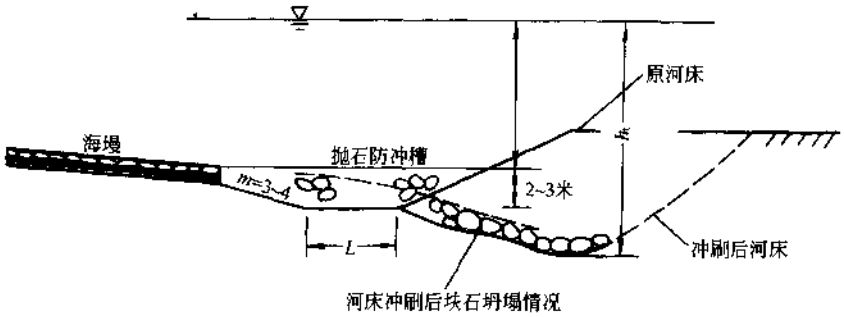


图 2-60 防冲槽

式中 h_t——河床最大冲刷深度(m);

q——海堤末端的单宽流量(m^2/s);

v——河床土壤允许的最大流速(m/s)。

(5) 防渗设计:水闸渗流包括闸基渗流和两侧绕流。前者为有压渗流,后者为无压渗流。两者的设计方法基本相同。渗流设计应根据渗流规律确定控制渗流的方式,拟定水闸地下轮廓线的布置,减小渗流的不利影响,保证渗流稳定。图 2-61 为水闸闸基渗流示意,图中闸下的 1、2、3、……、11 的折线是闸基渗流的第一根流线,称为地下轮廓线。

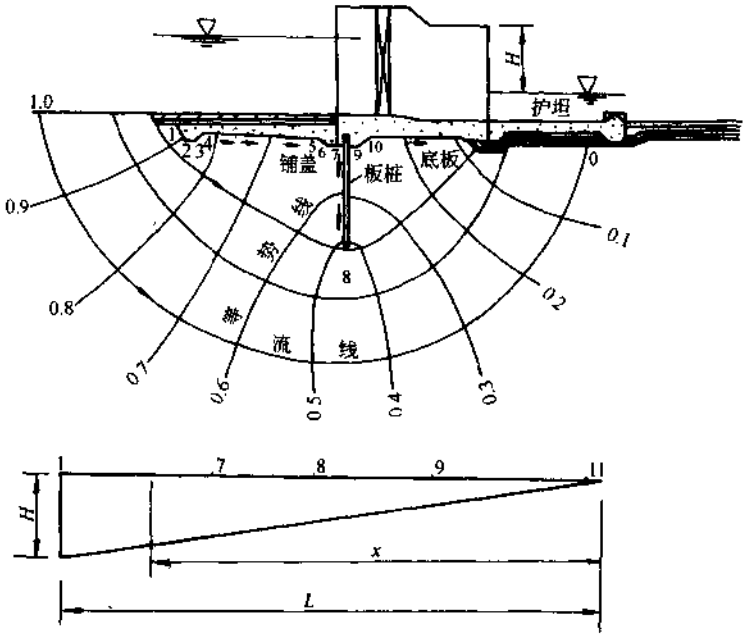


图 2-61 闸基渗流及渗压分布

1) 地下轮廓线长度的确定:规模较小的水闸常用渗径系数法确定地下轮廓线的最小长度,计算公式为

$$L = CH \tag{2-83}$$

式中 L——地下轮廓线长度(m);

H——上、下游水位差(m)；

C——渗径系数，C 值见表 2-55。表中数值为《水闸设计规范》(SD 133—84)所采用的数值。

渗径系数 C 值　　表 2-55

排水条件＼地基土质	粉砂	细砂	中砂	粗砂	中细砾	粗砂夹卵石	砂壤土	壤土	黏土	轻粉质砂壤土
无反滤层	—	—	—	—	—	—	—	4~7	3~4	—
有反滤层	9~13	7~9	5~7	4~5	3~4	2.5~3	5~7	3~5	2~3	7~9

注：砂土地基设板桩时，C 取小值。

2) 地下轮廓布置：闸基防渗布置采用防渗与排水相结合的方法，即在上游布置防渗设施、下游布置排水，并根据地质条件采用不同的布置方式。

① 粘性土地基：粘性土地基不易发生管涌，但其摩擦系数小，布置时，主要设法降低闸底渗透压力，以改善闸身的稳定，可在闸室上游设水平铺盖，并在保证渗流长度的条件下，将排水设施前移，如图 2-62 所示。

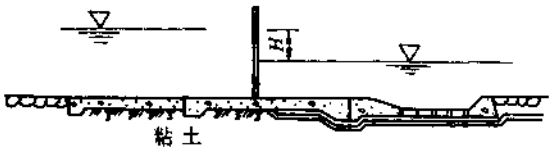


图 2-62　黏性土地基的地下轮廓线布置

② 砂性土地基：砂性土摩擦系数较大，对降低渗压要求相对较小，主要防止渗流变形。当砂层较厚时[图 2-63(a)]，一般采用加长渗径以降低渗流坡降，如在上游采用铺盖与板桩，并将排水布置在闸室下游。当砂层较薄，相对隔水层较浅时，防渗板桩宜插入隔水层，如图 2-63(b)所示。对于粉细砂地基，多防止液化，可采用封闭式布置，将闸基四周用板桩包围起来。

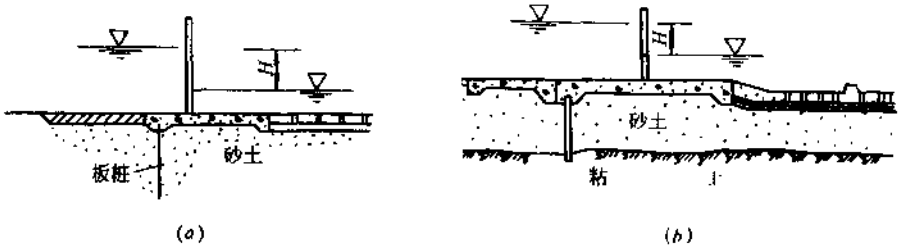


图 2-63　砂性土地基的地下轮廓线布置

③ 渗透压力：在地下轮廓布置完成后，即可根据上、下游水头差和实际轮廓线长度绘制渗压分布图，并按直线比例求得闸下各点的渗压大小，如图 2-61 所示。

(6) 闸室稳定计算：

1) 闸室基底压力：

① 对于闸室布置及受力情况对称的闸孔按式(2-84)计算：

$$P_{\substack{max\\min}}=\frac{\Sigma G}{A}\pm\frac{\Sigma M}{W} \tag{2-84}$$

式中 $P_{\substack{max\\min}}$——闸室基底压力的最大值或最小值(kN/m²)；

ΣG——作用在闸室上的全部竖向荷载包括闸室基底面上的扬压力(kN)；

ΣM——作用在闸室上的全部竖向和水平向荷载对于基础底面垂直水流方向的形心轴的力矩(kN·m)；

A——闸室基础底面的面积(m²)；

W——闸室基础底面对于该底面垂直水流方向的形心轴的截面矩(m³)。

② 对于结构布置及受力情况不对称的闸孔按双向偏心受压公式计算。

在各种计算情况下求得的闸室平均基底压力不得大于地基容许承载力，且基底压力的最大值与最小值之比不得大于表 2-56 中规定的容许值。

闸室基底压力最大值与最小值之比的容许值 表 2-56

地基土质	荷载组合		地基土质	荷载组合	
	基本	特殊		基本	特殊
松软	1.5	2.0	坚硬、紧密	2.5	3.0
中等坚硬、紧密	2.0	2.5			

注：1. 对于大型水闸，采用值可按表列数值适当减小。

2. 对于地基较好、结构简单的中型水闸，采用值可按表列数值适当增大，但增大值不应超过 0.5。

3. 对于地震情况，采用值可按表列数值适当增大。

2) 闸室沿基础底面的抗滑稳定：沿基础底面的抗滑稳定按式(2-85)计算：

$$K_c=\frac{f\Sigma G}{\Sigma H} \tag{2-85}$$

式中 K_c——抗滑稳定安全系数；

f——基础底面与地基土之间的摩擦系数；

ΣH——作用在闸室上的全部水平向荷载(kN)。

摩擦系数 f 值可按表 2-57 选用。

闸室基础底面与地基土之间的摩擦系数 表 2-57

地基类别		f 值	地基类别	f 值
粘土	软弱	0.20~0.25	砂壤土、粉砂土	0.35~0.40
	中等坚硬	0.25~0.35	细砂、极细砂	0.40~0.45
	坚硬	0.35~0.45	中砂、粗砂	0.45~0.50
壤土、粉质壤土		0.25~0.40	砾石、卵石	0.50~0.55

抗滑稳定安全系数见表 2-58。

闸室沿基础底面抗滑稳定安全系数 表 2-58

荷载组合	水闸级别			
	1	2	3	4
基本组合	1.35	1.30	1.25	1.20
特殊组合 Ⅰ	1.20	1.15	1.10	1.05
特殊组合 Ⅱ	1.10	1.05	1.05	1.00

注：1. 特殊组合Ⅰ适用于施工情况、检修情况及校核洪水位情况；

2. 特殊组合Ⅱ适用于地震情况。

(7) 闸门及启闭机:闸门及启闭机是水闸的重要组成部分,用以控制水位、调节流量、宣泄洪水。水闸上的闸门种类和型式很多,主要类别有:

按工作性质可分工作闸门和检修闸门。

按门体材料可分钢闸门、铸铁闸门、木闸门、钢筋混凝土闸门、钢丝网水泥闸门、工程塑料闸门等。

按构造特征可分平面闸门、弧形闸门、拱形闸门、人字闸门等。

以下简要介绍常用的平面钢闸门和弧形钢闸门:

1) 设计要求:闸门要求运用灵活,工作安全可靠,经济耐用,并达到下列要求:

① 闸门应能随时启闭,在各种开度下工作。

② 闸门的止水与闸室埋件接触良好,不漏水。

③ 闸门各部件的设计应符合制造、安装、运用、检修及养护等方面的要求。

④ 闸门埋件更换困难,要注意材料的耐久性和安装的精度。

2) 平面钢闸门:适用于各种大小孔口,闸门门叶可移出孔口,便于检修养护,闸墩长度较弧形门短,对移动式启闭机适应性较好,其缺点是需要较高的工作桥,较大的启闭力。

当需要排泄上游流来的漂浮物或冰凌时,可采用带有舌瓣的平面闸门,当需要降低工作桥高度时,可采用升卧式平面闸门。

工作闸门多采用定轮式支承,以减小启闭力,检修门和启闭力不大的工作门可以采用滑动支承。升卧式平面闸门应用悬臂式支承轮。

① 启门力计算:在动水中平面闸门启门力可按式(2-86)计算:

$$F_Q = n_T(T_{zd} + T_{zs}) + n'_G G \tag{2-86}$$

式中　n_T——摩阻力安全系数,一般选用 $n_T = 1.2$;

n'_G——计算启门力的闸门自重修正系数,一般采用 $n'_G = 1.0 \sim 1.1$;

T_{zd}——支承摩阻力;

T_{zs}——止水摩阻力;

G——闸门自重。

② 闭门力计算:水闸的闸门一般都可靠自重闭门。涵闸中的潜孔闸门,由于水压力引起的摩阻力较大,应计算闸门的闭门力,以判断是否需要加重。

$$F_W = n_T(T_{zd} + T_{zs}) - n_G G + P_t \tag{2-87}$$

式中　F_W——闸门闭门力;

n_G——计算闭门力用的闸门自重修正系数,一般选用 $n_G = 0.9 \sim 1.0$;

P_t——上托力。

其他符号意义同上。

计算结果如 F_W 为负值,则表示依靠闸门自重即可关闭,否则闸门需加重或利用门顶水柱压力,或利用机械下压力等措施。

3) 弧形钢闸门:弧形钢闸门适用于较大的孔口,其工作桥高度较低.所需启闭力较小,不需设闸槽,埋件较少,但闸墩较长,不能提出孔口以外进行检修养护。

水闸中的弧形闸门,一般都能靠闸门自重关闭,故不必计算闭门力。其启门力可按公式

计算为

$$F_Q=\frac{1}{R_2}[1.2(T_{zd}r_0+T_{zs}r_1)+1.1Gr_2] \tag{2-88}$$

式中 T_{zd}——支承铰滑动轴承的摩阻力，可近似地取为 $T_{zd}=f_2P$，P 为闸门所受总水压力，f_2 为摩擦系数(钢对青铜可取 $f_2=0.3$，钢对胶木轴套可取 $f_2=0.2$)；

T_{zs}——止水摩阻力，$T_{zs}=f_3P_{zs}$，其中 P_{zs}为作用在止水上的水压力，f_3 为止水摩擦系数(橡皮对钢 $f_3=0.65$，橡皮对不锈钢 $f_3=0.5$)；

R_2、r_0、r_1、r_2——分别为启门力 F_Q，支承铰摩阻力 T_{zd}，止水摩阻力 T_{zs}和门重 G 对弧形闸门转动中心的力臂；

G——闸门自重。

4) 启闭机：水闸常用的有螺杆式启闭机、卷扬式启闭机和液压式启闭机等。

① 螺杆式启闭机：其结构简单，价格低，在小型工程上应用广泛，起重量一般为 0.3～10t。为避免闭门时压弯螺杆或顶起机座支承梁，对手摇机可配安全联轴节，对电动机，可加设行程限位开关。

② 卷扬式启闭机：采用钢丝绳和卷筒起吊闸门的卷扬式启闭机是目前应用最广泛的启闭机。水闸中常用双吊点 QPQ—2×8～QPQ—2×25 卷扬式启门机，启门高度 8～9m，启门速度约为 2m/s。一般配有行程指示器、限位开关和超负荷断电器等辅助部件。

③ 液压式启闭机：具有布置紧凑，构造简单，以较小动力获得较大起重能力，传动平稳，控制方便，较易实行遥控和自动化的优点，广泛应用于各类闸门，特别是需要外加闭门力，孔数较多的情况。液体介质以油质为主。我国小型液压机系列标准中，QPPY 型为普通型，其启闭容量：单吊点为 6～100t，双吊点为 2×6t～2×100t，各有 13 种。

目前，我国水闸上使用的启闭机大多为电动、手摇两用的卷扬式或螺杆式启闭机。使用液压式的正逐渐增加，由于加工条件限制，推广工作受到一定影响。

随着科技的发展，我国一些重要的水闸已实现了管理运用的遥控和自动化。城镇地区水利设施较多，运用条件有的比较复杂，安全要求较高，如能采用稳定、安全可靠的遥控，自动化设施将有力地提高管理技术水平和水利设施的效益。

2.7.4 灌注桩基水闸

灌注桩是用旋转钻、冲击钻、冲抓钻等钻孔设备造孔后就地浇注形成钢筋混凝土桩。灌注桩基水闸是在闸墩底板范围内设置一排或数排灌注桩以承受水闸的主要荷载。

(1) 灌注桩闸的特点：

1) 闸墩自重及上部传来的垂直荷载由灌注桩传至地基深层，闸基不受表层地基承载力限制，沉陷量也显著减小。

2) 灌注桩嵌固于地基内，桩径一般较大，有利于闸室的抗滑稳定。

3) 施工设备简单、方便，适用于各种土基，特别是松软地基，可减少大量的地基处理工程量，也适用于地震区。

(2) 灌注桩闸的布置：灌注桩闸闸孔净宽可达 20～30m。闸室底板采用分离式，分为墩底板(也称灌注桩承台)和中底板，传力主要靠墩底板。墩底板的长度和宽度随上部结构和

灌注桩数而定。图 2-64 是灌注桩闸桩基布置示意。

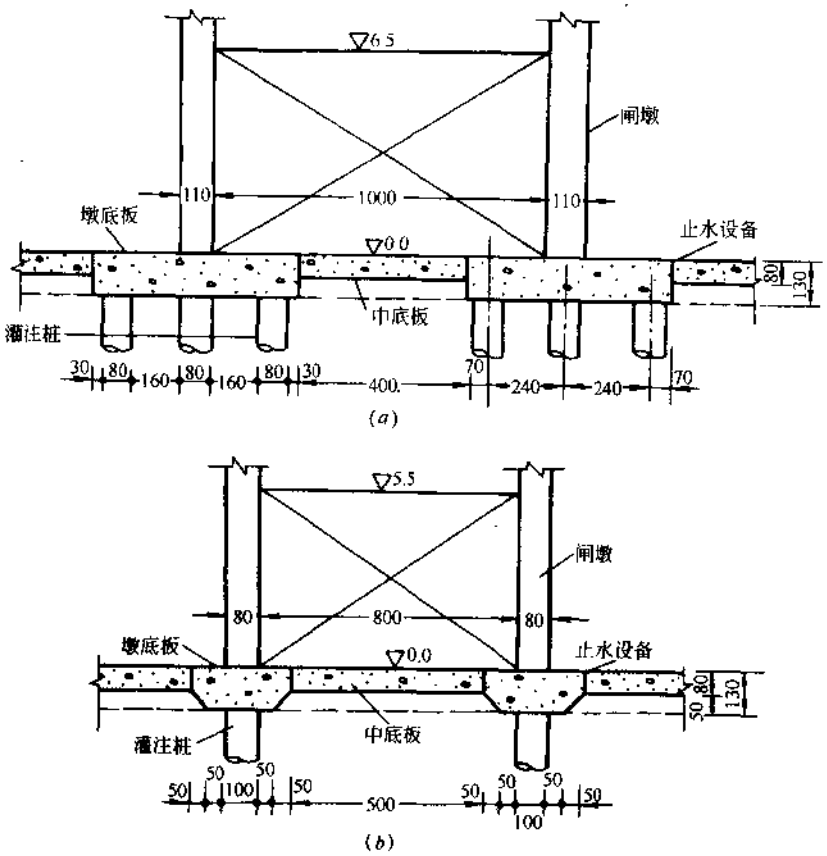


图 2-64　桩基布置示意

(a)、(b)为两种布置

当单个闸墩采用三排或三排以上桩群时，墩底板厚度一般采用 1.2～1.5m。当设置单排桩时，墩底板可采用变厚度，中部厚 1.0～1.5m，两端厚度不小于 0.5m。

中底板一般不分缝，闸孔较大时可适当分缝，其厚度应满足抗浮稳定要求，一般采用 0.5～0.8m。

边墩、岸墙及翼墙下也应设置桩基，以防止与闸室之间出现较大的不均匀沉陷。

(3) 灌注桩的布置和桩数：单排桩常沿水流方向等距离布置，两排以上时，每排桩数不宜少于 4 根，且多用梅花形布置，桩中心距不小于桩径的 2.5 倍，桩长应大于 12 倍桩径。边桩至底板边缘的净距：当桩径 $d<1$m 时，不小于 $0.5d$ 或 25cm；当 $d>1$m 时，不小于 $0.3d$ 或 50cm。布置时应使桩的重心尽量与地基反力合力点相重合，或略偏于底板中心的下游，使各桩受力比较均匀。

灌注桩布置较密，桩径和墩底板断面较大，桩入土深度都远超过嵌固点，桩径均相同。因此，各桩的顶位移和水平承载力可认为都是相等的，故可用式(2-89)计算桩数：

$$T=\frac{\Sigma H}{n}\leqslant[T] \tag{2-89}$$

式中 ΣH——作用于桩基上的总水平力(kN);

n——该底板上桩的总根数;

T——单桩承担的水平荷载(kN);

$[T]$——单桩的容许水平承载力(kN),可参阅表 2-59 选用。

桩的水平容许承载力 表 2-59

(位移 0.5cm)

桩 径(m)	0.7	0.8	1.0	1.1
水平容许承载力(kN)	120~150	160~200	200~250	250~300

桩数及桩位平面布置确定后,即可按式(2-90)分别计算在各种受力情况下单桩上的垂直作用力:

$$P_i = \frac{\Sigma N}{n} \pm \frac{y_i \Sigma M}{\Sigma y_i^2} \tag{2-90}$$

式中 P_i——第 i 根桩上的垂直作用力;

ΣN——垂直力的总和;

n——桩数;

y_i——第 i 根桩距灌注桩群重心的距离;

ΣM——所有外力对灌注桩群重心的力矩。

按式(2-90)可求出每根桩上所受之外力,然后验算原选用的桩长是否满足安全要求。

(4) 其他部位设计:灌注桩基水闸除灌注桩基础、闸室底板及岸墙外,其他部位设计方法与开敞式水闸基本相同。

2.7.5 翻 板 闸

我国在河道上使用翻板闸门较早,有横轴和竖轴两种。当时翻板门尺寸较小,靠人力或简单机械启闭。20 世纪 50 年代开始使用单铰自动翻板门,见图 2-65,由于采用水力自控启闭闸门,不需启闭机和工作桥,构造简单,造价低,发展很快。但是自动开启时,闸门突然翻倒,瞬时水流大量下泄,消能困难,闸门撞击闸墩力量很大,有时造成损坏。为克服这种现象,开始采用多铰翻板门(见图 2-66)。其优点是闸门可逐级绕各铰转动,逐渐开启成不同开度,消能情况较好,并改善了撞击现象,性能显著提高。但是在实际运用中,曾多次发生整扇闸门被洪水冲走的事故。

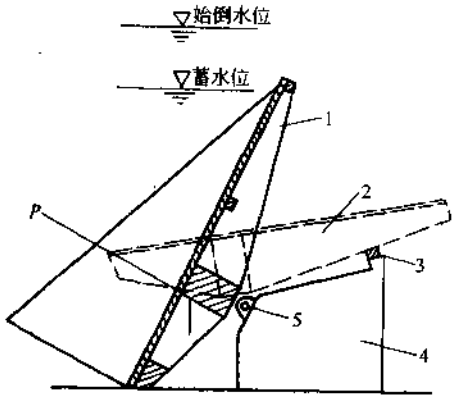


图 2-65 自动翻板闸门示意

1—关门位置;2—开门位置;3—缓冲垫;4—门墩;5—支铰

湖南省湘潭县水电局等单位联合研制出 QI 型曲线铰座水力自控闸门,并于 1979 年建成了第一座曲线铰翻板门,进一步改进了翻板门的铰座。QI 型闸门的优点有:

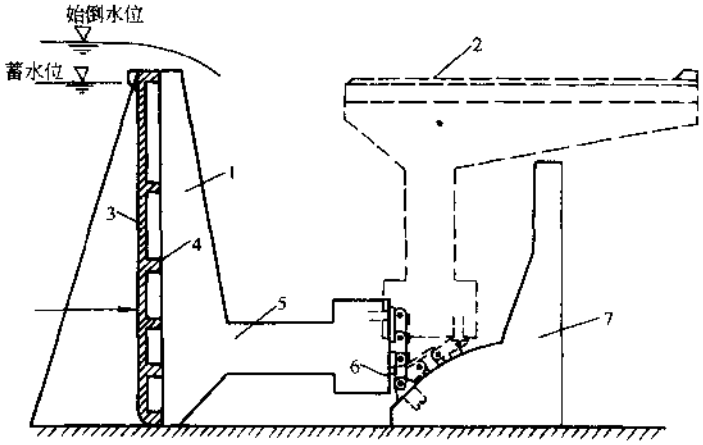


图 2-66　多铰式自动翻板门示意

1—关门位置;2—全开位置;3—面板;4—横梁;5—支臂;6—链条式支铰;7—门墩

(1) 闸门从始开到全开的运转过程中,上游壅高水深仅约为门高的1/10,可减少上游淹没。

(2) 回关水位可以随支座高度进行调整,一般可达到使回关水深在0.75~0.85倍闸前蓄水水深,有利于拦蓄上游来水。

(3) 闸门铰座简单,支点多,工程量小,造价低,运行较稳定,闸门回关顺利,不需人力推拉。过去难以解决的拍打现象基本上得到解决,但在水面宽阔,风浪较大处,仍有可能发生。

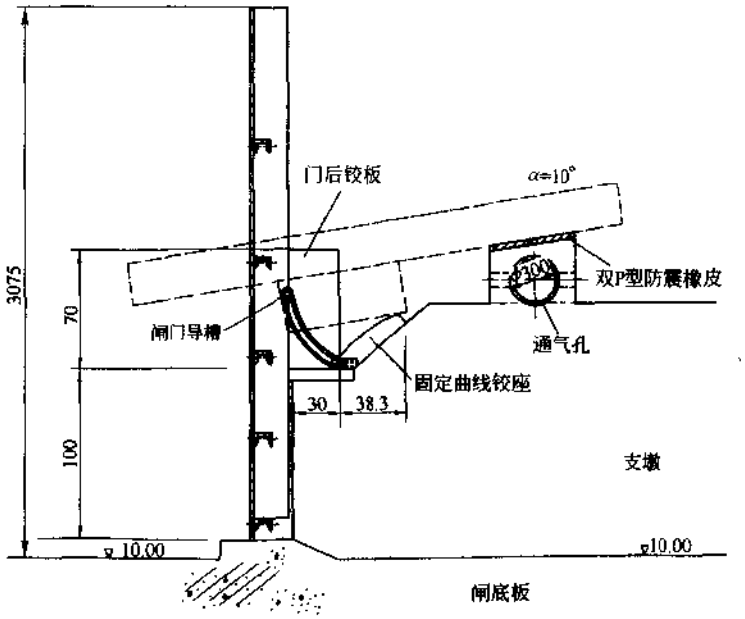


图 2-67　曲线铰座翻板门布置示意

图 2-67 为曲线铰座翻板门布置示意。

水力自控翻板闸门虽然可以自动控制，但往往限于某一水位或几个水位，不如其他闸门的运用灵活，加以运行中影响因素较多，难以达到精确控制，在闸孔较多的水闸中，也难以合理安排开启顺序，不利于消能。为改进自动翻板门的运用条件，往往需要增加一些辅助启闭设备，如在多孔闸中，对中部的一个或几个闸门加设启闭设备，以改善一般情况下运行的灵活性。

2.7.6 橡 胶 坝

橡胶坝是以高强力合成纤维为受力骨架，用合成橡胶粘合制成坝袋，锚固于闸底板上，充水或充气形成的挡水坝。橡胶坝适宜建在水流平稳、泥沙及漂浮物较少、无推移质的河渠上。橡胶坝构造简单，施工方便；工期短，一般 3～6 个月即可建成；三材用量少，造价低、一般较常规水闸可节约投资 30%～60%；自重轻，跨度大，单跨坝长已达 132.5m；坝体阻水影响小，挡水时止水效果好，不漏水；抗震性能好，其缺点是坝袋的坚固性较差，易老化，耐久性低，管理维修比较困难。近年来橡胶坝在我国城镇河湖建设中发展迅速，在防洪、供水、美化环境等方面发挥着良好的功能。

(1) 橡胶坝的类型及组成：橡胶坝有充水、充气、充水充气三种充胀方式。目前，我国多用充水方式。

橡胶坝由坝袋、底板、上游防渗、下游消能防冲设施和充、排水(气)控制系统等组成。橡胶坝土建部分的设计与一般水闸基本相同。

(2) 坝袋设计(参见图 2-68)：坝袋运用中有五种受力情况，其中情况 2 常为设计控制条件。

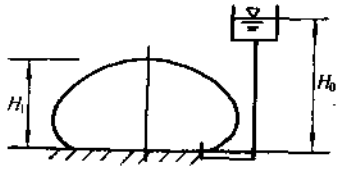
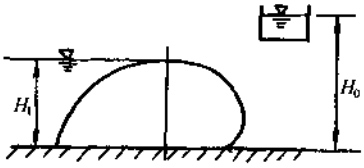
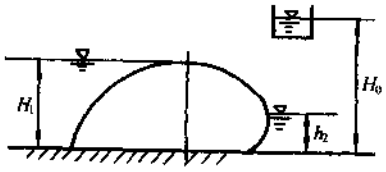
情 况	计 算 简 图	说 明
1		运用前和检查时试充水情况
2		坝袋受力较大，常作为设计荷载情况
3		河道中筑坝常出现此情况

图 2-68 坝袋荷载图(一)

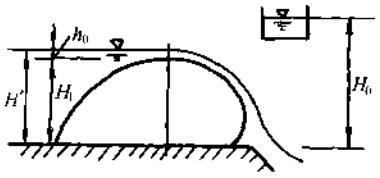
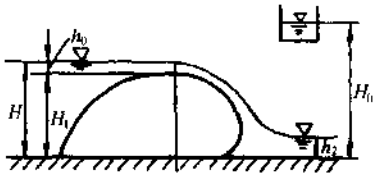
情　况	计 算 简 图	说　明
4		上游水位已超过设计坝高，应降低坝高泄流情况，H' = 上游水位
5		橡胶坝溢流情况 H_t = 设计坝高 H_0 = 内压水头 h_2 = 下游水深 h_0 = 溢流水深

图 2-68　坝袋荷载图(二)

1) 坝袋的强度计算：假定坝袋充胀后为一等强度结构，顺水流向取单宽作计算单元，不计自重和伸长率影响，坝袋的环向拉力(胶布的径向拉力)T 可按式(2-91)计算：

$$T=\frac{1}{2}\left(H_0H_t-\frac{1}{2}H_1^2\right) \tag{2-91}$$

式中　H_0——坝内设计充胀压力(坝袋内水压力)，折合成水柱高，以 m 计；

H_1——坝袋充胀高度(设计坝高)(m)。

H_0/H_1 称为内压比，设计中常采用 $H_0/H_1=1.2\sim1.7$。坝袋的纵向拉力，在两端距岸墙 $2\sim3H_1$ 范围内等于环向拉力，中部可按环向拉力 50% 设计。

2) 坝袋周长计算(见图 2-69)：

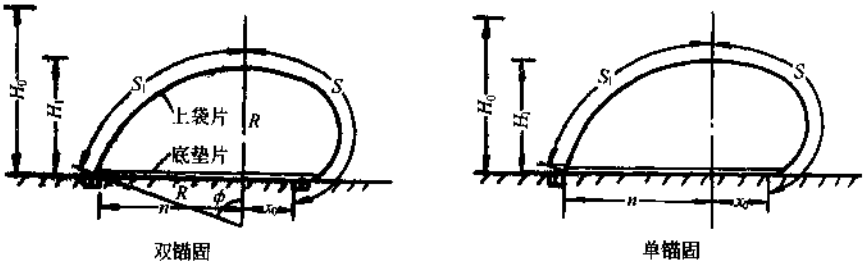


图 2-69　坝袋布置示意

① 坝袋有效周长：

$$L=S_1+S$$

$$S_1+S=\frac{2H_0H_1-H_1^2}{4(H_0-H_1)}\arcsin\frac{2H_1\sqrt{2(H_0-H_1)H_1}}{2H_0H_1-H_1^2}+\frac{H_0^2-(H_0-H_1)^2}{2H_0}$$

$$\times\int_0^{\frac{\pi}{2}}\frac{\mathrm{d}\varphi}{\sqrt{1-\frac{2H_0H_1-H_1^2}{H_0^2}\sin2\varphi}} \tag{2-92}$$

② 贴底长：

$$l=n+x_0$$

$$n+x_0=\frac{H_1\sqrt{2(H_0H_1-H_1^2)}}{2(H_0-H_1)}+\frac{H_0^2+(H_0-H_1)^2}{2H_0}\times\int_0^{\frac{\pi}{2}}\frac{d\varphi}{\sqrt{1-\frac{2H_0H_1-H_1^2}{H_0^2}\sin^2\varphi}}$$

$$-H_0\int_0^{\frac{\pi}{2}}\sqrt{1-\frac{2H_0H_1^2-H_1^2}{H_0^2H_1^2}\sin^2\varphi d\varphi} \tag{2-93}$$

③ 坝袋实际周长：

ⅰ. 双线锚固：

上袋片： $B_1=S_1+S+2\Delta l$ (2-94)

底垫片： $B_2=n+x_0+2\Delta l$ (2-95)

ⅱ. 单线锚固：

坝袋： $B=S_1+S+n+x_0+2\Delta l$ (2-96)

式中 $2\Delta l$——锚固长度。

3) 坝袋单宽容积：

$$V_0=\frac{1}{2}[R_1^2\alpha-n(R_1-H_1)]+\frac{H_0^2+(H_0+H_1)^2}{2}$$

$$\times\int_0^{\frac{\pi}{2}}\frac{\mathrm{d}\varphi}{\sqrt{1-\frac{2H_0H_1-H_1^2}{H_0^2}\sin^2\varphi}}$$

$$-H_0^2\int_0^{\frac{\pi}{2}}\sqrt{1-\frac{2H_0H_1-H_0^2}{H_0^2}\sin^2\varphi}\mathrm{d}\varphi \tag{2-97}$$

式中 $R_1=\frac{2H_0H_1-H_1^2}{4(H_0-H_1)}$，$\alpha=\sin^{-1}\frac{n}{R_1}$

4) 坝袋定型设计：1979 年全国橡胶坝袋定型暨经验交流会通过橡胶坝科研协作组编制的橡胶坝袋定型规格，现摘录于表 2-60 以供参考。

5) 多袋式坝袋：目前国内橡胶坝坝高一般在 1.5～5.0m 之间。已建最大坝高为 6m。实践证明，坝高大于 3m 的橡胶坝宜采用多袋式，即将 2～3 个坝袋垒叠起来组成 2～3 层的橡胶坝。图 2-70 为多袋式与单袋式的比较。

多袋式坝袋材料可分层设计，采用不同强度，降低造价；土建工程量较小；坝袋小，重量轻，加工和搬运较容易；坝袋容积小，充水排水时间短，起作用较快。其缺点是锚固工作量大，升降控制系统的设备及管道较多。1989 年天津市宁河县建成坝高 5m，坝长 125m 的充水式双层橡胶坝。

6) 锚固结构设计：

① 锚固线的布置：锚固线的布置有单线锚固和双线锚固两种。单线锚固只在上游侧设一条锚固线，锚线短、构件少、安装便利、密封和防漏性能好，但坝袋需用材料较多且易振动，

坝高 5m 以下充水式橡胶坝袋定型规格

表 2-60

序号	坝高 H_1 (m)	内压比 H_0/H_1	内压水头 H_0 (m)	计算强度 T (kN/m)	极限强度 (kN/m)	安全系数 K	坝袋周长(m)						坝袋单宽容积 V_0 (m^3/m)	材料的定型和强度				坝袋型号
							双锚有效长度	贴底长度	单锚有效长度	锚固长度	实际周长			锦纶帆布		胶布		
											单锚	双锚		型号	经强/纬强 (kN/5cm)	型号	经强/纬强 (kN/m)	
1	1.5	1.55	2.33	13.1	60	4.6	4.85	2.05	6.90	1.40	8.30	6.25	3.18	J 0606 J 0603	300/300 300/150	J 0606-1 J 0603-1	60/60 60/30	JBD 150-06-1
2	2.0	1.30	2.60	16.0	80	5.0	7.08	3.76	10.84	1.40	12.24	8.48	6.68	J 0808 J 0804	400/400 400/200	J 0808-1 J 0804-1	80/80 80/40	JBD 200-08-1
3	2.5	1.25	3.12	23.4	120	5.02	9.13	5.17		1.40		10.53	11.50	J 0606 J 0603	300/300 300/150	J 0606-2 J 0603-2	120/120 120/60	JBD 250 06 2
4	3.0	1.25	3.75	33.7	160	4.75	11.01	6.19		1.40		12.41	16.60	J 0808 J 0804	400/400 400/200	J 0808-2 J 0804-2	160/160 160/180	JBD 300-08-2
5	3.5	1.25	4.33	45.6	240	5.23	12.30	7.20		1.70		14.50	22.50	J 1212 J 1206	600/600 600/300	J 1212-2 J 1206-2	240/240 240/120	JBD 350-12-2
6	4.0	1.20	4.80	56.0	230	5.00	15.34	9.20		1.70		17.04	32.00	J 1414 J 1407	700/700 700/350	J 1414-2 J 1407-2	280/280 280/140	JBD 400-14-2
7	4.5	1.20	5.40	70.9	420	5.92	17.26	10.35		1.70		18.96	40.46	J 1414 J 1407	700/700 700/350	J 1414-3 J 1407-3	420/420 420/210	JBD 450-14-3
8	5.0	1.20	6.00	87.5	480	5.71	19.18	11.50		1.70		20.88	49.95	J 1616 J 1608	800/800 800/400	J 1616-3 J 1608-3	480/480 480/240	JBD 500-16-3

注：表中锚固长度是按楔形锚固设计的。

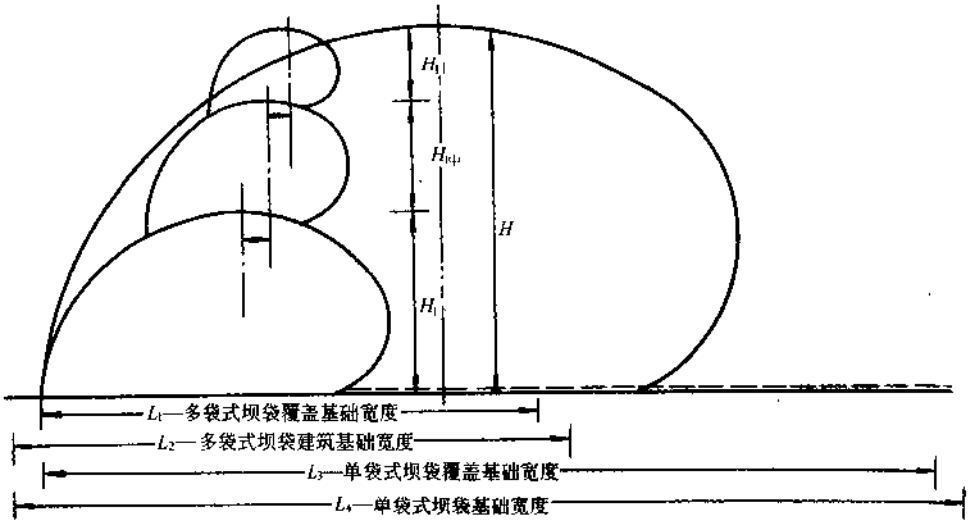


图 2-70 多袋式与单袋式橡胶坝比较

加以常将沙石吸到坝袋下而造成坝袋磨损。单线锚固常用于高度在 1.5m 以下的充水坝。双线锚固在上、下游侧各设一条锚固线，锚线长、构件多，安装工作量较大，密封和防漏处理的工作量也较大。但坝袋两侧锚固后，可动范围缩小，运行比较稳定，振动小，沙石不易吸入袋下，对防振防磨有利，加以两条锚线之间可以用纯胶片代替坝袋材料作为底垫片防渗，在底板防渗性能良好时，甚至可以取消底垫片，从而降低造价。因此，充水坝多采用双线锚固。

② 锚固结构型式：坝袋锚固结构型式主要有以下几种。

ⅰ. 穿孔锚固：锚固处胶布打孔套进预埋的地脚螺栓后用压板锚紧，见图 2-71。此法优点是施工安装和拆卸检修方便，缺点是锚固部位要穿孔，靠压板锚固，需用不易锈蚀的构件。

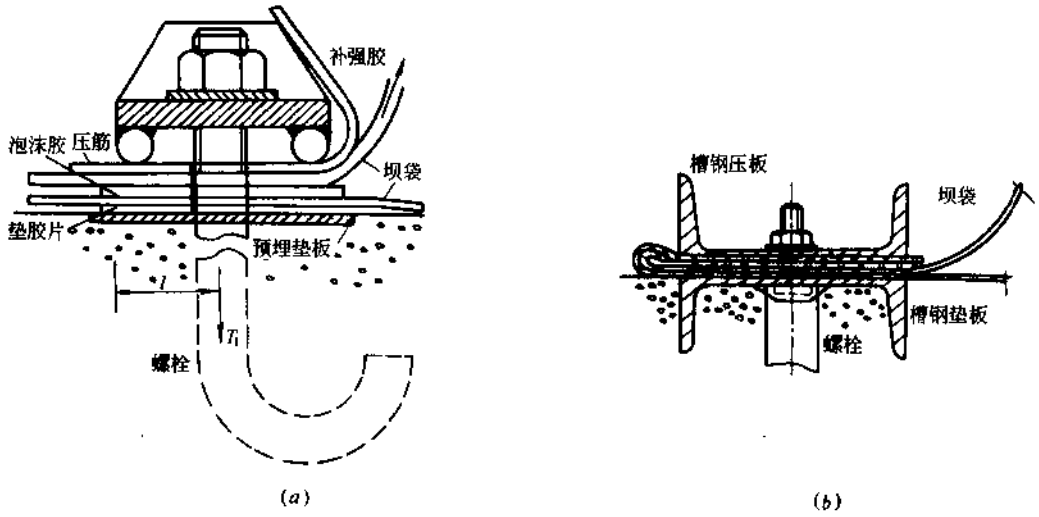


图 2-71 穿孔锚固

(a) Ⅰ型；(b) Ⅱ型

ⅱ. 不穿孔锚固:坝袋不穿孔,减少了薄弱环节,但安装拆卸比较麻烦。图 2-72 所示几种常用的型式。

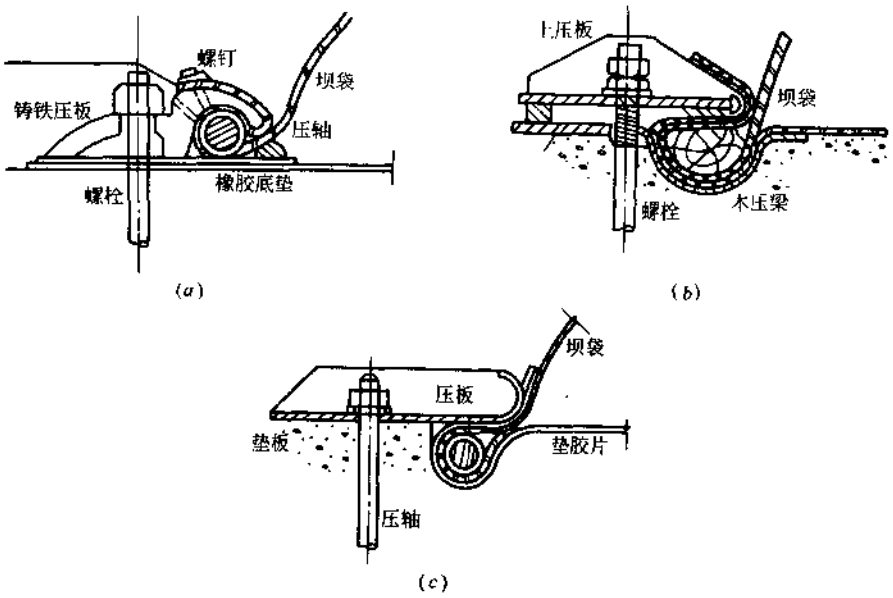


图 2-72　压板式不穿孔锚固
(a)Ⅰ型;(b)Ⅱ型;(c)Ⅲ型

ⅲ. 楔形锚固:楔形锚固是在锚固部位设锚固槽,将坝袋锚固部分的胶布包上木芯放置槽中,用混凝土楔形块楔紧,锚固槽宽 L 约 25～30cm,深 h 为 20～30cm,凹槽深 l 为 7～8cm。前楔块长 50～70cm,后楔块长 20～30cm。1 条前楔块配 2～3 个后楔块。楔形锚固构件形状规则,易加工,安装方便,比较经济。见图 2-73。

ⅳ. 胶囊充水:锚固槽采用椭圆形,充水时胶囊在槽内不转动,槽口处隆起高度较小。如需快速安装或拆除则以此型较好。见图 2-74。

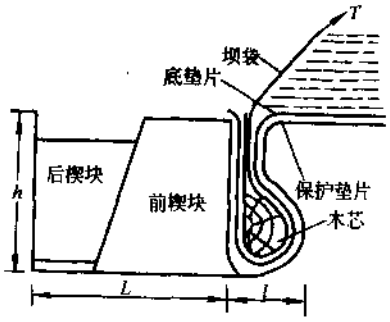


图 2-73　楔形锚固

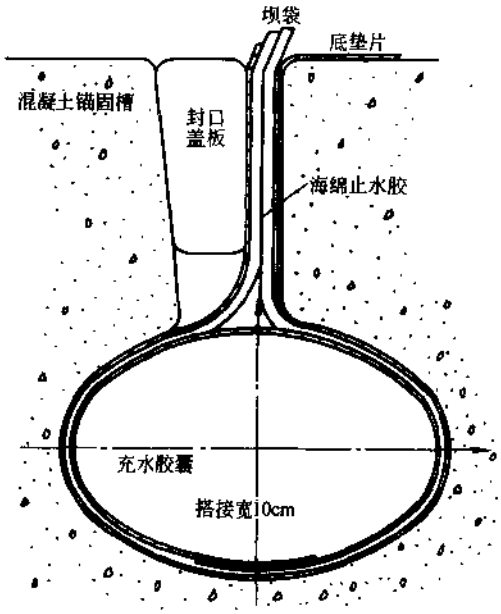


图 2-74　胶囊充水锚固

(3) 坝体升降控制系统:充水式坝体升降控制系统包括水源、蓄水池、提水设备、控制阀门及管线等充水方式可用水泵抽水至蓄水池,泥沙沉淀后自流向坝袋充水。排水方式有自流排水和水泵抽水及自流、抽水相结合的方式。为使坝袋能平稳充水和排空,充排水口应各设两个,靠下游布置。

充水坝袋的安全设备包括:

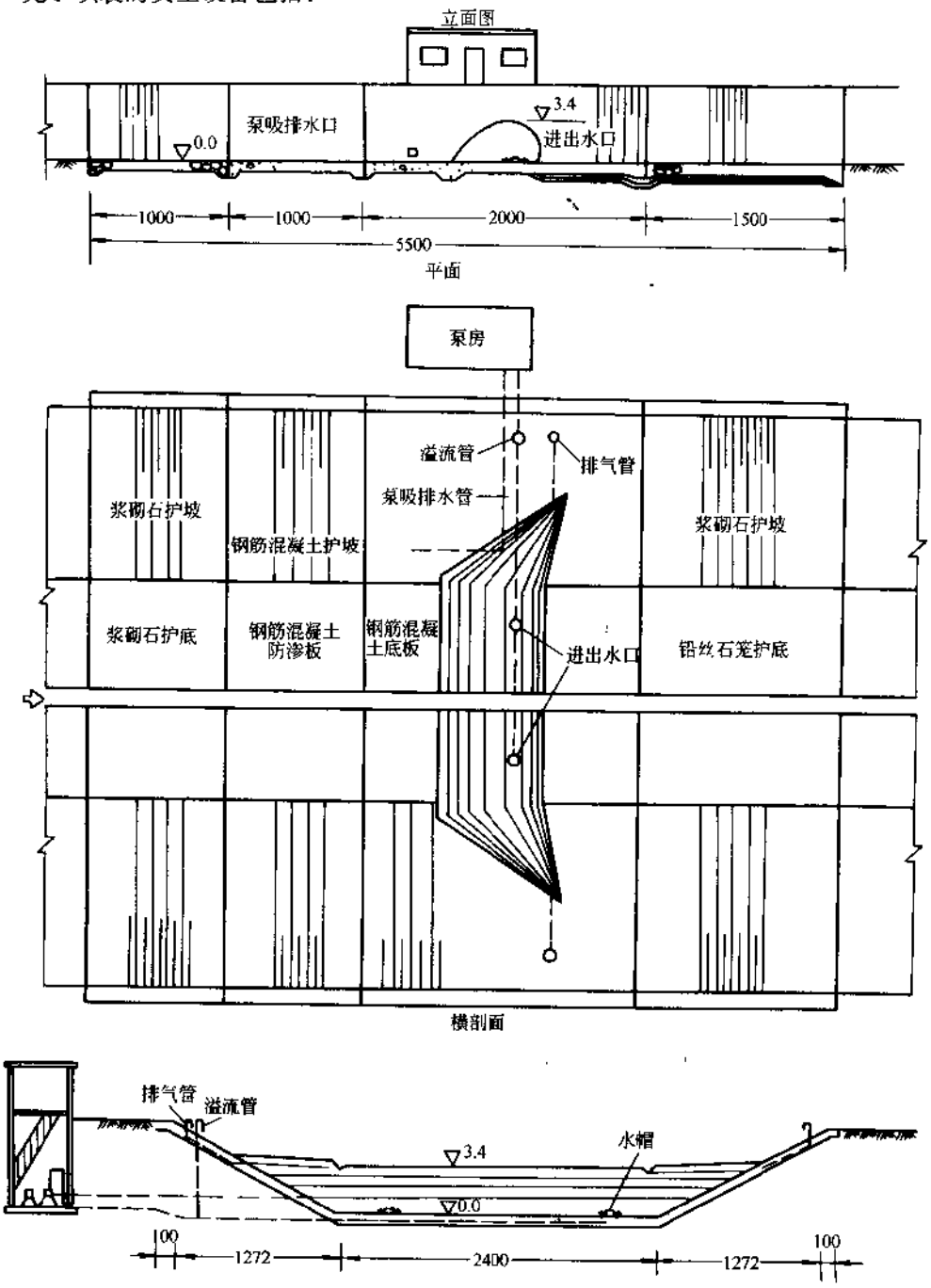


图 2-75 北京右安门橡胶坝布置示意(改建前)

1）溢流管或虹吸管：保证坝袋不超压。

2）浮球阀自动补水装置：保证内压不低于设计内压。

3）排气孔：排除坝内可能出现的空气。

坝袋的充水时间常采用3～8h，排水时间应根据洪水上涨速度确定，一般采用1h左右，充、排水设备能力应能满足相应要求。

（4）工程实例：北京市右安门橡胶坝，是我国第一座橡胶坝，1966年3～7月建成。坝高3.4m，坝长37.6m。坝袋以锦纶丝为受力骨架，用氯丁橡胶粘结，3布4胶，采用螺栓单线压板式不穿孔锚固形式。工程布置见图2-75。

与一般水闸相比，右安门橡胶坝节约投资34%、钢材55%、水泥74%，工期仅4个月。建成后运用正常。由于坝袋存在易老化的弱点，加以上游有污水流入，坝袋投入使用2～3a后，表面出现轻微粉化，4～5a后出现轻度网状裂纹。7～10a后粉化，龟裂现象更明显。15～20a后胶布强度降低约20%。坝袋使用21a后，为保证安全于1987年进行更换。由于低合金钢锚固螺栓锈蚀严重不能再用，在原底板上新浇一层厚40cm的钢筋混凝土底板以便设置锚固槽，并改为双线锚固。坝袋高度，因此减为3.0m。

3 排 水 泵 站

3.1 一 般 规 定

3.1.1 泵 站 规 模

(1) 分类:

1) 按排水的性质,分为污水泵站、雨水泵站、合流泵站、立交排水泵站、污泥泵站等。

2) 按在排水系统中的作用,分为终点泵站、中途提升泵站(加压泵站、接力泵站)等。

3) 按使用水泵的泵型,分为离心泵站、轴流泵站、混流泵站、潜水泵站、立式泵站、卧式泵站等。

4) 按主体地下构筑物的平面形状,分为圆形泵站、矩形泵站、矩形与梯形组合形泵站或其他异形泵站。

5) 按集水池与机器间的组合情况,分为合建式泵站和分建式泵站。

6) 按水泵的启动方式,分为自灌式泵站和非自灌式泵站。

7) 按机器间地面同室外地面的相对高程,分为半地下式泵站和全地下式泵站。

8) 按使用情况,分为永久性泵站、半永久性泵站及临时泵站。

(2) 规模:

1) 泵站规模一般根据设计流量大小确定,单位是 m^3/s、m^3/h 或 m^3/d,已经建成泵站的规模也可以用装机总容量表示。

2) 泵站的设计流量由上游排水系统管道终端的设计流量提供,远期设计流量由城镇排水规划确定。

3) 泵站建设规模应能满足近期及远期发展的需要。在远期流量已经确定的情况下,泵站征地应该一次完成,并根据资金和具体情况,尽量一次建成,或土建一次完成,设备分期安装。

3.1.2 泵 站 组 成

(1) 工艺流程:泵站的工艺流程和主体构(建)筑物的组成,随着泵站性质、水泵型号、布置形式等各种因素而变化。

基本工艺流程见图 3-1:

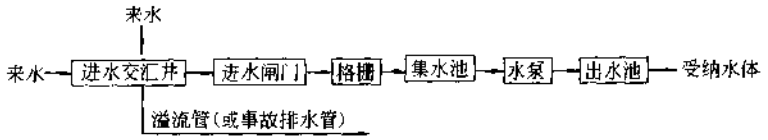


图 3-1　基本工艺流程框图

1) 进水交汇井:汇合不同方向来水,尽量保持正向进入集水池。

2) 进水闸门:截断进水,为机组的安装检修、集水池的清池挖泥提供方便。当发生事故和停电时,也可以保证泵站不受淹泡。

一般采用提板式铸铁闸门,配用手动或手电两用启闭机械。

3) 格栅:拦截进水中大于格栅间隙的污杂物、保护水泵的正常工作。

格栅上的污杂物可以用人工清捞,也可以用机械清污机自动清捞。

4) 前池、集水池:前池可以调整进水流态,集水池的容积可以调蓄变化的进水量,提供水泵机组稳定运行的条件。

前池和集水池一般为钢筋混凝土结构。前池的布置应满足水流顺畅、流速均匀的要求。集水池的布置应满足调蓄容积和水泵吸水管安装的工艺要求。

5) 机器间:包括主厂房和副厂房。

主厂房设置水泵、电机机组及天车等附属设备,立式水泵有时单独设置水泵间及电机间。

副厂房的组成由布置形式决定,一般除设置配电及启动设备外,还设有值班室、控制室。

6) 出水池:汇集各台水泵的出水,调节出水压力,通过出水总管排出泵站。

7) 出水闸门:防止在水泵停止运转时受纳水体或下游排水系统通过出水总管向泵站倒流,并且为水泵的检修维护提供方便。

8) 溢流道(或事故排出口):

① 凡是有溢流条件的泵站,应该设置溢流道;并设溢流闸门控制。

② 有条件时应尽量设置事故排出的管道及闸门,平时闸门关闭,排放要取得当地卫生监督机关同意。

9) 沉泥井:为了减少集水池的淤积,市政排水管道在进入泵站前宜加设沉泥井,沉泥井的窝泥深度可采用管底以下 0.6~1.0m,沉泥槽的形状要满足机械挖泥的要求。

(2) 附属建筑:

1) 生产性的附属建筑有高、低压配电室、变电室、开闭间、工具间、储藏室等。在常年运转的大型泵站或一组泵站的中心站中还应设修配车间。

2) 生活性的附属建筑有办公室、休息室、厨房、卫生间(包括淋浴设施),在一组泵站的中心站,还应设会议室、活动室等。远离居民点的泵站,应根据需要适当设置工作人员的生活设施,如煤棚等。

3) 附属建筑宜采用整体式布置,大中型泵站可为多层建筑,以减少占地、便于管理。

4) 泵站建筑物之间应保持适当的距离,满足防火和交通的要求。附属建筑还应该同地下构筑物保持足够的间距,避免建筑在回填土上,增加基础处理的难度。

(3) 附属设施:

1) 围墙、大门:泵站周围一般设围墙,成为独立的院落。市区内多采用敞开式或半敞开

式围墙，偏僻地区宜采用实体围墙，墙高约2.5m。有时立交泵站可不设围墙，以绿篱或树木与四周建筑物隔开。

进站门应有进出设备的大门和平日管理人员进出的小门。

2）道路：站内应设道路，将主体及附属建筑连通，并满足设备、材料运输、栅渣外运及消防、安全的要求。

站内道路应同市政道路连通，标准可参考道路设计规定。站内道路单独铺设时，路面种类的选择应注意施工的方便。

3）给水：站内必须引入可靠的给水水源，供生产、生活、消防、绿化、清扫使用。进水总管设水表井及总闸。给水管道在引入站内的建筑物时应分设截门，并在院内为绿化、清扫和冲洗格栅工作台设置水龙头。

需要用循环水冷却电机和润滑水泵填料时，应该设置有调蓄水池和专用水泵的供水系统，以保证可靠的水量和水压。给水系统设计参考给水设计手册的规定。

4）排水：站内的排水系统应该雨、污水分流。同泵站性质相同的雨水或污水可直接排入前池。性质不同的应接入市政排水系统。

站内的雨污水一般采用管道排除。地形条件允许时，也可以用暗渠。院内的检查井及收水井的布置要适当，不宜过密。

5）绿化：站内应有适当比例的绿化，以减轻对周围环境的污染，改善工作和生活条件。站内绿化面积的比例，根据所处的位置及环境要求决定，一般应高于城市总体绿化的标准。最低不少于20%。

6）庭院布置：一般泵站院内面积较小，而需要布置的地下管线较多，更有绿化、消防等方面的要求，所以庭院布置必须紧凑有序，地下管线要进行平、立面综合处理，按园林化的标准布置绿化，争取良好的站容站貌。

3.1.3 站 址 选 择

（1）一般原则：

1）符合城市总体规划。

2）靠近排水系统需要提升的管段。

3）靠近下游的受纳水体或排水系统。

4）尽量减少拆迁、少占农田。

5）选择地势较低的位置，以便减少挖深，但不得位于可能发生积水或受洪水威胁的地段。

6）具有比较良好的工程地质条件。

7）交通便利，附近有可以利用的电源、水源、热源。

8）位于城镇夏季最大频率风向的下风侧，并尽量满足环境保护的要求。

9）排水泵站宜设计成单独的建筑物。为了减少臭味、噪声的污染，应结合当地的环境条件，与住房和公共建筑保持必要的距离。

（2）隔离带：在城市规划和选择排水泵站位置时，凡是有条件地方，都应留有绿化带与住房和公共建筑物隔离，隔离带的宽度可以根据气候、风向、泵站性质、规模等因素确定，建议不小于30m。

(3) 占地面积:泵站占地面积与泵站性质、规模大小以及所处的位置有关。根据雨水和污水泵站性质和水量的不同,占地面积控制的指标见表 3-1。

占地面积控制指标　　表 3-1

雨水泵站		污水泵站	
流量 Q(L/s)	占地指标[m^2/(L·s)]	流量 Q(L/s)	占地指标[m^2/(L·s)]
$Q>20000$	0.4~0.6	$Q>2000$	1.5~3.0
$20000>Q>10000$	0.5~0.7	$2000>Q>1000$	2.0~4.0
$10000>Q>5000$	0.6~0.8	$1000>Q>600$	2.5~5.0
$5000>Q>1000$	0.8~1.1	$600>Q>300$	3.0~6.0
		$300>Q>100$	4.0~7.0

注:表中占地指标指泵站围墙以内的面积。

(4) 地形、地质资料:

1) 地形资料:站址必须进行地形图测绘及地物调查。

泵站站址定线和主要建(构)筑物定位设计,一般在 1:200~1:500 地形图上绘制。地形图应测绘地形、地貌、坐标网、水准点,并对地下障碍如涵闸、管道进行调查。附近河渠及受纳水体应测绘纵、横断面图。有房屋拆迁时作分户调查。

2) 地质资料:站址必须进行地质勘查,避免因土质不良,影响建、构筑物的稳定性,以致增加施工难度和工程造价。

通过地质勘查,取样化验的项目,一般有地基承载力、内摩擦角、物理性、渗透性、液化指标等,并须完成站址范围的柱状图及土质分析报告。

钻孔不宜少于三个,注意地质勘探孔位以布置在泵房地基范围之外为宜,避免施工时产生管涌现象,扰动地基。

3.1.4 泵 房 形 式

泵房形式取决于泵站性质、建设规模、选用的泵型与台数、进出水管渠的深度与方位、出水压力与接纳泵站出水的条件、施工方法、管理水平,以及地形、水文地质情况等诸多因素。所以选择排水泵房的形式,应该因地制宜地从设计、施工、管理、造价各方面综合分析,通过方案比较后决定。常用形式的优缺点及适用条件如下:

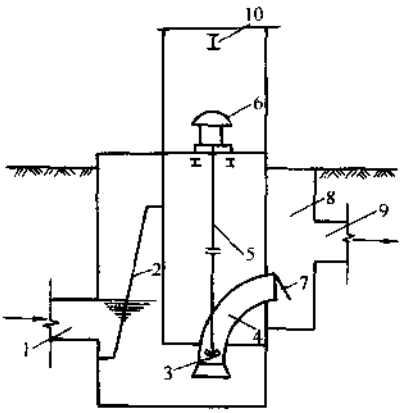
(1) 干式泵房和湿式泵房:立式轴流泵房可以布置为干式或湿式泵房。潜水泵房为湿式泵房。

1) 干式泵房:集水池和机器间用隔墙分开。只有水泵的吸水管和叶轮淹没在水中。机器间能够保持干燥,也避免了污水的污染。具有养护、管理条件好,便于进行机组检修的优点。已经成为城镇排水泵站普遍采用的形式。

2) 湿式泵房:立式电动机设在上部的电机间内,水泵及管件淹没在电机间下面的集水池中。优点是结构简单,集水池有效容积的范围大。缺点是养护管理条件差,设备直接受污水腐蚀。适合在半永久雨水泵站采用。

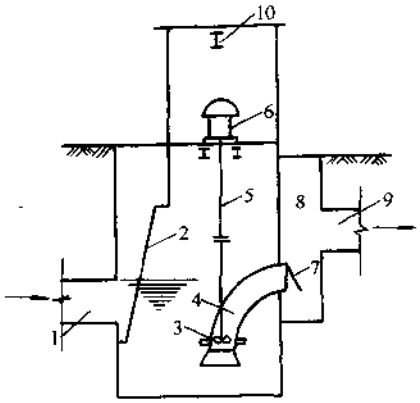
潜水泵由于电动机、水泵特有的潜水功能,设置成湿式泵房是完全适合的。

干式和湿式泵房见图 3-2。



干式雨水泵站

1—来水管渠；2—格栅；3—水泵；
4—压水管；5—传动轴；6—立式电机；7—拍门；
8—出水井；9—出水管；10—单梁吊车



湿式雨水泵站

1—来水管渠；2—格栅；3—水泵；
4—压水管；5—传动轴；6—立式电动机；7—拍门；
8—出水井；9—出水管；10—单梁吊车

图 3-2 干式和湿式泵房

(2) 合建式泵房和分建式泵房：合建式与分建式泵房主要指集水池与机器间是合建在一起，还是分成两个独立的构筑物。应根据水文地质、地形、地物条件，以及水泵型号、管理要求等选定。

1) 合建式泵房：机器间与集水池合建在一座构筑物里面，或上、下设置，或前、后设置。使用立式轴流泵、立式混流泵时，集水池设在机器间地板的下面；使用卧式离心泵或混流泵时，宜用集水池与机器间前后排列，以隔墙分开的形式。合建式泵房大多采用自灌式启动水泵。

合建式泵房还可以将进水闸井、格栅井、集水池、机器间、出水池等部分或全部合建在一座主体构筑物里面，使得布置更加紧凑、合理。但是由于出水池的埋深浅，同集水池底板的高差大，要采取措施防止不均匀沉降，如将出水池底板降低同集水池底板拉平。或将连接处加柔性止水带。合建式泵房的优点是布置紧凑、占地少、水头损失小、管理方便。

2) 分建式泵房：机器间和集水池分建为两个独立的构筑物。机器间可以尽量抬高，减小地下部分的深度，地下式的集水池多为圆形或矩形。两个构筑物的间距和高差，既要满足水泵吸程的限制，也要减少施工中的相互干扰，不宜将机器间的基础落在集水池开挖的范围内。通常为了减小两座构筑物不均匀沉降的影响，在水泵吸水管同机器间和集水池的穿墙处做成柔性接口处理。

分建式泵房的主要优点是结构上处理比合建式简单，施工较方便，机器间也没有被污水渗透的危险。对于土质条件差的泵房，采用非自灌或半自灌启动的排水泵站，分建式可以减少施工困难和降低工程造价。

(3) 圆形泵房和矩形、组合形泵房：泵房下部集水池和上部机器间的形状与水量大小、机组台数、施工条件及工艺要求有关。采用较多的有圆形、下圆上方形、矩形、矩形与梯形组合形等结构形式。

1) 圆形及下圆上方泵房：当泵站规模较小，水泵台数≤4 台泵时，下部结构宜采用圆形，具有受力条件合理、便于沉井法施工的优点，上部建筑可以布置呈圆形或方形，方形机器

间平面利用率高，机组与附属设备布置方便，有利于管理维护。

2）矩形及组合形泵房：当设计规模较大，水泵台数≥4 台时，地下部分多采用矩形或梯形与矩形组合形。组合形更具有水力条件较好的优点。即进水部分包括进水闸门井、格栅井和前池布置成渐扩的梯形；出水部分包括水泵出水管路、出水池、出水闸门，布置成渐缩的梯形，中间呈矩形，下部是集水池，上部建筑是机器间。

矩形及组合形泵房，多采用明开槽或半明开、半支撑的施工方法。矩形地下结构也可以采用沉井法施工。

（4）自灌式泵房和非自灌式泵房：

1）水泵启动时，叶轮和吸水管应及时灌水。灌水的方式有自灌（包括半自灌）和非自灌两种。当最低水位高于叶轮淹没水位时为自灌式，最高水位低于叶轮淹没水位为非自灌式。叶轮淹没水位在最高与最低水位之间为半自灌式。

2）自灌式泵房的优点是不需要设置引水的辅助设备，操作简便，启动及时，便于自控。缺点是泵房深度大，增加地下工程的造价和施工难度，上下巡视也不方便，在地下水高的地方，电机容易受潮，必须加设通风和烘干空气的设施。自灌式泵房在排水泵站应用广泛，特别是在要求开启频繁的污水泵站、要求及时启动的立交泵站，应尽量采用自灌式泵房，并按集水池的液位变化自动控制运行。立式轴流泵房均为自灌式泵房。

3）非自灌式泵房，由于排水泵的吸水管不能设底阀，所以每一次启动都需要采用引水设备灌水启动，手续比较繁琐。但是非自灌式泵房机器间的深度浅，采光和通风条件好，巡视维修方便。所以当地下水位高、地质条件差、施工困难时，以采用非自灌式为宜。如果管理人员能熟练地掌握水泵启动工序，或采取启动一步化的自动操作，也可以达到管理方便的效果。

4）半自灌式泵站：对于进水水位变化较大的泵房，可以采用半自灌的运行形式。即水位高时自灌，水位低时引水灌泵。设计时，泵房的深度由经常水位控制水泵安装高程。既保持自灌启动，同时也配置引水设备，来满足低水位时非自灌的启动要求。

5）常用的引水设备：采用真空泵引水见图 3-3。

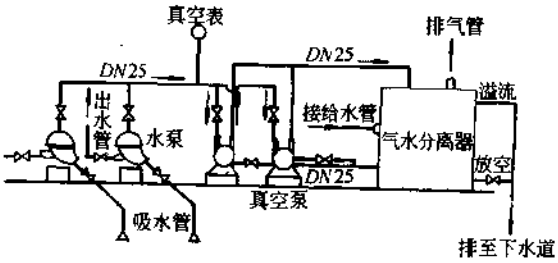


图 3-3　引水设备——真空泵引水

（5）半地下式泵房和全地下式泵房：泵房的机器间包括地上及地下两部分，称为半地下式泵房；地面以上没有厂房，水泵、电机机组全部封闭在地面以下的称为全地下式泵房。

1）半地下式泵房：地面以上建筑物的空间能够满足吊装、运输、采光、通风等机器间的操作要求，并能设置管理人员工作的值班室和配电室。具有良好的运行、管理、维护的工作条件。一般排水泵站均采用半地下式泵房。

2）全地下式泵房：地面以上只留有供出入地下泵房的门（或人孔）、通气孔、吊装孔。所有进出口的高程都应比室外地面高出 0.2m 以上，并高出防洪设计的洪水位 0.5m。全地下式泵站几乎没有占地问题，可以满足在地面上不允许有建筑物的特定地点设置泵房。也减少了噪声、气味对周围环境的污染。

使用非潜水的干式水泵，已很少建设全地下泵房。因为它有通风条件差、容易引起中毒

事故、潮湿现象严重、机组不能保证正常运转、管理人员出入不便、设备进出也很麻烦等诸多缺点，即使采取机械通风、加强自动控制等措施，效果也不理想。但是使用潜水电泵可以满足建设地下式泵房的要求，没有管理人员出入和设备防潮的问题，可设置简单的吊架、罩篷。设备拆装可以采用汽车吊解决，能够充分发挥全地下式泵站的优点。

(6) 示例：各种布置形式见图 3-4～10。

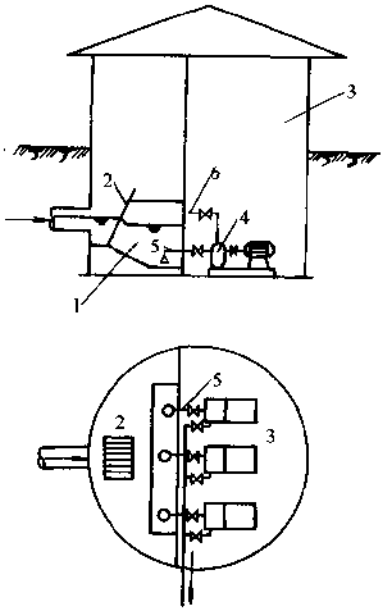


图 3-4 合建、圆形、半地下、自灌式污水泵房
1—集水池；2—格栅；3—机器间；4—机组；5—吸水管；6—出水管

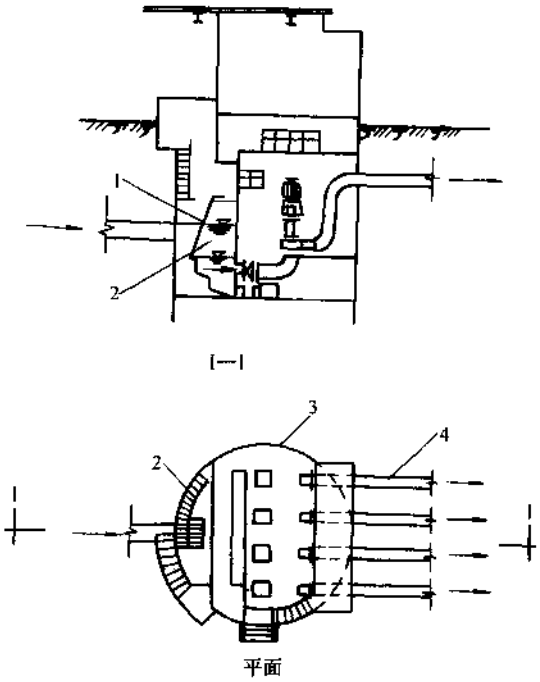


图 3-5 合建、下圆上方形、半地下、自灌式污水泵房
1—格栅；2—集水池；3—机器间；4—出水管

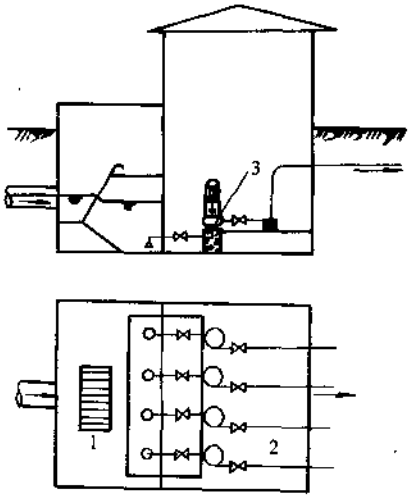


图 3-6 合建、矩形、半地下、自灌式雨水泵房
1—集水池；2—机械间；3—立式水泵

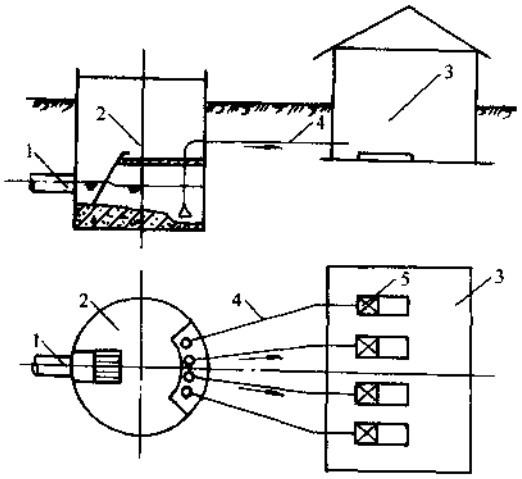


图 3-7 分建、半地下、非自灌式污水泵房
1—排水管渠；2—集水池；3—机械间；4—吸水管路；5—机组

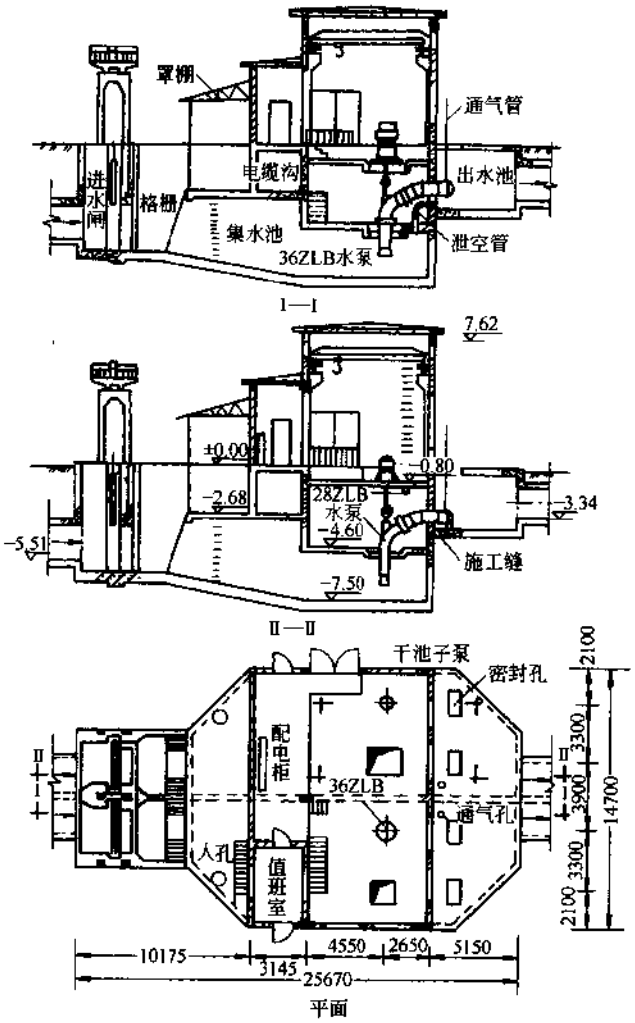


图 3-8　合建、组合形、半地下、自灌式雨水泵房

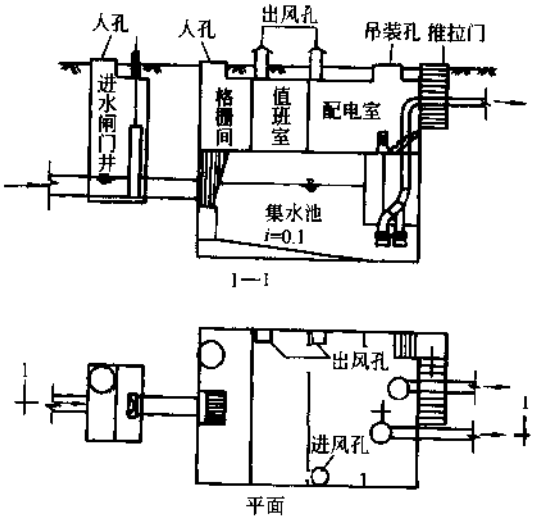


图 3-9　合建、矩形、全地下、自灌式立交排水泵房

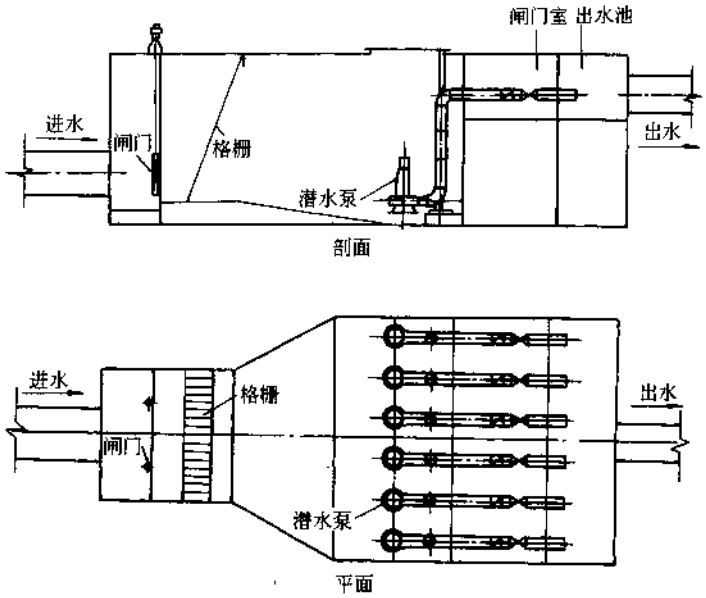


图 3-10 合建、组合形、全地下、潜水泵房

3.1.5 格 栅

格栅拦截雨水、生活污水和工业废水中较大的漂浮物及杂质，起到净化水质、保护水泵的作用，也有利于后续处理和排放。格栅由一组(或多组)平行的栅条组成，斜置在进站雨、污水流经的渠道或集水池的进口处。有条件时应设格栅间，减少对周围环境的污染。

清捞格栅上拦截的污物，可以用人工，也可以用格栅清污机，并配以传送带、脱水机、粉碎机及自控设备。新建的城镇排水泵站，比较普遍地使用了格栅清污机，达到了减轻管理工人的劳动强度和改善劳动条件的效果。

(1) 栅条：

1) 栅条断面：应根据跨度、格栅前后水位差和拦污量计算决定。栅条一般可采用 10mm×50mm～10mm×100mm 的扁钢制成，后面使用槽钢相间作为横向支撑，通常预先加工成 500mm 左右宽度的格栅组合片。

2) 栅条间隙：根据水质、水泵类型及叶轮直径决定，按照泵站性质，一般污水格栅间隙 20～25mm，雨水格栅间隙≥40mm；按照水泵类型及口径 D，应小于水泵叶片间隙。一般轴流泵$<\frac{D}{20}$，混流泵和离心泵$<\frac{D}{30}$。

格栅间隙总面积应根据计算确定。当用人工清除时，应不小于进水管渠有效断面的 2 倍，机械清除时应不小于 1.2 倍，格栅的详细计算另见第 5.1 节。

(2) 流速：格栅通过设计流量时的流速一般采用 0.8～1.0m/s，格栅前渠道内的流速可采用 0.6～0.8m/s，栅后到集水池的流速可采用 0.5～0.7m/s。

(3) 格栅倾斜角度：格栅倾斜角度为 45°～75°，一般机械清污时≥70°特殊情况也采用 90°垂直格栅，人工清污时≤60°。

(4) 工作台(算台):

1) 人工清捞格栅工作台上部是敞开式,周围可设防护栏杆或矮墙(高 1m)。工作台上设遮阳防雨顶棚,以改善工作条件。并应安装工字钢梁、电动或手动葫芦,为吊运污物及拆装格栅提供方便。

2) 格栅工作台的高程,应高出最高设计水位(或可能出现的最高水位)以上 0.5~1.0m。并应不低于溢流管水位,但工作台至格栅底高差不宜太大,用人工清除污物时一般不宜超过 4m,高差太大时应设上下双层格栅。用机械清污时,尽量不超过 6m。注意根据不同宽及深度选择适用的除污机。

3) 格栅与水泵的吸水管之间,最好不留敞开部分,以防物件掉入和保证操作人员的安全。

4) 工作台要设楼梯,向上至地面宜为混凝土阶梯;向下至池底可设人孔(直径为 1.5~1.8m)加盖和铸铁踏步。台上可设铸铁箅子(或带梅花孔的混凝土板)用以泄水。

5) 在工作台约 1m 高的墙壁上,可设不小于 ϕ25mm 水龙头,以便冲洗。工作台地面应设 1%坡度坡向泄水孔,平台迎水面应设防滑栏杆。

6) 格栅工作台平面尺寸:人工清除的格栅工作台沿水流方向的长度不应小于 1.2m。

(5) 机械格栅:城镇雨、污水及合流泵站,应尽量采用格栅清污机。目前国内常用的格栅形式按栅条分为直条、弧形和回转式。常用的清污机按安装形式分为固定式和移动式;按驱动齿耙的方式分为臂式、链式和钢索牵引式。

格栅宽度不大于 3m 时,使用固定式清污机,大于 3m,宜使用移动式或多台固定式清污机;格栅深度不大于 2m 宜采用弧形格栅清污机,大于 7m,宜采用钢丝绳清污机。为了保证来水全部经过栅条,栅条的高度应比正常高水位高出≤1.0m。在使用机械清污的同时,要尽量考虑人工清污的可能性,以便在清污机械故障时,维持泵站运行。

格栅清污机应配有自动控制和保护装置。控制水泵同步运行、定时或由格栅前后水位差控制开停;并应具备符合电气安全要求及超载时自动保护功能。参见表 3-2,详见《给水排水设计手册·材料设备》(续册)第 3 册。

常用格栅清污机性能　　表 3-2

机　型	池　深	栅条间距(mm)	格栅宽度(mm)	安装角度(°)	备　注
ZF 型自动固液筛分机	较　浅	1~20	500~2000	50~80	由齿耙组成格栅
CH 型正耙回转格栅	中等深度	10~50	800~2000	60~90	
XWB 型背耙式除污机	中等深度	8~100	500~3000	75~80	
ZZG 型链条式格栅除污机(高链式)	中等深度	20~25	1200~2800	60~75	
CGC 型垂直格栅自动除污机	较　深	25~60	800~3000	90±1	栅条高 0.8~3.0m
SYGJ-01 型伸缩臂清污机(移动式)	较　深	>50		60~70	齿耙宽 0.8~1.2m
YCB 垂直耙斗除污机(移动式)	较　深	25~150	1500~5000	90	提升高度 12m
BLQ-Y 型台车式清污机(移动式)	较　深	10~100	1000~3000	60~90	提升高度 4~12m

3.1.6 集 水 池

(1) 集水池容积:集水池容积根据进水管的设计流量,水泵抽升能力、台数、工作制度、启动时间、开停次数以及泵站前的进水管道是否可以作为调蓄容积而定。

集水池容积要满足水工布置、安装格栅、安装水泵吸水管的要求,而且在及时将来水抽走的基础上,既要避免水泵启闭过于频繁,又要减小池容,以降低运行和施工费用,减轻杂物的沉积和腐化。

集水池容积一般指死水容积和有效容积两部分。死水容积是最低水位以下的容积,主要由水泵吸水管的安装条件决定。死水容积不能作为集水池的有效容积。

(2) 集水池的水位与有效容积:

1) 集水池的最高水位与最低水位:集水池水位是指进水干管设计水位减去过栅损失至集水池的水位。

① 最高水位:在正常运行中,进水达到设计流量时,集水池中的水位。

一般雨水按进水干管满管流的水位,污水按设计充满度的水位。

② 最低水位:最低水位取决于不同类型水泵的吸水喇叭口的安装条件及叶轮的淹没深度。

确定的最低水位应该同时满足不高于按照集水池最高水位和集水池有效容积推算的最低水位,以及根据管道、泵站养护管理需要的最低水位。

一般雨水按相当于最小一台水泵流量时进水干管充满度的水位,污水按管底或低于管底的高程确定最低水位。见图 3-11。

2) 自灌式(半自灌式):卧式离心泵见图 3-12 (a)。

当吸水喇叭口流速 $v=1.0\text{m/s}$ 时,$h=0.4\text{m}$;$v=2.0\text{m/s}$ 时,$h=0.8\text{m}$;$v=3.0\text{m/s}$ 时,$h=1.6\text{m}$。一般可采用 $v=1.0\text{m/s}$ 时,$h=0.4\text{m}$。

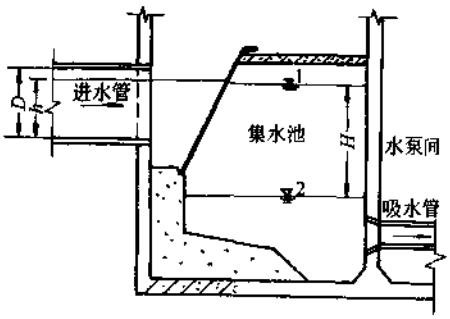


图 3-11 集水池有效容积示意

1—最高水位(开动水泵时出现的最高水位);

2—最低水位(停泵时之最低水位);

H—有效水深

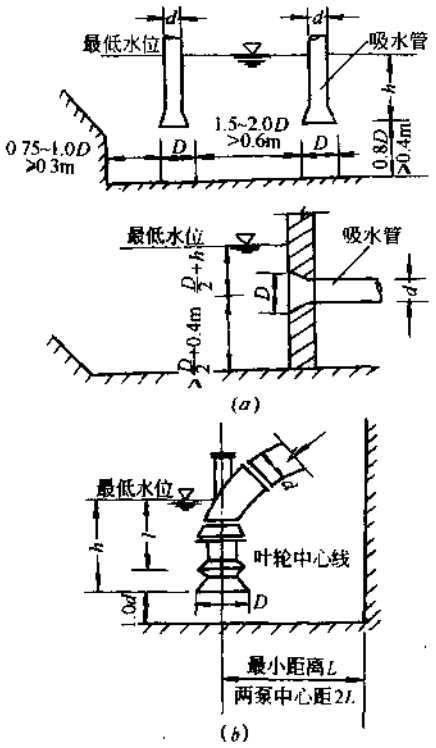


图 3-12 集水池最低水位

(a)卧式离心泵;(b)立式轴流泵

立式轴流泵：其叶轮淹没深度与水泵大小、转速有关，见图 3-12(*b*)及表 3-3。

l 及 *L* 值　　表 3-3

水泵型号	转数 *n*(r/min)	*l* 值(mm)	*L* 值(mm)
14ZLB-6.2	1450 960	1000 250	≥800 两泵中心距≥1000
20ZLB-70	720 960	500 700	≥1100 两泵中心距≥2200
28ZLB-70	580 720	350 1250	≥1500 两泵中心距≥3000
36ZLB-70	480	690	≥1800 两泵中心距≥3600
40ZL$^{B}_{Q}$-50	585	2000	≥2000
50ZLQ-$^{50}_{54}$	485 585	4500 4970	轴中心距吸水口 4500
56ZLQ-70	290	1205	轴中心距吸水口 4620

(3) 集水池有效水深：最高水位和最低水位之间的水深，见图 3-11 值。

(4) 集水池有效容积：

1) 根据排水规范，集水池的有效容积应根据水量、水泵能力和水泵工作情况等因素确定。一般应符合下列要求；

① 污水泵房的集水池容积，不应小于最大一台水泵 5min 的出水量。如水泵机组为自动控制时，每小时开动水泵不得超过 6 次。

② 雨水泵房的集水池容积，不应小于最大一台水泵 30s 的出水量。

③ 初沉污泥和消化污泥泵房的集水池容积，应按一次排入的污泥量和污泥泵抽送能力计算；活性污泥泵房的集水池容积，应按排入的回流污泥量、剩余污泥量和污泥泵抽送能力计算。

2) 在液位控制水泵自动开停的泵站，可以用集水池的来水和每台水泵抽水之间的规律推算出有效容积的基本公式为

$$V_{min}=\frac{T_{min}Q}{4} \tag{3-1}$$

式中　V_{min}——集水池最小有效容积(m^3)；

T_{min}——水泵最小工作周期(s)；

Q——水泵流量(m^3/s)。

因此，水泵的最小有效容积与水泵的出水量和允许的最小工作周期成正比。只有单台泵工作时，所选水泵的流量为来水量的两倍，则泵的工作周期最短。

3) 水泵工作情况特殊的泵房，如电动机调速运行的泵站可以根据具体情况推算。

4) 水标尺：在集水池侧墙明显的位置设水标尺或液位计，并引入机器间或值班室，以供控制水泵启闭和记录水位时观察之用。

(5) 集水池形式及吸水管布置：

1) 集水池的形状、尺寸及泵吸水管的布置适当与否，直接影响到水泵的运行状态，特别是立式轴流泵、立式混流泵等叶轮靠近吸水管进口的情况，其影响更大。如果形状和布置不当，池内会因流态紊乱，产生漩涡而卷入空气，从泵的吸水管进入水泵，影响泵的性能，出现汽蚀现象，加速水中叶轮的磨损。

2) 吸水管布置：为得到较好的吸水效果，应注意以下几点：

① 要使来水管(渠道)至集水池进口不发生方向上的急剧变化或显著的流速变化，流向集水池的流速最好平均为 0.5～0.7m/s，不大于 1.0m/s。

② 因集水池过宽也会产生漩涡，为防止水发生偏流和回流，应设置整流板(导流板)。

③ 加深吸水管的淹没深度，其最小尺寸见图 3-12 或为吸水管管径的 1.5 倍。

④ 吸水管喇叭口至集水池底距离不宜过大，也不宜太小，否则效率会降低，一般为 $0.8D$ 或 $1.0D$，见图 3-12。

3) 集水池形式与吸水管布置，见图 3-13。

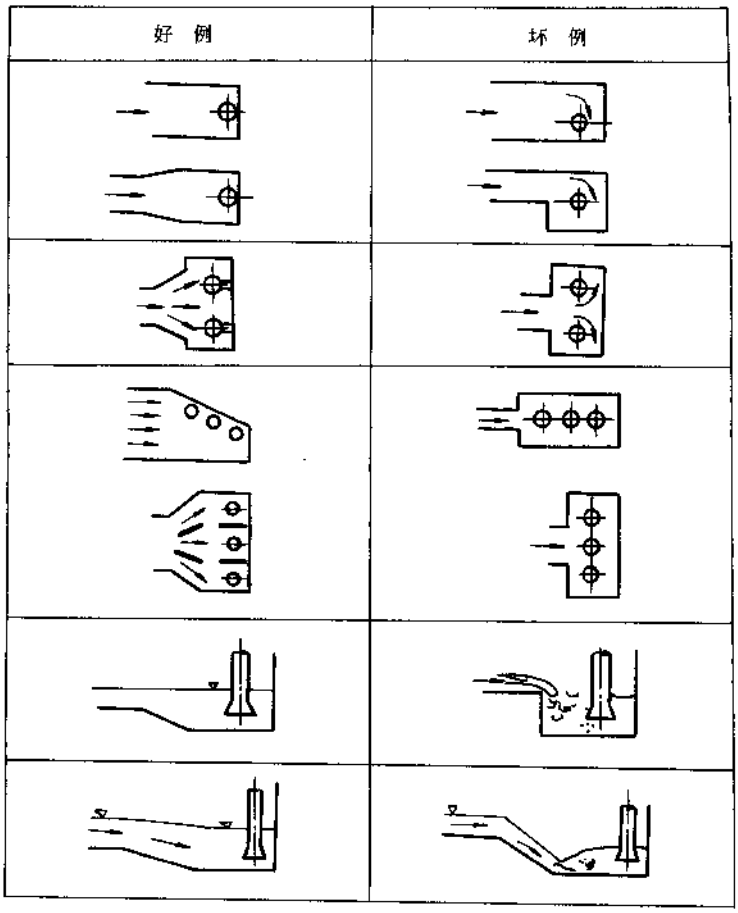


图 3-13 集水池布置形式与吸水管布置

4) 池底布置：集水池进水管管底与格栅底边的落差不得小于 0.5m。以防止淤积的杂物影响过水断面。集水池池底应做成 0.01～0.02 的坡度，坡向吸水坑。吸水坑的深度一般采用 0.5～0.6m。

5) 松动沉渣设备:集水池面积较大(大于 $50m^2$)时,应装置松动沉渣设备。如采用离心泵,一般可在水泵出水管上安装回流反冲管,伸入吸水坑内;或在集水池的两侧安装喷嘴射向池底,喷嘴控制阀可设在机器间内以便于操作。设计时应考虑将池角抹成弧形,避免死角。见图 3-14。

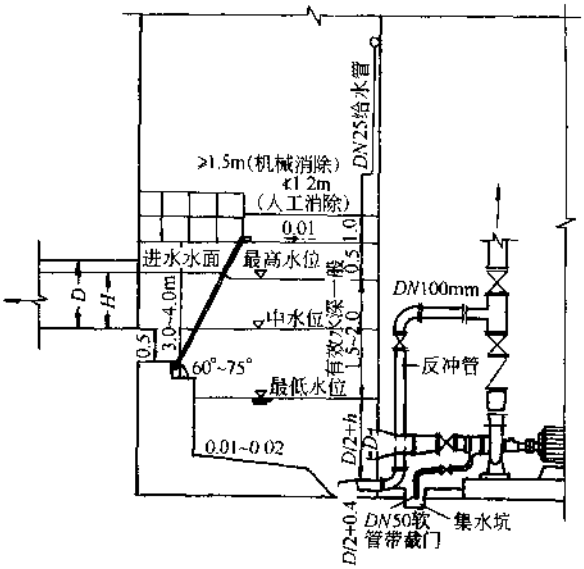


图 3-14　格栅间集水池及水泵间反冲洗管安装图

6) 排空和清泥:为便于集水池的排空和清泥,除检查孔外,应留有安装临时污泥泵的孔洞和位置。在必须连续运转泵站中,宜将集水池分为可连通的两格(中间以闸板分隔),以便检修。

必要时应备橡胶或塑料软管,以便冲洗时用。

7) 照明:照明设备所选用器材应耐蒸汽腐蚀,并须防爆。照明灯安设位置要考虑更换的可能性。

3.1.7 机 器 间

机器间布置应满足设备安装、运行、检修的要求,要有良好的运输、巡视和工作的条件,符合防火、防噪声及采光的技术规定,做到管理方便、安全可靠、整齐美观。

(1) 机器间尺寸:

1) 机器间的平面尺寸:主要决定于设计水量、所选水泵的型号和数目、管件的布置、起重条件以及泵站的深度,要求对地面和空间充分利用,为保证管理人员的通行和水泵的拆卸安装,泵站机器间布置应符合有关规定,机组的一般布置尺寸,见表 3-4。

机组布置间距　　表 3-4

序号	布 置 情 况	最 小 距 离	一般采用距离
1	两相邻机组基础间的净距: (1) 电动机容量≤55kW 时 (2) 电动机容量>55kW 时 (3) 轴流泵和混流泵泵轴间距	 不得<0.8m 不得<1.2m 应为口径的 3 倍	 1.0~1.2m 1.5~1.6m

续表

序号	布 置 情 况	最 小 距 离	一般采用距离
2	无吊车起重设备的泵房	至少在每个机组的一侧应有比机组宽度大 0.5m 的通道，但不得小于 1 条之规定	
3	相邻两机组突出基础部分的间距（或与墙的间距）	应保证水泵及电动机能在检修时拆卸，并不得小于 1 条之规定	
4	作为主要通道的宽度	不得<1.2m	1.5~2.0m
5	配电盘前面的通道宽度： (1) 低压配电时 (2) 高压配电时 当采用在配电盘后面检修时	不得<1.5m 不得<2.0m 距后墙不得<1.0m	1.5~1.6m 2.0~2.2m 1.0m
6	有桥式吊车设备的泵房内应有吊运设备的通道	应保证吊车运行时，不影响管理人员通行	吊装最大部件尺寸加 0.8~1.0m
7	设专用装修点时	应根据机组外形尺寸决定，并应在周围设有不小于 0.7m 的通道	周围设有 0.7~1.0m 通道
8	辅助泵（真空泵、排水泵等）	利用泵房内的空间不增加泵房尺寸，可靠墙设置，只需一边留出通道	

2) 高度：高度是指泵房室内地面与屋顶梁底距离。泵房内不设吊车时，泵房高度以满足临时架设起吊设备和采光通风的要求为原则，一般不小于 3m。泵房内设吊车时，其高度通过计算确定。辅助用房的高度一般采用 3m。

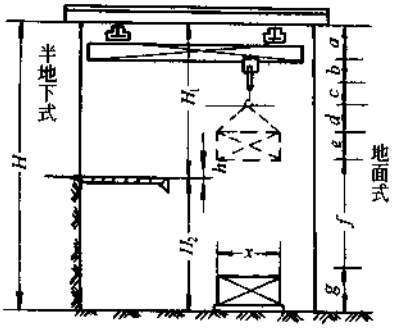


图 3-15 设有单梁悬挂式吊车的地面式和地下式泵房高度简图

① 地面式泵房（见图 3-15）：

$$H = a + b + c + d + e + f + g \quad (\text{m}) \qquad (3\text{-}2)$$

式中 H——泵房高度(m)；

a——单轨吊车梁的高度(m)；

b——滑车架高度(m)；

c——起重葫芦在钢丝绳绕紧状态下的长度(m)；

d——起重绳的垂直长度（对于水泵为 $0.85X$，对于电动机为 $1.2X$，X 为起重部件宽度）(m)；

e——最大一台水泵或电动机的高度(m)；

f——吊起物底部和最高一台机组顶部的距离（一般不小于 0.5m）；

g——最高一台水泵或电动机顶至室内地坪的高度(m)。

② 半地下式泵房：

当 $H_2 > f + g$ 时，

$$H = H_1 + H_2 \quad (\mathrm{m}) \tag{3-3}$$

式中　H_2——泵房地下部分高度(m)；

H_1——泵房地上部分高度(m)；

$$H_1 = a + b + c + d + e + h \quad (\mathrm{m}) \tag{3-4}$$

其中　h = 吊起物底部与泵房进口处室内地坪或平台的距离(一般不小于0.2m)。

当 $H_2 < f + g - h$ 时，

$$H_1 = (a + b + c + d + e + f + g) - H_2 \quad (\mathrm{m}) \tag{3-5}$$

(2) 门、窗、走廊：

1) 门：机器间至少应有一个能满足设备的最大部件搬运出入的门。门宽一般不小于1.5m，高度不小于2.0m。

2) 窗：在炎热地区，窗应尽量面向夏季主导风向，且两边开窗，以造成对流；在寒冷地区，窗应向阳，为使空气对流，背面也可适当开窗。窗的总面积不少于泵房面积的1/6。寒冷地区应设双层玻璃保暖。为了便于开关和清擦玻璃，在室内无走廊的情况下，应考虑可在室外进行工作的条件。门窗应设纱门、纱窗防蚊虫。

门窗材料应能耐久，不变形，以免增加维修工作。

3) 走廊：在较大的泵站内，为了便于管理和使用，靠窗(或靠墙)一边宜设有走廊，其宽度可采用1.0～1.2m，走廊的栏杆高度为0.9～1.0m。

(3) 起重设备：根据泵站的大小和设备的重量等条件，可分别考虑安装单轨、双轨天车等装置，以便于移动和拆装水泵、电机、管道、闸阀等。所有门、过道及孔洞可能用于设备出入和移动的地方，都应有必要的宽度及净空。重量超过1T的立式泵跨越相邻水泵起吊时，应设双轨起重机吊车梁，以免因摆动幅度过大而出轨。采用立式泵时，应能把水泵间的设备吊到电动机间。大型泵站机组部件由汽车后部倒入机器间装卸。为使吊车能正常运行，必须避开与出水管、闸阀、支架、平台、走廊等的矛盾。为减轻工作人员的劳动强度，凡起吊高度大、吊运距离长、起吊次数较多的泵站，应尽量采用电动操作，只有在小型泵站或非常年运转泵站，才采用手动。起重设备一般情况按表3-5选用。

起重设备选择　　表3-5

起重量(t)	起重设备形式	起重量(t)	起重设备形式
小于0.5	移动吊架、固定吊钩或手动单轨吊车	1.0～3.0	电动或手动单轨吊车或双轨桥式吊车
0.5～1.0	手动单轨吊车或双轨吊车	大于3.0	电动双轨桥式吊车

注：1. 起重量：水泵可根据不同结构拆开的部件重，电动机和柴油机则以整台组装总重计算吊车容量。

2. 非常年运转之泵站，标准可适当降低，起重量小于5t时可选用手动操作。

3. 吊高大于6m或机器间的长度大于18m，应采用电动吊运设备。

4. 电动吊车应设车挡。

各种吊车之型号、起重量及构造，详见给水排水设计手册第11册《常用设备》中有关内容。

(4) 地面排水：干式水泵间室内地面应做成0.01～0.02的坡度，倾向排水沟或集水坑。集水坑尺寸，可采用直径为500～600mm，深度为600～1000mm。水泵水封滴水一般要有集水盒通过DN13排水管(贴地面明设)或DN25排水管(暗设)接入集水坑或排水沟内。

为保持室内清洁，应备有供冲洗用的橡胶(或塑料)软管。

排除集水坑之污水用泵有：

1) 5LN-33A 型混流农排泵：价格较低，便于安装，可直接启动，占地面积小。流量为 20L/s，扬程较低，为 4～6m。

2) TC 型和 WZ 型自吸离心泵：无底阀，能自吸，结构简单，维修方便，只是效率较低，为 50%～70%和 22%～35%，流量为 3.8～6.1L/s 和 0.5～7.5L/s，扬程为 11～13m 和 20～42m。

3) 65PWL 型液下立式污水泵：安装时水泵叶轮浸没在抽送的液体中，流量为 3～6L/s 和 5～14L/s，扬程为 4～13m 和 6.5～9m 两种类型。

4) SH 型和 Zh 型手摇泵：构造简单，使用方便，流量为 0.25～1.37L/s，扬程为 30m。

5) 亦可利用污水泵在吸水管处加 *DN*50 软管(带截门)伸入集水坑将污水抽除，见图 3-14。

6) 小口径潜水泵放在集水坑内抽水。

(5) 采光：室内应有充足的自然采光，检修和操作点处灯光要能集中，照明器件应耐蒸汽腐蚀并防爆。

(6) 通风：主要须解决高温散热、散湿和空气污染的问题，夏季室内温度应不超过 35℃，自然通风不能满足时需采用机器通风。自然通风在开窗方向上，注意使空气对流，地下部分在相对应的位置设拔风筒两个，通向室外，风筒进出风口应一高一低，高差不小于 2m，使空气流通；机器通风常用的有轴流排风扇、离心通风机。排风扇一般设在窗子的高处，排成一排，个数可根据气温和机器间大小而定。大型泵房可设机械排风与进风。通风机设在室内，由通风管道将热空气排出室外，并引进新鲜空气。

1) 风量计算有以下两种方法：

① 按泵房换气量计算：泵房每小时换气量应根据室内温度而定，一般应不大于 5 次/h。换气量计算公式为

$$Q = nV \quad (\mathrm{m^3/h}) \tag{3-6}$$

式中 n——换气次数(次/h)；

V——泵房容积($\mathrm{m^3}$)。

② 消除室内余热所需要的换气量为

$$L = \frac{Q'}{C\gamma(t_1 - t_2)} \quad (\mathrm{m^3/h}) \tag{3-7}$$

$$Q' = nN(1-\eta)K \quad (\mathrm{J/h}) \tag{3-8}$$

式中 Q'——泵房内同时运行的电动机总散热量(J/h)

C——空气比热，一般取 $C = 1003\mathrm{J/(kg \cdot ℃)}$；

γ——泵房外空气密度，随温度而变，见给水排水设计手册第 1 册《常用资料》；当 $t = 30℃$ 时，$\gamma = 1.12\mathrm{kg/m^3}$；

$t_1 - t_2$——泵房内外温差(°)；

N——电动机功率(kW)；

η——电动机效率，一般取 $\eta = 0.9$；

n——同时运行之电动机台数；

K——热功换算系数，$K = 860 \times 4180\mathrm{J/(kW \cdot h)}$。

2) 风压计算:风压包括沿程损失和局部损失两部分。

① 沿程损失

$$h_f = Li \quad (\text{MPa}) \tag{3-9}$$

式中　L——风管的长度(m);

i——每米风管的沿程损失,见给水排水设计手册第1册《常用资料》。

② 局部损失为

$$h_l = \Sigma\xi \frac{v^2\gamma}{2g} \quad (\text{MPa}) \tag{3-10}$$

式中　ξ——局部阻力系数,见给水排水设计手册第1册《常用资料》。

风管中的全部阻力损失为

$$H = h_f + h_l \quad (\text{MPa}) \tag{3-11}$$

应根据风量和风压选择风机及通风管道,风机与风管的选用,参见给水排水设计手册第3册《城镇给水》。

(7) 防潮:为防止(或解除)由于雨季和南方黄梅季节连续降雨所产生的湿气,或室内外温差所引起的室内结露,使电动机受潮而不能运转,一般可在电动机上加设散热片,或在电机旁设烘干机,也可在通风管中加设抽屉式空气电加热器,或在电动机两端下部安设电加热器,备用泵的电动机使用前可用红外线烤干或放吸湿剂吸湿。在非全年运转的泵站内,亦可利用反冲管,形成循环抽水,每周可开泵一次,每次运转4~6h,亦可防电动机受潮。

1) 电动机防潮的计算:根据广州电器科学研究所提供的资料,停止运转的电动机,在周围环境相对湿度高于75%时才会受潮。因此,在空气中绝对湿度不变的情况下,可以用升高温度的办法降低湿度。对于停转电动机,用此法使相对湿度降低,就可达到防潮目的。

假设电动机是在40℃,相对湿度为100%的极端不利的条件下停止工作,则电动机内部升高温度可按式(3-12)求出:

$$\varphi = \frac{100e}{E} \tag{3-12}$$

式中　φ——相对湿度;

e——绝对湿度;

E——某温度下的饱和水蒸气压。

已知 $\varphi = 100\%$,40℃的 E_1 为0.07521绝对压力,故

$$e_1 = \frac{\varphi_1 E_1}{100} = 0.07521 \text{ 绝对压力}$$

当 $\varphi_2 = 75\%$时,

$$E_2 = \frac{0.07521 \times 100}{75} = 0.10028 \text{ 绝对压力}$$

$E_2 = 0.10028$ 绝对压力时,查表(见给水排水设计手册第1册《常用资料》饱和水蒸气一节)得温度为45.5℃故电动机内部比周围环境的温度高45.5－40＝5.5℃即可使绝缘附近的相对湿度降低至75%以下。

2) 加热器容量计算:加热器的容量 Q 决定于电动机的结构尺寸为

$$Q = dS(t_1 - t_2) \quad (\text{W}) \tag{3-13}$$

式中 d——表面散热系数[W/(cm²·℃)];

S——电动机表面散热面积(cm²);

t_1——电动机机壳温度(℃);

t_2——电动机周围空气温度(℃)。

一般涂过漆的铸铁或铜表面的散热系数 $d=1.67\times10^{-3}$W/(cm²·℃)。如果考虑到风速影响时,则表面散热系数为

$$d_v=d(1+0.1v) \tag{3-14}$$

式中 v——风速(m/s)。

3) 加热器的形状选择与安装:根据使用要求可选用抽屉式空气电加热器,或外表呈U形电加热器,此种电加热器一般用无缝钢管作外壳,管内设置螺旋形的镍铬合金电阻线,在电阻线与管壁空隙部分充填氧化镁作为钢管与电阻线的绝缘介质,电阻线两端从管内引出连接电源,电热元件可装置成与电动机电源连锁转换,即电动机工作时它断路,电动机停转时它通路。由于管状加热器是选择配用的,因此须在现场加工,亦即根据氧化镁可以加热煨弯的性质,使其呈圆形,以适合电动机定子线包形状。

加热器安装要求如下:

① 要求加热器有较长的使用寿命。

② 装在电动机两端下部的加热器长度按电动机大小面定。

③ 要求加热器本身有较低的表面温度,最好不超过200℃。表面温度低一些可以防止靠近加热器的绝缘层由于过热而加速老化。加热器与线圈端部的距离应以温度不超过该种绝缘长期使用所允许的温度为准。

④ 加热温度应尽可能均匀分布。

⑤ 加热器容量可根据电动机防护形式及尺寸大小决定,开启式电动机应比相应的封闭式电动机加热器容量稍大一些。

4) 吸湿剂去湿:利用一些吸湿性较强的物质(吸湿剂),如生石灰、硅胶木炭、氯化钙、活性氧化铝等固体吸附剂或氯化锂。由于它们的吸湿能力强,能使空气很干燥,吸湿后可加工再生重复使用。

(8) 采暖:在寒冷地区,泵房应考虑采暖设备。工作间取暖设备可安装暖气、火炉等,机器间一般可采用电加热器。泵房采暖温度一般采用15~18℃。

(9) 卫生设备:为方便管理人员清刷地面和个人卫生,应就近设洗手盆或拖布池,接有*DN*25给水管,并备有供冲洗用的橡胶软管。

(10) 建筑:机器间的建筑形式,应符合当地规划的要求,与周围环境协调,建筑风格统一。有条件时,要进行适当装修,讲究立面处理。外墙抹涂料或面砖,内墙用塑料浆抹面。机器间地面可作水泥抹光地面,电机层及控制室、值班室也可铺设水磨石地面。

机器间内值班室向内侧墙宜设大面积、低开、双层玻璃窗。墙壁采用轻质、隔音、保温材料。

3.1.8 水泵、电动机和管件

(1) 水泵:

1) 水泵数量:水泵台数要在扬程、流量合适的基础上,根据水泵特性曲线选用,并应考

虑到泵站构筑物的经济与工艺布置合理。中小型泵站一般不超过4台，大型泵站不超过8台。污水泵站应设备用泵，雨水泵站不设备用泵，但工作泵不应少于2台。

2）选泵：正确选泵是泵站设计的关键。

选泵首先要根据泵站的性质、设计水量和预计的水泵数量、计算出单台水泵的设计水量，再根据对泵站进出水的水位分析和估算的管道水头损失，决定水泵的设计扬程，最高和最低的扬程。要求选用水泵的性能曲线应该在设计流量和设计扬程时的工况点接近最佳效率点，在最高和最低扬程之间运行时，处于高效率区的范围，而且选用的水泵无论在单台泵运行和多台泵组合运行时，都能够有较高的效率和稳定可靠的运行状态。

初步选定水泵以后，要用水泵的实际水量和水泵机管安装设计的结果进行扬程的计算复核。如果水泵在复核扬程条件的出水量同设计流量差距大，则需要将初始选泵的工作反复进行，直至选出符合要求的水泵。

选泵应该通过对多方案进行经济技术分析比较后决定。要符合流量、扬程、效率的要求，而且要达到投资少、电耗低、运行安全可靠、维护管理方便的标准。

3）泵型：泵型应根据水质、水量和提升高度确定，要采用高效率、低能耗，易于检修而又耐用的水泵。在同一泵站内应尽量使用相同类型，相同口径的水泵，以便于维修管理。

排水泵站常选用轴流泵、混流泵、离心泵和潜水泵，其性能范围，见图3-16。详见《给水排水设计手册·材料设备》(续册)第2册。

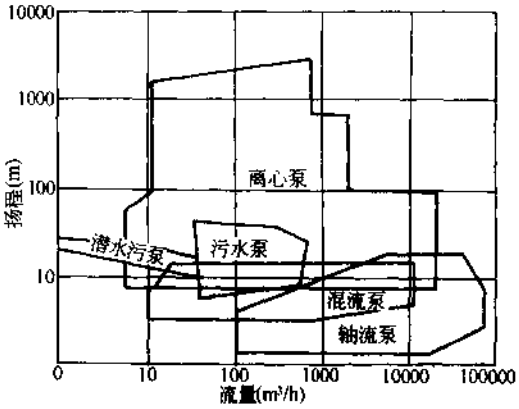


图3-16　常用排水泵性能范围

① ZLB型立式轴流泵：适用于大流量、低扬程的雨水、合流、排灌泵站，设计流量为0.5～15.0m³/s，扬程为3～8m时选用，其主要特点是效率较高，与一般同口径泵(混流泵外)相比，流量约大1/3左右，但轴流泵安装要求稳定性高。

② HLB型立式、HBC型和TL型卧式混流泵，多用于中流量之雨水及合流泵站。当设计流量为0.25～1.0m³/s，扬程为5～9m时选用HBC型泵；流量为0.6～2.5m³/s，扬程为5～10m时选用TL型泵；流量为0.2～3.0m³/s，扬程为7～15m时选用HLB型泵。

③ PW型卧式和PWL型立式离心污水泵，专供吸送污水、污泥用。防腐蚀性能较好、构造简单可靠，对于污水使用维修方便，但效率较低，目前国内产品PW型流量为30～180L/s，扬程为9～25m；PWL型流量为83～260L/s和1300L/s，扬程为7.5～14m。由于流量系列尚不完备，故目前不能完全满足污水泵站的要求。

④ MN型污水泵(立、卧式)，优点是能输送含有固体颗粒和含有纤维材料的污水，是单级单吸蜗壳式泵。但是在运转过程中，须要另用高压清水在水封环中进行冷却和防止污水串流。性能为中扬程(7～15m)，中小流量(0.15～3.0m³/s)，适用于污水泵站。

⑤ MF型污水泵(立、卧式)，优点是适合输送含有固体颗粒和含有纤维材料的污水，泵体和进水管上有检修孔，叶轮检修方便。性能为中扬程(7～25m)，小流量(0.03～0.4m³/s)，适用于小型污水泵站。

⑥ WL 型立式无堵塞排污泵，优点是能有效地输送含有固体物和长纤维的污水，有不易发生堵塞的效果。性能为中扬程(7～25m)，中小流量(0.02～2.8m³/s)，适用于中小型污水泵站。

⑦ WQ 型潜水排污泵，性能及适用范围同 WL 型泵，特点是潜水。

⑧ HQ 型潜水混流泵，中扬程(8～15m)，中流量(0.5～2.0m³/s)，适用于污水、合流泵站。

⑨ ZQ 型潜水轴流泵，低扬程(3～8m)，中流量(0.5～3.0m³/s)，适用于雨水、合流泵站。

⑩ LKX 型大型立式斜流泵，高扬程(10～30m)，大流量(3～10m³/s)，优点是泵转子为可抽出型，检修维护方便。适用于大型雨水泵站。

⑪ JTC 型螺旋泵：产品规格为外径 300～1800mm；低扬程(4～6m)；最大流量为 1.0m³/s。可用于汲送低扬程之污水和污泥，可不设格栅，结构简单，便于维修，由于转速较慢(40～90r/min)，用于提升活性污泥时不会打碎污泥的絮粒，集水井很小，没有泥砂和浮渣问题，可直接提升，出水无压力。但效率低，占地大、气味大。

4) 轴功率计算：

① 水泵的轴功率为：

$$N=\frac{\gamma QH}{102\eta}\quad(\mathrm{kW})\tag{3-15}$$

式中 γ——水的密度(kg/L)；

Q——水泵的输水量(L/s)；

H——水泵的总扬程(m)。

② 水泵发动机所需之功率为

$$N=K\frac{\gamma QH}{102\eta}\quad(\mathrm{kW})\tag{3-16}$$

式中 K——发动机的超负荷系数，可参考给水排水设计手册第 3 册《城镇给水》；

η——水泵的总效率(%)。

5) 水泵工作的特性曲线：水泵的工作点是由水泵的 Q-H 特性曲线与管路的特性曲线相交得出，一般选用效率较高的范围。

6) 管路的特性曲线：水泵的总扬程为

$$H=H_1+\Sigma h\quad(\mathrm{m})\tag{3-17}$$

式中 H_1——吸水高度和扬水高度之和(m)；

Σh——吸水管路和压水管路的总水头损失(m)。

水泵的总扬程也可以用流量的函数来表示：

$$H=H_1+SQ^2\quad(\mathrm{m})\tag{3-18}$$

式中 S——为长度和直径已定的吸水管中的摩擦阻力和局部阻力之和；

Q——水泵输水量(m³/s)。

利用流量函数关系，可绘制某一水泵工作时的管路特性曲线或管路阻力曲线。

水泵产品规格、性能及产地，见本手册第 11 册。

① 并联：在固定压力下，几台相同或不同型号的水泵联合工作来增加排水量，并可提高水泵运转的灵活性及可靠性。

ⅰ. 同型号同口径的水泵并联工作：合成的特性曲线各点是在同一水头上把输水量加

倍，再把所得各点连接起来而成的曲线。见图 3-17。

从图 3-17 中得知两台并联运行时流量为 Q_1，而 $Q_1 = 2Q_2 < 2Q_3$（约小于 15%～20%）。由于管路阻力的存在，即使两台并联运行，流量也不足两倍的关系。并联运行时流量增加的比例，随着管路阻力曲线的变陡而减小。

ⅱ．特性曲线不同的水泵并联工作：见图 3-18。只有在第一台水泵产生的水头由于输水量的增加而减小到相当于点 A 的数量之后，第二台水泵才能协同第一台水泵开始并联工作。合成特性曲线应从点 A 开始，再按通常的方法绘制，即把两条特性曲线上相当于同一水头之点的横坐标加起来并连成曲线。

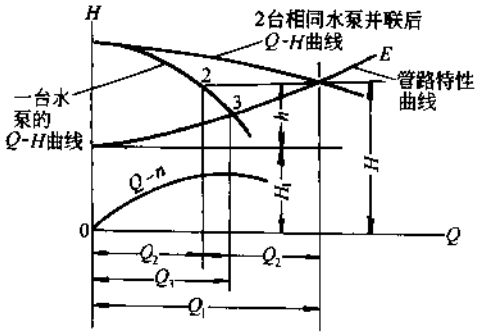


图 3-17　两台相同水泵的并联工作
H—水泵总扬程(m)；H_1—总几何高差(m)；h—总水头损失(m)；点 1—两台水泵并联时的工作点；点 2—并联时，每台水泵的工作点；点 3—一台水泵单独工作时的工作点

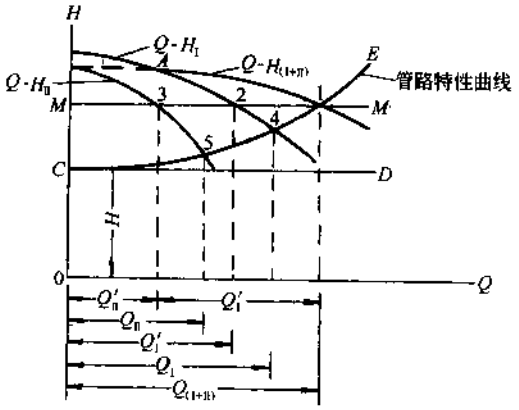


图 3-18　特性曲线不同的两台水泵并联
点 1—并联水泵的极限工作点，给出水泵的合成输水量；点 2 与点 3—并联时各台水泵的工作点；点 4—第一台水泵单独工作时的工作点；点 5—第二台水泵单独工作时的工作点

从图 3-18 中得知两台特性曲线不同的水泵并联运行时流量 $Q_{(\mathrm{I}+\mathrm{II})}$ 为

$$Q_{(\mathrm{I}+\mathrm{II})} = Q'_{\mathrm{II}} + Q'_{\mathrm{I}} < Q_{\mathrm{II}} + Q_{\mathrm{I}}。$$

解决并联的输水量小于并联前水泵各自流量之和的问题，必须加大输水管径，减少摩擦阻力。

排水泵站中必要时可采用每台泵单独设出水管，以免增加摩阻减少流量。

② 串联：用于流量不变的情况下，要得到一台水泵不能产生的较大的扬程时，需将两台相同流量的水泵串联使用。

在绘制两台相同水泵串联工作时的合成特性曲线时，要把两条 $Q\text{-}H_{(\mathrm{I}、\mathrm{II})}$ 特性曲线在同一输水量（横坐标）时的扬程（纵坐标）加倍，见图 3-19。

水头 H_0 相当于压水管路闸门关闭时两台水泵的串联工作。

点 A 是在给定的管路特性曲线 $C\text{-}E$ 和扬水地形高度 H_1 时，一台水泵的工作状况。点 A_1 是在同一管路特性曲线时，两台水泵串联的

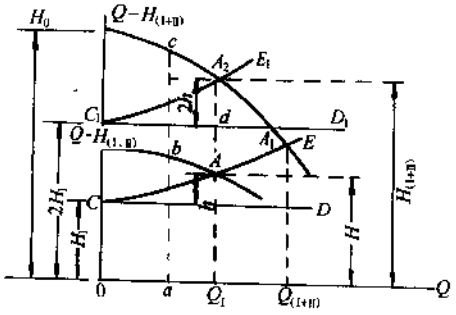


图 3-19　水泵串联时的合成特性曲线

工作状况。串联工作的水泵输水量等于 $Q_{(\mathrm{I}+\mathrm{II})}$，它比 Q_{I} 大些。

如图 3-19 所示，如果扬水地形高度 H_1 加倍，即假定增为 $2H_1$（直线 C_1D_1），并假定管路中的水头损失如线段 $A_2d=2hA$ 所示也增加了一倍，则水泵将在极限点 A_2 的情况下工作，其流量为 Q_{I}，总水头等于 $H_{(\mathrm{I}+\mathrm{II})}=2H$。

若非对口串联，而是设在两地的水泵串联时，第一台泵出水管接第二台泵吸水管处之余压，不应小于第二台泵的吸程（即真空度），或应超过第二台泵轴的高程，以满足自灌启动。

当两台不同的水泵串联工作时，情况和上述类似，但应注意下列条件：

ⅰ. 两台水泵的出水量应该相同，否则容量较小的一台会产生严重的超负荷；

ⅱ. 串联在后边的水泵，构造必须能承受前泵的压力，否则会遭到损坏，在选泵时需征得水泵制造厂方的同意。

7）流量的调节：

① 变阀调节法：泵的运行过程中的实际流量由该泵的扬程曲线和输水管路阻力曲线确定，图 3-20 的阻力曲线 R_2 和泵的扬程曲线 abc 的交点 c_2 是泵出口闸阀全开时的运行工作点，Q_2 为运行过程中的实际流量，$f'h'$ 为效率。

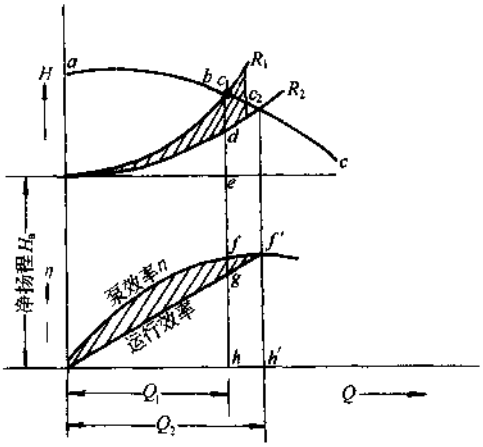


图 3-20 变阀调节流量造成的阻力变化

关小出口闸阀时，阀的阻力变大，阻力曲线从 R_2 变到 R_1，流量减少成 Q_1，这时的摩擦阻力从 de 变成 c_1e。其中 c_1d 是阀的损失。即由于调节流量而造成的额外的损失。因此，Q_1 处泵的运行效率就从原来的 fh 变成了 gh，表示如下：

$$gh=fh\frac{dh}{c_1h}=\eta\frac{dh}{c_1h} \tag{3-19}$$

泵的扬程曲线愈陡，由变阀带来的效率降低愈甚。

用变阀调节流量的调节范围，对于离心泵大致到额定流量的 50% 左右；对于轴流泵可达 80% 左右。调节阀的位置设在紧接泵出口处为宜。

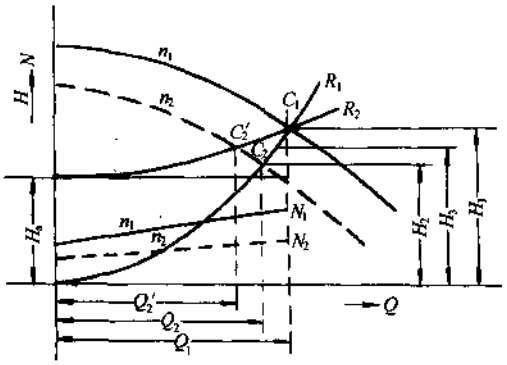


图 3-21 由转速变化引起泵特性变化

② 变速调节法：转速变化时，泵的性能根据下式表示的相似律产生变化：

$$Q\propto n,H\propto n^2,N\propto n^3 \tag{3-20}$$

式中 Q——水泵流量（L/s 或 m^3/h）；

H——扬程（m）；

N——轴功率（kW）；

n——转速（r/min）。

由转速变化引起的泵特性的变化，见图 3-21。转速为 n_1 时，工作点在 C_1。将转速改为 n_2，则工作点由 C_1 移至 C_2，流量由 Q_1 变为 Q_2，扬程由 H_1 变为

H_2,轴功率由 N_1 变为 N_2。如果以 R_2 作为输水管路的阻力曲线,则把转速改变成 n_2 之后的工作点变为 C'_2。

ⅰ. 改变传动装置转速的调节法:这种方法即原动机虽然仍作定转速运行,但是通过传动装置来改变泵的转速。传动装置有液力联轴器、电磁联轴器、齿轮变速装置、皮带轮变速装置等。其中电磁联轴器价格比较便宜,控制范围在30%~80%范围内。其特点为较易控制,传动效率高,装置简单,多用于小容量机组。液力联轴器控制范围:能使最低转速变到额定转速的40%~60%左右,一般使用在传动比接近于1的地方。特点是,从动轴力矩不会超过主动轴的力矩。传递一定的功率时,转速和直径越大、传动效率越高,但价格比较贵。适用于大、中容量机组。

ⅱ. 改变电动机转速的调节法:可变速电动机分为直流电动机和交流电动机两种。对于水泵来说,从运行、保养的角度考虑,多使用交流可变速电动机。电动机的转速控制,见给水排水设计手册第8册《电气与自控》。

水泵配置电动机无级调速,目前国内用于排水泵站的很少,从节能的角度看,有条件的排水泵站,也应逐步采用。

③ 变径调节法:变径法是把水泵叶轮外径车削得小些使用,经过切削的叶轮,特性曲线就按切削律的规律发生变化。变径调节法是一种简便改变水泵性能的方法。

ⅰ. 切削律:

$$\frac{Q'}{Q}=\frac{D'_2}{D_2} \tag{3-21}$$

$$\frac{H'}{H}=\left(\frac{D'_2}{D_2}\right)^2 \tag{3-22}$$

$$\frac{N'}{N}=\left(\frac{D'_2}{D_2}\right)^3 \tag{3-23}$$

式中 Q'、H'、N'相应为叶轮外径切削为D'_2时的流量、扬程和轴功率。

根据水泵比转数,将叶轮切削量控制在一定限度,可以对水泵的效率影响很小。见表3-6。

叶轮切削限量　　表3-6

比转数 n_s	60	120	200	300	350	350以上
最大允许切削量(%)	20	15	11	9	7	0
效率下降值	切削10%效率下降1%		切削4%效率下降1%			

ⅱ. 变径调节法可以解决在已知叶轮切削量时,得到切削前后水泵特性曲线的变化,解决为了使水泵的特性曲线通过需要的工况点,应该将叶轮直径切削多少的问题。

对于近远期水量有变化的泵站,可以采用同一台水泵,配以外径不同的叶轮,满足现状及发展的要求。

8) 水泵的排列形式:水泵平面布置形式,可直接影响机器间面积的大小,同时也关系到养护管理的方便与否,排列水泵时应根据具体情况,分别按并列式、交错式和斜置式等的布置形式排列,见图3-22。

9) 水泵安装:

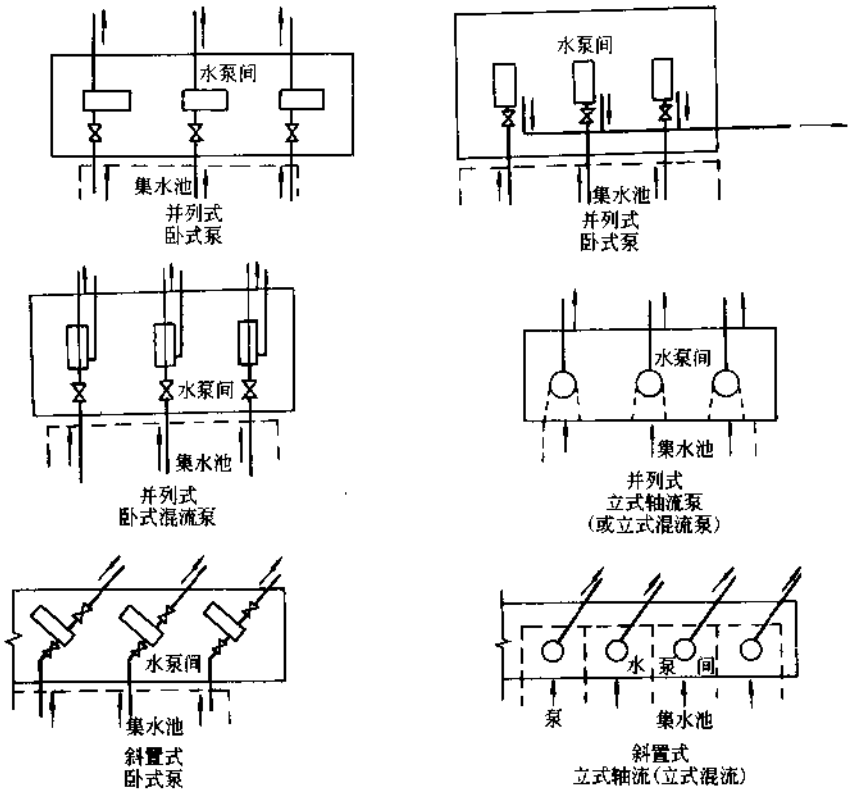


图 3-22 水泵平面布置形式

① 采用二台卧式水泵,其中一台运转,一台备用时,则基础可合并为一整体,以节约用地,但两台泵之间的净距应满足安装和检修要求,一般可采用 400～500mm,另一侧应按一般通道标准决定宽度尺寸。

② 卧式离心泵与电动机的通用底座,基础边缘到螺孔中心距离应不小于 100～200mm,螺栓长度不得小于螺栓直径的 30 倍。

常用水泵及电动机基座安装尺寸,由于全国各水泵厂产品规格不完全统一,故具体尺寸应根据水泵和电动机规格确定,见给水排水设计手册第 11 册《常用设备》。

③ 立式轴流水泵,可与电动机或内燃机相连接,连轴长度可根据需要决定;但必须有中间轴承支承,中间轴承要润滑,其直径要能保证运转平稳、不抖动,并应安全地固定在支承结构上或支承在轴箱中。安装要求精确,上下轴对准中心轴线。并应根据需要设置活动梯或可拆装的工作台。

立式轴流水泵,在有条件时可将电动机直接安装在水泵上,取消传动轴,直接耦合,则运转平稳,安装又较为方便。

④ 基座与水泵、电动机连接处,要求平稳,易于拆装,避免在拆卸安装时出现两次混凝土浇筑。

⑤ PWA 型卧式污水泵,有时因填料涵松紧程度不适当,而出现漏水现象,安装时必须注意。

(2) 电动机:电动机的分类及选择,见给水排水设计手册第 11 册《常用设备》有关内容。

电动机起动方式、电压降计算等内容，见给水排水设计手册第8册《电气与自控》。

(3) 管件：

1) 管件材料及接口：应能承受水泵突然停止运转，急速关闭压力管道上的闸门时管道中的水锤，并能耐腐蚀和磨损。管件一般采用低压铸铁管或钢板焊接管。室内接口一般均应采用法兰或电焊接口；室外采用铸铁管及预应力混凝土管时采用承插接口。

2) 管径及长度：管径大小用流速控制，一般要比水泵进出口断面大一级，以减小水头损失。吸水管及出水管管径不得小于100mm，以利于清通。进水管和出水压力管长度越短越好，并尽量少改变方向，以减少水头损失。

3) 水泵吸水管设置：每台泵应设置单独的吸水管，吸水管的进水要平顺，进口处不得安装底阀，应设置喇叭口，其大口直径为吸水管直径的1.3～1.5倍。

4) 水泵吸水管的流速及安装要求：吸水管的流速一般采用0.7～1.5m/s，最低不得小于0.7m/s。吸水管的安装要求应有向水泵不断上升的坡度($i \geq 0.005$)。吸水管水平段不应有高点，以免形成气囊，影响输水量或造成气蚀现象，水平变管径时，采用之偏心渐缩管应使管顶成水平面，管底成斜坡面。

5) 水泵出水压力管的流速及设置：出水压力管的流速一般为0.8～2.5m/s，压力管的经济流速，应按不同管径选用，见本手册第3册。每台泵应设置单独的出水管，在限于条件必须合用一条出水管时，其管径应加大，并应核算仅一台水泵工作的流速，不得小于0.7m/s。

6) 管道支墩和吊架：安装在接近地面上的管道时应设支墩，并须设有跨越设备(铁制、木制或混凝土阶梯)，若架空敷设时，应有支架(或吊架)，管底距地面不应小于2.0m，并不得跨越水泵、电气设备和阻碍通道。平行敷设之管道，其净距不小于0.4m。

立式泵出水管路应另设支架，不得借泵体本身支承。

7) 穿墙管：需与墙壁垂直，以利于施工与安装。穿墙管应加套管，套管管径应比穿墙管加大一级(或套管内径比穿墙管外径周围留有20～30cm的空隙)以便打口堵塞严密，在无地下水的情况下，亦可预留孔洞，管道安装后再将周围封严。

8) 水锤问题：水锤的危害性体现在能使管件因受压力的冲击而损坏，或泵、电动机在没有考虑反转的情况下，由于反转出事故。为避免水锤现象发生，可采用延长关闭或开启闸门的时间，如设自动锥形阀、球阀、液控闸阀等。在可能发生严重停泵水锤的泵房安装水锤消除器。

水锤计算及水锤消除设备之选定，参见给水排水设计手册第3册《城镇给水》。

9) 活接头(人字接口)：活接头一般安装在进水闸门与水泵之间和水泵出水压力管(或出水闸)与穿墙管之间以及并联管路上，若水泵出水管至穿墙管之间有弯管，可不设活接头。设活接头的目的是便于管件的拆卸安装。活接头的构造规格尺寸，参见各有关产品样本。

10) 异形管：同心或偏心渐缩管、同心或偏心渐扩管、各种不同角度的弯管、同径和异径丁字管、十字管和吸水喇叭口管等所有异形管，应根据工艺需要设置，并满足水力条件和节约造价。异形管的具体尺寸，见给水排水设计手册第12册《器材与装置》和《给水排水设计手册·材料设备》(续册)第1册。

11) 闸、阀：

① 总进水闸门：泵站应在干管(沟)进入格栅(或集水池)前设总进水闸门，为便于清淤和检修或出事故时使用。要求闸门截水性能良好，尽量减少渗水量，一般常用的有铸铁闸。

也可以使用止水性能良好的钢板闸。

② 进水阀门:对于自灌式水泵,除立式轴流泵外,应在每台的吸水管上设截止阀,以便在水泵停止运行、保养检查及拆卸水泵时,不致向机器间灌水。进水管上的闸阀在运行中一直打开,不会阻水,在关闭时尽量要求严密,减少漏水量。一般常采用低压铸铁截止阀,其断面尺寸与泵进水管的口径相同。

③ 出水闸阀、止回阀:

ⅰ. 几台泵合用一条总出水管时,应在每台泵的出水压力管上设闸,以免水泵之间发生串水现象,并在闸与水泵之间设止回阀。

ⅱ. 当出水压力管高于出口水位,而出水管又坡向出水口,无倒灌逆流现象发生或者污水泵站场程不高(10m左右)时,若产生倒转也不会使叶轮松动的情况下,可取消止回阀(或拍门)以节省能耗。

ⅲ. 阀门形式较多,有球形阀、蝶阀、止回阀、拍门等,见给水排水设计手册第12册《器材与装置》和《给水排水设计手册·材料设备》(续册)第1册,排水泵站应该以上提式闸板阀及旋启式止回阀为主。蝶阀需慎用。中、小型水泵可使用普通止回阀。对于回水压力高的大型泵站,当有必要抑制水锤压力上升时,往往选用缓闭止回阀。

ⅳ. 止回阀安装位置应紧接泵的出水口,以便将水保留在压力管中。其口径一般与泵相同,止回阀宜水平位置安装,以免垂直安装时阀瓣上面聚集杂物,影响开启,减小泵的工作能力。

12) 泄水管:为便于检修出水管上之闸、阀,往往在止回阀上安装泄水管(带阀),可将管内之水泄至集水坑中。

3.1.9 楼梯及踏步(爬梯)

(1) 分类:应根据管理人员上下以及搬运小型设备工具等需要,在机器间、集水池格栅间、高型出水池、高架进水闸井启闸架等外露部位设楼梯;在进出水井、溢流井、闸井及前池等并内隐蔽部位设踏步;其他附属构筑物及生活用房等根据需要设置楼梯。

(2) 形式:楼梯及踏步应根据使用的次数多少及安全程度的要求来决定形式:

1) 坡度:经常上下的楼梯,如泵房、格栅间。其楼梯坡度一般可采用1:0.75,最陡不得超过1:1,每隔11~12阶设一平台;踏步(爬梯)间隔不大于350mm,可交错布置两排(净距150mm)。

2) 宽度:楼梯及平台宽度一般采用0.8~1.0m;踏步宽度不小于0.2m。

3) 扶手:楼梯应设扶手以保证行人安全,其高度1m,中间加一横竖杆,外露楼梯扶手应起到装饰作用。

(3) 材料:一般上下阶梯较多时,应采用钢筋混凝土楼梯,否则可采用钢板压花焊接。冬季降雨的地区,选择材料应考虑防止管理人员上下楼梯时滑倒,扶手可用镀锌钢管焊接。爬梯宜采用铸铁制作,并涂以防腐油漆。

造形美观、简便的旋转楼梯使用也很普遍。

3.1.10 进水交汇井、溢流井和出水池

(1) 进水交汇井:将各排水管道之来水汇集在一起后再流入集水池。通过进水并可以

改变不利的进水方向，应保证进水平稳，避免滞流涡流，使吸水管能均匀地抽升。如果不存在以上情况，进水井亦可不设，来水管道可直接经进水闸门、格栅，再流入集水池。

1) 进水井形式和尺寸：进水井形式可以为圆形、矩形、梯形，也可以与进水闸井、溢流井合并成一个构筑物(多用在雨水或合流泵站)。其具体尺寸应根据来水管沟的断面和数量决定，但直径不得小于1.5m(或矩形时为1.2m×1.5m)，以便于管理。

2) 进水井井底高程：井底高程可与最低来水管(沟)底平，其设计水面应以不淹没所有来水管道的管顶为准。

(2) 溢流井(或事故排出口)：溢流井的设置，是为了由于停电或抽升水泵(或压力管)发生故障时，要求关闭进水闸，或出现雨水、合流泵站超频率、污水超设计流量等情况时，来水管之流量不能及时抽升，就要通过溢流井中之溢流管临时流入天然水体(或污水排入雨水沟渠)，以免淹没集水池和影响排水。溢流井的设置，必须取得当地卫生主管部门的同意。

1) 溢流井位置：应设在来水干管进水闸之前，在较长的来水管上，可在上游一定距离加设溢流井。

2) 溢流口高度：应根据排入水体的洪水位决定，必须高于洪水位，不允许河水倒灌。

3) 溢流口断面尺寸：溢流口过水能力可按来水设计流量计算，但在与有关方面(规划、环保、市政管理)协商后，也可适当减小。溢流口的型式，可以采用溢流堰的作法。

无溢流条件者，重要地区的泵站要设双电源，或设备用泵临时接电源抽升。

(3) 出水池：

1) 出水池的作用是将多台水泵的出水汇合，经过压力调整，由出水总管排出泵站。

2) 出水池同集水池可以合建、也可以分建。合建时，由于两座池子的深浅不一，应选择适当的基础处理方法；或用橡胶止水带同集水池连接；或在出水池的底部设空箱，以便同集水池底板相平。分建时，应同集水池保持适当的距离。避免建在回填土上。

3) 出水池的形式有封闭式、半敞开(或全敞开)式。

排水泵站一般应注重开泵时的出水壅高，以确定出水池承受的内压和选择必要的技术措施。

① 重力流和低压出水时采用封闭式和敞开式均可。

② 出水压力较高时，宜采用带溢流设施的半敞开式(敞开式)。

③ 出水压力高时所需溢流设施的高度超过机房高度，则应采用出水管井联的方式，不再设出水池。

④ 小型水泵重力流出水，出口为自由流时，可以只设出水井。

4) 泵站出水总管闸门，应该尽量设在泵站院内，以便于管理。

3.1.11 配 电 室

(1) 配电室设置：配电室一般与机器间合建，在一个构筑物内，或分上下层，以楼梯连接，或以墙壁隔开，有门相通。泵房内装有立式泵时，配电设备应装设在上层或中层平台上。

配电室应另设单独出入的门，其尺寸应能便于电气设备的最大部件进出。

(2) 室内净高及平面距离：室内净高：高压配电室选用GG-1A(F)型开关柜，净高一般为4.2m～4.5m，选用手车式开关柜，净高一般为3.5～4.0m，低压配电室高度应和变压器室综合考虑，一般可参考下列尺寸：

1) 与抬高地坪变压器室相邻时,高度 4～4.5m。

2) 与不抬高地坪变压器室相邻时,高度 3.5～4.0m;

3) 配电室为电缆进线时,高度 3m。

高低压配电室柜后维护通道和柜前操作通道应根据选用的开关柜型式及布置方式来确定,各种通道最小宽度不得小于国家标准 GB 50053—94 第 4.2.7 和第 4.2.9 条的规定。

(3) 通风:通风要良好,夏季室内温度应低于35℃,应以自然通风为主,不能满足要求时可设排风机。

(4) 电缆沟的防护:室外电缆沟在进入配电室入口处应设有防火隔墙,电缆过墙穿钢管保护,并在室外将管口封堵,防止室外水流入室内缆沟内。

有关配电室的详细内容,见给水排水设计手册第 8 册《电气与自控》。

3.1.12 变 压 器 间

(1) 变压器间位置:城市供电为高压供电时,泵站内需设置变压器。一般变压器间和高压配电间设在泵房旁侧,靠近机器间的用电设备。有条件时,应该尽量将变压器间和泵站机器间合建,节约占地,方便管理。

(2) 变压器台数:变压器配备数量,对于污水泵站,一般采用 1 台,负载率为 75%,较重要的泵站可采用 2 台,2 台同时工作时,负载率应 70%～75%,故障保证率为 75%。对于雨水泵站因运行时间短,负载率可在 90%以上。

(3) 防火与通风:变压器间的门窗必须采用防火材料。室内须通风(设百叶窗和天窗或排风机),变压器间要设单独出入门。

(4) 室外变压器:变压器设在室外者,必须设置砖墙或铁围栏。若设在泵站院内或工厂院内时,其围墙高度不应低于 1.8m;若设与外界直接相连的围墙时,其高度应不低于 2.2m。

变压器间设计见给水排水设计手册第 8 册《电气与自控》。

3.1.13 泵站仪表及计量设备

(1) 泵站仪表:为观测泵站的工作情况 ,并为科学管理提供可靠的数据,泵站内应装置的控制仪表有以下几种:

1) 吸水管上的真空表。

2) 出水压力管上设置的压力表及电磁流量计。

3) 配电设备仪表:有电流表、电压表、计量表。

4) 轴承润滑仪表:泵采用液体润滑轴承时,轴承内装置油位指示器。轴承循环润滑时,装置压力表及温度计,用以测定进出的润滑油的压力和温度。

5) 水位指示器:集水池内安装可在值班室或机器间内显示的水位指示器。

(2) 计量设备:

1) 巴氏计量槽:可与浮子式记录器在任意计量点处(除压力干管外)连用,一般设置在渠道直线段上,泵站的下游出口处,观测井设在计量槽的一侧。

巴氏计量槽流量公式:

① 自由流公式:

$$Q=0.372W[3.28H_{上}]^{1.569}W^{0.026}(m^3/s) \tag{3-24}$$

② 潜没流公式：

$$Q_1 = Q - q \tag{3-25}$$

$$q = 0.0746\left\{\left[\frac{H_{上}}{\left(\frac{0.928}{K}\right)^{18} - 0.747}\right]^{4.57-3.14K} + 0.093K\right\}W^{0.815} \tag{3-26}$$

式中　Q——自由流流量(m^3/s)；

Q_1——潜没流流量(m^3/s)；

q——潜没流校正值(m^3/s)；

W——计量槽喉道宽度(m)；

$H_{上}$——上游水标尺读数(自计量槽进水段槽槛顶面起计算)(m)；

K——潜没度$=\frac{H_{下}}{H_{上}}$；

$H_{下}$——下游水标尺读数(计算起点与 $H_{上}$ 同)(m)。

自由流只需要计量上游水位，潜没流需同时计量上下游水位，自由流计量之结果较潜没流正确，在坡降大的渠道中应尽可能按自由流条件设置计量槽。

计量槽工作性能、计量槽计算实例及巴氏计量槽流量表，见第 10 章。

2) 电磁流量计：

电磁流量计是用计量仪器的方法计量流量，一般电磁流量计用于电导率 100mS/cm 以上的水的场合。

① 测定方法：

(ⅰ) 通过流量计的信号传送器的水的流速范围为 1～10m/s。

(ⅱ) 指示流量接收器的读数，读到泵流量的 1/100。

(ⅲ) 流量计的电源电压以及频率的变化率，要求电压必须在±10%以内，频率必须在±4%以内。

(ⅳ) 在流量计附近，不能放置产生感应障碍的强电机器。

信号传送和信号转换器之间的信号回路与电源回路分别作导管管路，该管必须接地(100Ω 以下)，信号回路宜在 30m 以内；

(ⅴ) 流量计不能受来自其他机器的异常振动影响。流量公式为

$$Q = \frac{\pi}{4}\frac{E}{B}D \times 10^8 \tag{3-27}$$

式中　Q——导管内流过的流量(cm^3/s)；

E——产生的电动势(V)，

$$E = BvD \times 10^{-8}$$

其中　B——磁力线密度(GS)；

D——管径(cm)；

v——导体通过导管的平均流速(cm/s)。

② 电磁流量计的特点：

ⅰ. 变送器结构简单，工作可靠。

ⅱ. 水头损失小，不易堵塞，电耗少。

ⅲ. 无机械惯性,反应灵敏,流量测量范围大,计量方便;测量精度约为±1.5%。

ⅳ. 重量轻,体积小,占地少,安装方便。

ⅴ. 价格较高。

3) 超声波流量计:超声波在流体中传播时的频率差与所测流体的流速成正比,因此测出频率差,就可以推算出流速,再计算出流量。超声波流量计,适用于测量混浊度5000度以下的液体瞬时流量和累积流量。这种流量计生产成本较高,但由于具有测量精度高(一般在2%范围内),水头损失极小,电耗少等特点,现已在污水处理厂中应用。超声波流量计原理示意见给水排水设计手册第8册《电气与自控》。

电磁流量计及超声波流量计的规格、性能及生产厂家,见给水排水设计手册第12册《器材与装置》和《给水排水设计手册·材料设备》(续册)第4册。

4) 三角堰或矩形堰:均用于测定重力流渠道的流量.可代替计量槽,水头损失较小。用于观测瞬时流量较为准确。堰口角度常采用90°,其缺点是堰的上游易淤积固体。

5) 文氏管水表:由文氏管及流量记录仪表两部分组成,操作简单可靠,水头损失小,准确度较高,应设在泵站的出水干管上,当用于污水时需经常清洗,以保持有效的工作。

文氏管水表仅使用于管径小于或等于800mm。

三角堰、矩形堰、文氏管水表的计算部分内容参见给水排水设计手册第1册《常用资料》及第3册《城镇给水》。

3.1.14 泵站的自动控制

自动控制是要求来水量和集水池水位发生变化或因种种原因出现故障时,与之相对应的泵的台数、转速或闸门的开度等能相应的变化,并按事先确定的要求自动调节。

(1) 自动化程度:

1) 手动控制:每台机组的起动和停止(包括引水装置、主机与闸门)均由值班人员控制操作。

2) 半自动控制:由人工发出起动和停车的信号,此后机组及闸门的起动、停止和控制操作则按照所制定的程序自动进行,称为联动操作或者一步化操作。

3) 自动控制:泵站所有控制过程,都是由自动化设备按规定程序自动进行的。使水泵自动开停的主令设备是水位继电器,它能根据集水池的水位的变化,转换触头的闭合与断开,发出起动或停止机组的脉冲(信号)。

凡选用卧式或立式泵之非自灌式泵房时,还应注意到因水位下降后,可能由吸水管进气,而不能达到自动化运行的目的,一般在出现吸气现象时,应停止水泵转动或立即开动引水设备。

自动控制的泵站在故障或检修时,一般均要求可转换成半自动与手动控制;半自动控制可转换成手动分步控制。

(2) 控制方式:

1) 就地控制:用于手动分步控制的泵站,值班人员直接于机组附近,就地进行操作。就地控制时用配电盘来操纵,因此控制距离不能过远,愈远联线愈长,电能损耗愈大.一般不大于50m。

2) 集中控制:一般是将机组的控制按钮、转换开关、测量仪表与指示信号等,均引至控

制配电间的控制台，集中进行操作。

3）远距离控制：由远离控制对象的控制站将分散的泵站集中控制，此种控制方法，必须采用远动化技术。

（3）自动化措施：

1）自动开车停车：水泵根据集水池的水位，按预先给定的程序自动开车，一般规定高、中、低三种水位，中水位开工作泵的一部分（1～2台），高水位时工作泵全开，低水位时停车。一般设浮子开关，水银开关或电子水位继电器。污水泵站多采用浮子开关。雨水及合流泵站，一般根据水位指示器的水位高低，发出起动和停车的信号，此后机组再进入自动化控制操作。

2）故障停车：工作泵故障自动停车时，备用泵自动接入。

3）停电时关闸：在突然停电的情况下，能自动关闭进水闸门。

4）采暖通风自动控制：非人工采暖和机械化通风的泵站，当温度和散热量超出规定的要求时，能自动接通电源进行工作。

（4）排水泵站的运行特点：

1）污水泵站：一般为全日运行（小型泵站有非全日运行者），应根据水量的变化开动工作泵的台数，但由于集水池起一定的调蓄作用，规定了每小时开停次数（如定为最多不超过6次/h），即可根据集水池水位（或定时）发出信号，控制开停。污水泵站，又分自灌式和非自灌式。非自灌式用真空泵引水起动时，按起动按钮，先开动真空泵抽真空，再接通水泵电动机的起动装置。全年连续运转的大型、中型污水泵站，往往因电动机过热（卧式泵的电动机）温升过高，而需要停车转换备用泵。

2）雨水泵站：需根据降雨量决定开动泵的台数和大小；若用出口水位标高作为控制时，应根据出口水位，在不能满足自流（或溢流）时，才启动水泵，同时关闭溢流道闸门；有些大型雨水泵站的出口，采用虹吸断流时，需在停泵的同时用真空破坏阀破坏虹吸作用。

3）合流泵站：在降雨时应立即能按着雨水流量来控制，又要满足使污水及时排出，不发生倒灌；在非雨季时节，其运行特点，同一般污水泵站的运行规律。

4）立交泵站：主要排除立交范围内的降雨（或融雪水），一般由立交桥快车道路面最低点控制；在超设计频率的情况下，应用慢车道最低点标高控制。

排水泵站的电气自动化控制，可根据排水中各种泵站的运行特点和要求，进行设计。

（5）水泵机组自动化的动作顺序：自动化的动作顺序参见给水排水设计手册第3册《城镇给水》。

（6）自动化控制设计：自动化控制设计详见给水排水设计手册第8册《电气与自控》。

3.1.15 噪声的消减

（1）噪声的发生及传播：噪声是由水锤、泵的气蚀及阀门振动产生的脉动水流使管道振动而发生的，动力设备的转动、立式泵电动机与其基础的共振等都会发生噪声。这些噪声直接向空间扩散。

（2）噪声的消减方法：为能减轻噪声对值班人员的干扰和对外界的影响，应采用一定的消声和隔声措施。

1）隔声与加大传播距离：隔声一般采用空心墙、双层玻璃窗、隔声板等，或设置地下式、

半地下式泵站。

加大传播距离，可将带声源的建筑物同生活用的附属建筑物分开。

2）振动绝缘和振动衰减措施：

① 将泵及电动机的基础与构筑物基础分开，使传播的物体失去连续性或切断传播途径。

② 在振动体（泵、电动机等）基础下放置可隔振的弹性材料；如橡胶隔振垫、软木浸沥青、毛毡、玻璃纤维泡沫塑料等，使振动衰减。

③ 减振器：采用弹簧减振器、空气或油压缩减振器等。

3）改变声源的方向：声源有方向性，离开声源一定距离的地方，随着方向的不同，声压能级也不同。可利用排气孔或室内换气孔的方向进行调整。

4）绿化隔声：可密植常青树，宽度 10～30m，约降低噪声 5～10dB。

噪声消减的计算，参见给水排水设计手册第 1 册《常用资料》。

3.2 污 水 泵 站

3.2.1 特点及一般规定

（1）特点：污水泵站的特点是连续进水，水量较小，但变化幅度大；水中污杂物含量多，对周围环境的污染影响大。所以污水泵站应该使用适合污水的水泵和清污量大的格栅除污机，集水池要有足够的调蓄容积，水泵的运行时间长，应考虑备用泵；泵站的设计应尽量减少对环境的污染，站内要提供较好的管理、检修条件。

（2）一般规定：

1）应根据远近期污水量，确定污水泵站的规模。泵站设计流量应与进水管之设计流量相同。

2）应明确泵站是一次建成，还是分期建设，是永久性还是半永久性，以决定其标准和设施。并根据污水经泵站抽升后，出水入河渠，还是进处理厂处理来选定合适的泵站位置。

3）在分流制排水系统中，雨水泵房与污水泵房可分建在泵站院内不同的位置，也可以合建在一座构筑物里面，但水泵、集水池和管道应自成系统。

4）污水泵站的集水池与机器间合建在同一构筑物内时，集水池和机器间须用防水隔墙分开，不允许渗漏，作法按结构设计规范要求；集水池与机器间分建时要保持一定的施工距离，避免不均匀沉降，其中集水池多采用圆形，机器间多采用方形。

5）泵站地下构筑物不允许地下水渗入，应设有高出地下水位 0.5m 的防水措施，作法见《给水排水工程结构设计规范》（GBJ 69—84）。

6）注意减少对周围环境的影响，结合当地条件，使泵站与居住房屋和公共建筑保持一定的距离，院内须加强绿化，尽量做到庭院园林化，四周建隔离带。

3.2.2 格 栅

（1）机械格栅：污水泵站为了改善管理人员的工作条件，减轻劳动强度，宜采用机械格

栅清污机。配用的电机及启动设备应放在池顶上，避免淹泡，顶上设罩棚，防止雨淋。

机械清污机的种类较多，尚未定型，选用时应注意使用条件。要根据格栅的池深、池宽、污物量、污物性质及安装角度等因素综合考虑，尽量选择适用的清污机。

污水泵站一般采用固定式清污机，单台工作宽度不宜超过 3m，否则应使用多台，以保证运行效果。

(2) 栅条的间隙：

1) 栅条的间隙大小可分为三级，小于 10mm 为细格栅，大于 40mm 为粗格栅，中间为中格栅。污水泵站主要使用中格栅一道；在污水处理厂的进水泵房中，泵前设一道中格栅、泵后再设一道细格栅，以利于污水的后续处理。

2) 格栅间隙大小应考虑：

① 根据水泵叶轮间隙允许通过的污物能力决定，即格栅间隙应小于水泵叶轮的间隙。

② 根据泵站收水范围的地区特点、栅渣的性质决定。一般采用 20～25mm。

(3) 材质：机械清污机的格栅一般分上下两部分。在最高水位以上设置钢板，下部设栅条。栅条宜采用不锈钢材质。

3.2.3 集 水 池

(1) 形式：

1) 集水池与进水闸井、格栅井合建时，宜采用半封闭式。闸门及格栅处敞开，其余部分尽量加顶板封闭，以减少污染，敞开部分设栏杆及活盖板，确保安全。

2) 集水池单建或与机器间合建时，应做成封闭式，池内设通气管，通向池外，并将管口作成弯头或加罩，高出室外地面至少 0.5m，以防雨水及杂物入内。有条件时，可在通气管上加有生物填料的防臭措施。

(2) 有效容积：

1) 全日制运行的污水泵站，集水池容积是根据工作水泵机组停车时启动备用机组所需的时间来计算的，也就是由水泵开停次数决定的。当水泵机组为人工管理时，每小时水泵开停次数不宜多于 3 次，当水泵机组为自动控制时，每小时开启次数由电机的性能决定。由于现阶段还不能排除人工管理，所以污水泵站的集水池有效容积一般按不小于一台泵的 5min 的出水量计算。

2) 小型污水泵站，由于夜间流量很小，通常在夜间停止运行，在这种情况下集水池的容积必须能容纳夜间的流量。

3) 集水池的容积在满足安装格栅、吸水管的要求、保证水泵工作时的水力条件及能够及时将流人污水抽走的前提下，应尽量小些，以减低造价，减轻污染物的沉积和腐化。

(3) 集水池清池排空设施：集水池一般设有污泥斗，池底作成不小于 0.01 的斜坡，坡向污泥斗。从平台到池底，应设供上下用之扶梯。平台上应有供吊泥用的梁勾、滑车。

3.2.4 选　　泵

(1) 设计水量、水泵全扬程：

1) 污水泵站设计流量按最大日、最大时流量计算，并应以进水管最大充满度的设计流

量为准。

2) 水泵全扬程 H:计算公式为

$$H \geqslant H_1 + H_2 + h_1 + h_2 + h_3 \tag{3-28}$$

式中 H_1——吸水地形高度(m),为集水池经常水位与水泵轴线标高之差;其中经常水位是集水池运行中经常保持的水位,在最高与最低水位之间,由泵站管理单位根据具体情况决定;一般可采用平均水位;

H_2——压水地形高度(m),为水泵轴线与经常提升水位之间高差;其中经常提升水位一般用出水正常高水位;

h_1——吸水管水头损失(m),一般包括吸水喇叭口、90 度弯头、直线段、闸门、渐缩管等,

$$h_1 = \xi_1 \frac{v_1^2}{2g}$$

h_2——出水管头损失(m),一般包括渐扩管、止回阀、闸门、短管、90 度弯头(或三通)、直线段等,

$$h_2 = \xi_2 \frac{v_2^2}{2g}$$

ξ_1、ξ_2——局部阻力系数(见给水排水设计手册第 1 册《常用资料》);

v_1——吸水管流速(m/s);

v_2——出水管流速(m/s);

g——重力加速度,为 9.81m/s²;

h_3——安全水头(m),估算扬程时可按 0.5~1.0m 计;详细计算时应慎用,以免工况点偏移,见图 3-23。

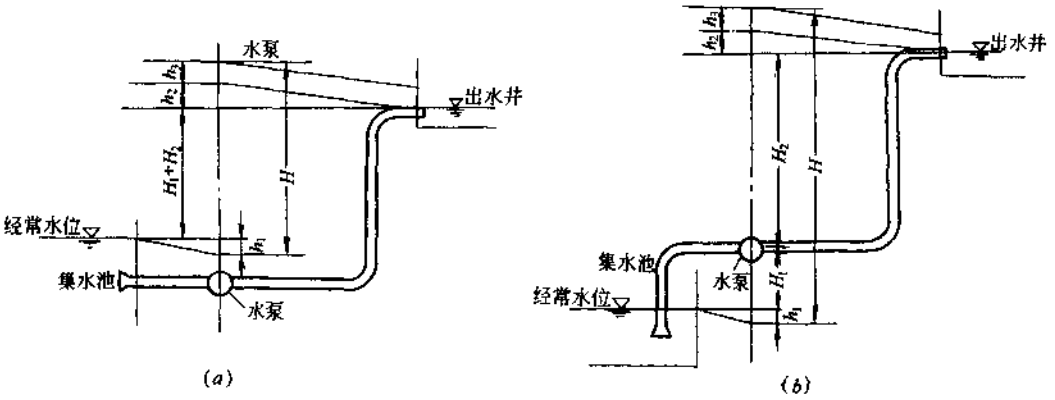


图 3-23 水泵扬程示意
(a)自灌式;(b)非自灌式

(2) 选泵考虑的因素:

1) 设计水量、水泵全扬程的工况点应靠近水泵的最高效率点。

2) 由于水泵在运行过程中,集水池中的水位是变化的,所选水泵在这个变化范围内处于高效区。

3) 当泵站内设有多台水泵时，选择水泵应当注意不但在联合运行时，而且在单泵运行时都应在高效区。

4) 尽量选用同型号水泵，方便维护管理；水量变化大时，水泵台数较多时，采用大小水泵搭配较为合适。

5) 远期污水量发展的泵站，水泵要有足够的适应能力。

6) 污水泵站尽量采用污水泵，并且根据来水水质，采用不同的材质。

(3) 常用污水泵：

1) WL、WTL 型立式污水泵(又称无堵塞立式污水泵)。

2) MN、MF 型立、卧式污水泵。

3) PW、PWL 型卧、立式污水泵。

4) WQ 型潜水污泵。

5) F 型耐腐蚀污水泵。

其中无堵塞污水泵及潜水污泵均为无堵塞、防缠绕叶轮采用单流道、双流道结构，污物通过能力好；MN 及 MF 系列污水泵的优点是能输送含固体颗粒及含纤维材料的污水；PW 及 PWL 型是传统污水泵。各种水泵均有较宽的性能范围。

(4) 污水泵站的调速运行：在污水泵站中，使用微机控制变速与定速水泵组合运行，可以保持进水水位稳定，降低能耗、提高自动化程度，是一项节能的有效方法。

在定速泵站、水泵按额定转速运行，工况点随着进出水水位的变化，只能沿着一条流量——扬程曲线推移，流量调节的范围很窄，无法保证高效；水泵的变速运行是利用调节转速的手段，扩展水泵特性曲线，增加工况点，使一台定速水泵发挥出符合比例定律的一组大小不同水泵的作用。

调速电动机的数量可根据水泵的总台数，来水量变化曲线及水泵压力管路的特性曲线选用，一般常用一台调速电动机配一台水泵，与一台或多台常速电动机配备的水泵同时运转较宜。常速电动机所配水泵每台的容量应小于变速电动机所配水泵最高速率运转时的容量，两者配合运行可较稳定。

(5) 水泵启动方式：

1) 自灌式：污水泵站为常年运转，采用自灌式较多，启动及时，管理简便，尤其对开停比较频繁的泵站，使用自灌式较好。

2) 非自灌式：在泵站深度大、地下水位高的情况下，可采用非自灌式污水泵站。大中型泵站可采用真空泵启动，为减少真空泵的开停次数，亦可采用加真空罐的办法。中小型泵站可采用密闭水箱、泵前水柜引水，或鸭管式无底阀引水。

(6) 水泵数量：污水泵站工作泵及备用泵数量可按表 3-7 选用。

污水泵站工作泵及备用泵数量　　**表 3-7**

类　别	工作泵台数(台)	备用泵台数(台)	类　别	工作泵台数(台)	备用泵台数(台)
同一型号	1~4	1	两种型号	1~4	1
	5~6	1~2		5~6	2(各 1)
	>6	2		>6	2(各 1)

注：非常年运转的泵站，备用泵可放在仓库里。

3.2.5 泵房形式选择

(1) 泵房形式选择的条件：

1) 由于污水泵站一般为常年运转，大型泵站多为连续开泵，小型泵站除连续开泵运转外，亦有定期开泵间断性运转，故选用自灌式泵房较方便。只有在特殊情况下才选用非自灌式泵房。

2) 流量小于 $2m^3/s$ 时，常选用下圆上方形泵房，其设计和施工均有一定经验，故被广泛选用。

3) 大流量的永久性污水泵站，选用矩形(或组合形)泵房，由于工艺布置合理，管理方便。

4) 分建与合建式泵房的选用，一般自灌启动时应采用合建式泵房；非自灌启动或因地形地物受到一定限制时，可采用分建式泵房。

5) 日污水量在 $500m^3$ 以下时，如某些仓库、铁路车站、或人数不多的单位、宿舍，可选用较简便的小型泵站。

(2) 小型污水泵站由以下部分组成：

1) 沉渣井：沉渣井直径为 1m，沉渣部分深度 0.5～1.0m，有效沉渣容积可达 $0.7m^3$，清掏工作可在地面进行。与集水池连通之进水管处设铁箅子。

2) 集水池：集水池直径为 3m；容积为 $10m^3$，比规范一般规定较大，主要考虑平时可不设值班人员，定期开泵。集水池有效深度 1.5m，为满足水泵吸程，要求集水池自最低水位至泵轴不超过 5.5m。池内设通风孔，通至室外。上下设人孔、爬梯。

3) 水泵间：水泵间设在集水池上，采用 2 台 50WL-12 型或 65WL-12 型液下立式污水泵 $\left(\text{或采用 } 2\frac{1}{2}\text{PWL 型立式污水泵}\right)$，其中一台工作一台备用。水泵间顶部装有起吊用钢梁，墙壁设通气孔、烟道孔。

4) 出水井：出水井在寒冷地区为了便于养护，出水井可设成以门与泵房连通的防冻井。

5) 值班室、配电间，可根据需要设置。操作分手动、电动两种。小型污水泵站，见图 3-24。

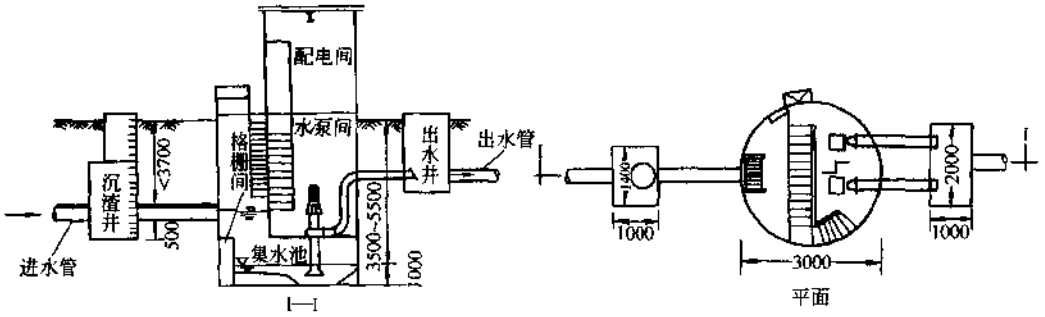


图 3-24 小型污水泵站

3.2.6 构筑物及附属建筑

(1) 污水泵站构筑物：按流程见图 3-25 表示如下：

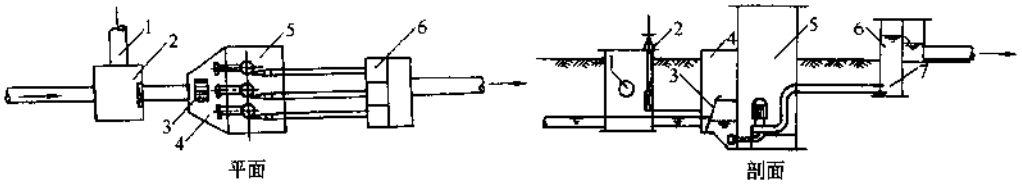


图 3-25　污水泵站组成示意

1—事故出水口;2—闸门井;3—格栅间;4—集水池;5—机械间;6—出水池

(2) 附属建筑:一般根据泵站规模、污水量大小、控制方式、所在位置及其重要性等因素而定。

1) 经常有人管理的泵房应设值班室,值班室应设在机器间一侧,有门相通或设置观察窗,并根据运行控制要求设置控制屏(或控制台)和配电柜。其面积约为 12～18m²,能满足 1～2 人值班,常年运转或远郊区,应安设电话。

2) 设工作人员的休息室,可按 12～15m² 考虑。

3) 设置水冲式厕所,备有洗手盆及拖布池。根据需要可加设淋浴器。

4) 大中型泵站应设储藏室 15～20m²。

5) 根据需要设置厨房和煤棚。

6) 泵站若为几个泵站的集中点,尚可加设小型会议室(30m²)、修配间(15～20m²)和淋浴室,为附近几个泵站服务。

3.2.7　污水泵站计算

【例 1】　自灌式(见图 3-26),已知:

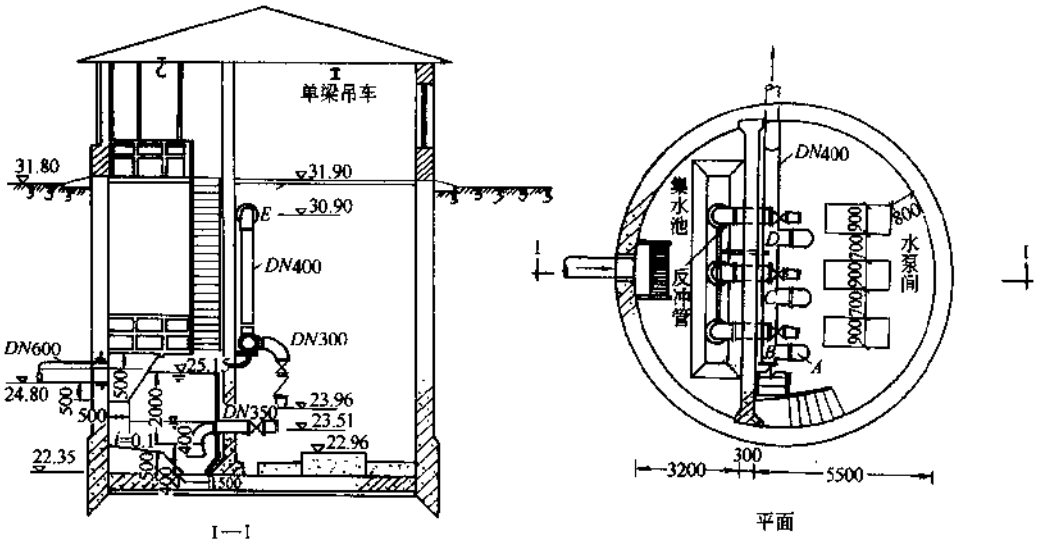


图 3-26　自灌式污水泵房

(1) 城市人口为 80000 人,生活污水量定额为 135L/(人·d)。

(2) 进水管管底高程为 24.80m,管径 $DN600$,充满度$\frac{H}{DN}=0.75$。

(3) 出水管提升后的水面高程为41.80m,经320m管长至处理构筑物。

(4) 泵房选定位置不受附近河道洪水淹没和冲刷,原地面高程为31.80m。

(5) 地质条件为砂粘土,地下水位高程为29.30m,最低为28.00m,地下水无侵蚀性,土壤冰冻深度为0.7m。

(6) 供电电源为两个回路双电源(因无法设事故排出口),电源电压为10kV。

【解】 平均秒流量:

$$Q=\frac{135\times 80000}{86400}=125\text{L/s}$$

最大秒流量:

$$Q_1=QK_2=125\times 1.59=199\text{L/s}$$

取200L/s。

选择集水池与机器间合建式的圆形泵站,考虑3台水泵(其中一台备用),每台水泵的容量为$\frac{200}{2}=100$L/s。

集水池容积,采用相当于一台泵6min的容量:

$$W=\frac{100\times 60\times 6}{1000}=30\text{m}^3$$

有效水深采用$H=2$m,则集水池面积为$F=18\text{m}^2$

选泵前总扬程估算:

经过格栅的水头损失为0.1m

集水池正常工作水位与所需提升经常高水位之间的高差为:

41.8−(24.8+0.6×0.75−0.1−1.0)=17.65m(集水池有效水深2m,正常时按1m计)

出水管管线水头损失:

总出水管:$Q=200$L/s,选用管径为400mm的铸铁管

查表得:$v=1.59$m/s,$1000i=8.93$m

当一台水泵运转时 $Q=100$L/s,$v=0.8$L/s>0.7m/s

设总出水管管中心埋深0.9m,局部损失为沿程损失的30%,则泵站外管线水头损失为

$$[320+(39.8-31.8+0.9)]\times\frac{8.93}{1000}\times 1.3=3.82\text{m}$$

泵站内管线水头损失假设为1.5m,考虑安全水头0.5m,则估算水泵总扬程为

$$H=1.5+3.82+17.65+0.5=23.47\text{m}$$

选用6PWA型污水泵,每台$Q=100$L/s,$H=23.3$m

泵站经平剖面布置后,对水泵总扬程进行核算。

吸水管路水头损失计算:

每根吸水管$Q=100$L/s,管径选用350mm,$v=1.04$m/s;$1000i=4.62$

根据图3-26示:

直管部分长度1.2m,喇叭口($\xi=0.1$),$DN350\times 90°$弯头1个($\xi=0.5$),$DN350$闸门一个($\xi=0.1$),$DN350\times dn150$渐缩管(由大到小)($\xi=0.25$):

沿程损失: $1.2\times\frac{4.62}{1000}=0.0056$m

局部损失：　$(0.1+0.5+0.1)\frac{1.04^2}{2g}+0.25\frac{5.7^2}{2g}=0.453\text{m}$

吸水管路水头总损失：　$0.453+0.006=0.459\doteq0.46\text{m}$

出水管路水头损失计算：

每根出水管 $Q=100\text{L/s}$，选用 300mm 的管径，$v=1.41\text{m/s}$，$1000i=10.2$，以最不利点 A 为起点，沿 A、B、C、D、E 线顺序计算水头损失。

A—B 段：

$dn150\times DN300$ 渐扩管 1 个（$\xi=0.375$），$DN300$ 止回阀 1 个（$\xi=1.7$），$DN300\times90°$ 弯头 1 个（$\xi=0.50$），$DN300$ 阀门 1 个（$\xi=0.1$）：

局部损失：　$0.375\times\frac{5.7^2}{19.62}+(1.7+0.5+0.1)\frac{1.41^2}{19.62}=0.85\text{m}$

B—C 段（选 $DN400$ 管径，$v=0.8\text{m/s}$，$1000i=2.37$）：

直管部分长度 0.78m，丁字管 1 个（$\xi=1.5$）：

沿程损失：　$0.78\times\frac{2.37}{1000}=0.002\text{m}$

局部损失：　$1.5\times\frac{1.41^2}{19.62}=0.152\text{m}$

C—D 段（选 $DN400$ 管径，$Q=200\text{L/s}$，$v=1.59\text{m/s}$；$1000i=8.93$）：

直管部分长度 0.78m，丁字管 1 个（$\xi=0.1$）：

沿程损失：　$0.78\times\frac{8.93}{1000}=0.007\text{m}$

局部损失：　$0.1\times\frac{1.59^2}{19.62}=0.013\text{m}$

D—E 段：

直管部分长 5.5m，丁字管 1 个（$\xi=0.1$），$DN400\text{mm}\times90°$ 弯头 2 个（$\xi=0.6$）：

沿程损失：　$5.5\times\frac{8.93}{1000}=0.049\text{m}$

局部损失：　$(0.1+0.6\times2)\frac{1.59^2}{19.62}=1.3\times0.129=0.168\text{m}$

出水管路水头总损失：

$$3.82+0.85+0.002+0.152+0.007+0.013+0.049+0.168=5.061\text{m}$$

则水泵所需总扬程（不再加安全水头）：

$H=0.46+5.061+17.65=23.171\text{m}$，故选用 6PWA 水泵是合适的。

【例 2】 非自灌式（见图 3-27），已知：

(1) 进水管管径 $DN700\text{mm}$，充满度 $\frac{h}{DN}=0.75$，坡度 $i=0.0015$，流速 $v=0.98\text{m/s}$，设计流量 $Q=300\text{L/s}$，进水管管底标高 54.575m。

(2) 出水管提升后排入灌渠，灌渠距泵房 23m，灌渠水面 67.00m。

(3) 泵房位置不受洪水淹没，原地面标高为 59.50m。

(4) 地质情况为粘砂土，地下水位为 55.00～53.00m，土壤冰冻深度为 0.7m。

(5) 供电为单电源。设有溢流口，在停电或发生故障时可溢流至附近排洪沟，沟底标高为 55.10m。

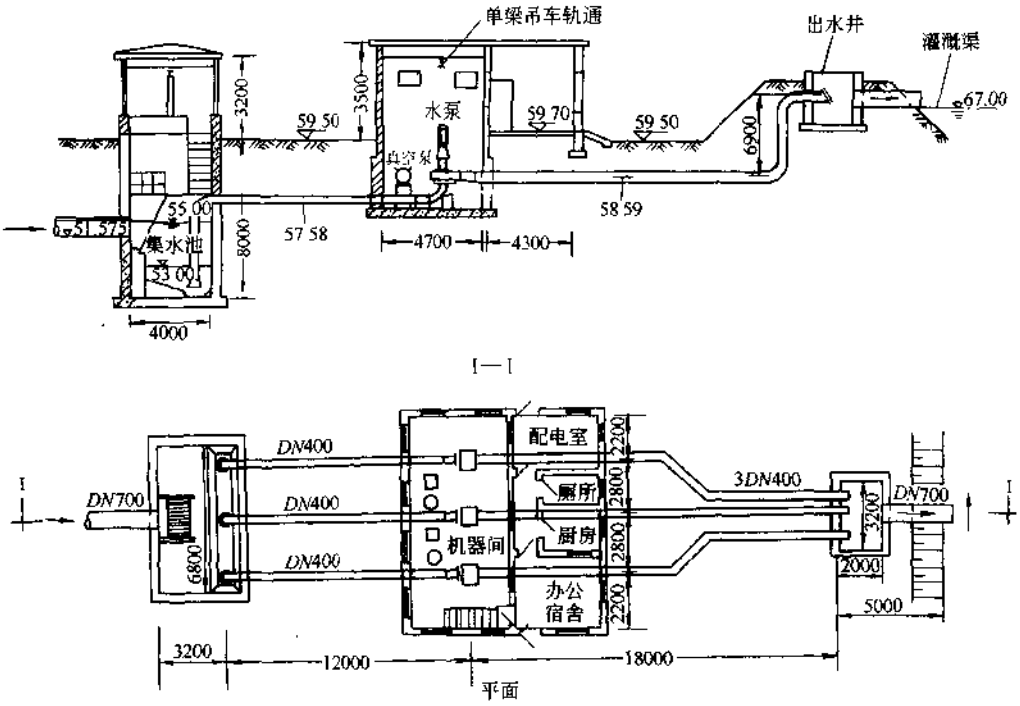


图 3-27 非自灌式污水泵房

【解】 按进水管设计流量 $Q=300L/s$,设 3 台水泵(其中 1 台备用),每台水泵的容量为$\frac{300}{2}=150L/s$。

集水池选用方形,与机器间分建。集水池容积,采用相当于 1 台泵 6min 的容量:

$$W=\frac{150\times60\times6}{1000}=54m^3$$

有效水深采用 2.0m,则集水池面积:

$$F=\frac{54}{2.0}=27m^2$$

集水池尺寸:宽度采用 4m,长度为$\frac{27}{4}=6.75m$,采用 6.8m。

选泵前总扬程估算:

经过格栅的水头损失为 0.1m

集水池正常水位与灌渠水位差为

$67.0-(54.575+0.7\times0.75-0.1-1.0)=13m$(集水池有效水深 2m,正常时按 1m 计)

出水管水头损失:按每台有单独的出水管计:$Q=150L/s$,选用管径 $DN400$ 的铸铁管。

已知 DN、Q,可求得:

$$v=1.19m/s;1000i=5.04$$

出水管水头损失为

沿程损失: $(6.9+18)\times0.00504=0.125m$

局部损失按沿程损失的 30% 为 $0.125\times0.3=0.038m$

吸水管水头损失为

沿程损失：　$(4.99+12)\times0.00504=0.086\text{m}$

局部损失：　$0.086\times30\%=0.026\text{m}$

吸水管吸程按 5.7m 计。

则泵轴高程：　$53.00+5.7-0.086-0.026=58.588\approx58.59\text{m}$

吸水管水平段管底高程：　$58.59-0.41-0.4-0.2=57.58\text{m}$

总扬程：$67.0+0.7-0.2-53.0-1.0+0.086+0.026+0.125+0.038=13.775\text{m}$

选泵：选用 8PWL 型立式污水泵，流量 $Q=150\text{L/s}$；扬程 $H=13.5\text{m}$；真空度 $Hs=6\text{m}$；水泵进口 $DN250$；水泵出口 $DN200$；功率 40kW。

根据泵站布置，对水泵总扬程及吸程进行核算：

(1) 吸水高度(指泵轴中心至最低水位距离)：

$$Hs=Hs'+(Hq-10)-h_1-\frac{v_1^2}{2g}+(0.24-Hz)\quad(\text{m})$$

式中　Hs'——泵样本吸水真空高度(m)；

Hq——大气压力(MPa)；

Hz——饱和蒸汽压力水头(m)；

g——重力加速度 9.81m/s^2；

v_1——水泵吸入口的流速(m/s)；

0.24——水温为 20℃时的饱和蒸汽压力水头(MPa)；

h_1——吸水管路全部水头损失(m)。

$\Sigma\xi_{吸}$：无底阀滤水网 $DN=400$，$\xi=3$；90°铸铁弯头 2 个、$DN400$，$\xi=0.6$；偏心渐缩管 $DN400\times dn250$，$\xi=0.19$

$$h_1=0.00504\times(4.99+12)+(3+2\times0.6+0.19)\times\frac{1.19^2}{19.62}=0.403\text{m}$$

$$Hs=Hs'+(Hq-10)-h_1-\frac{v_1^2}{2g}+(0.24-Hs)$$

$$=6+(10.25-10)-0.403-\frac{1.19^2}{19.62}+(0.24-0.24)=5.77\text{m}$$

(2) 总扬程：

$$H=h_1+h_2+h_{3'}$$

式中　h_2——出水管路全部水头损失(m)；

$h_{3'}$——集水池最低水位与灌渠水位差；

$\Sigma\xi_{出}$：偏心渐扩管 $dn250\times DN400$，$\xi=0.24$

90°弯头 $DN400$(2 个)，$\xi=0.48$

45°弯头 $DN400$(2 个)，$\xi=0.3$

活门(拍门)，$\xi=1.7$(开启 70°)

$$h_2=0.0046\times(18+6.9)+(0.24+0.48\times2+1.7+0.3\times2)\times\frac{1.19^2}{19.62}=0.374\text{m}$$

$$h_3'=h_3+D=65.00-53.00+0.7-0.2=12.5\text{m}$$

$$H=0.403+0.374+12.5=13.277\text{m}$$

3.2.8 污水压力泵站

在新建居住区、开发区、工业区以及旧城市的改造中，区域内的污水往往需要经过长距离的输送，才能使污水找到适当的出路，因此由泵站、压力管和附属构筑物组成的压力排水系统，作为一种经济合理的技术手段，不断地得到开发应用。在许多城市已经成为排水工程的组成部分，发挥着重要的作用。

(1) 压力排水泵站的特点：由于污水量随着时间在不断地变化，所以水泵的运行工况也要尽量适应来水量的变化，多来多排，少来少排，没水不排，因此排水泵的启闭，增减必然频繁，这就导致泵站出水经常发生压力壅高，出水管道内经常是有压的恒定流与非恒定流的交替。于是在压力水头高的系统中，就可能发生破坏力很大的开泵与停泵水锤。如果处理不当，会危及整个系统的安全。所以泵站既要为系统运行提供足够的压力，又要能控制住超常的压力水头，为安全运行提供可靠的保证。

(2) 选泵要点：

1) 一般使用扬程较高的污水离心泵，有时也使用污水混流泵。

2) 应提供准确的流量和扬程选泵。避免运行工况点偏移，影响水泵的正常工作。

3) 应充分估算可能出现的各种运行工况，包括单台水泵和多台水泵的组合运行，近期和远期运行工况的变化。选用的水泵应有充分的适应能力，保持高效率运行。

4) 要掌握水泵的全扬程性能曲线。

5) 近远期水量变化大时，宜采用调速运行方法，也可以采用全扬程水泵或更换叶轮的方法，不宜过分依靠水泵出水管上的闸阀开启度进行调节。

(3) 水泵出水形式：

1) 采用高型敞开或半敞出水池。

① 池内设溢流设施控制压力。按出水的工作压力水头设定溢流堰顶高程，再加上安全超高确定池顶高程。敞开的部分与大气沟通，起到放气和防止负压的作用。

② 当开泵瞬间的压头超高时，漫过堰顶溢流，通过回流管道返回泵站前池。尽管出水会一时短路，抽升循环水。但是可以控制下游管道的工作压力，保证系统的绝对安全。

③ 池内压力应在钢筋混凝土结构承受范围内。

带溢流设施的半敞开出水池，见图 3-28。

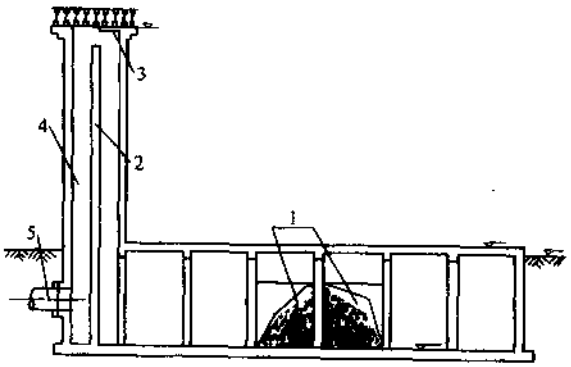


图 3-28 半敞开式出水池示意

1—出水口；2—溢流堰；3—遮出板；4—回流井；5—回流管

2) 采用水泵出水管并联方式：

① 适用于工作压力较高的泵站。

② 在水泵出水管上安装液压缓动闸门，水泵启动时，闸门缓缓打开，使出水管道从有压非恒定流缓缓过渡到恒定流，减少冲击水柱的压力。

③ 在出水液压闸门之前可安装直通向进水池的旁通管路，以使泄流减压，直到运转正常后，旁通闸门关闭，停止泄流。

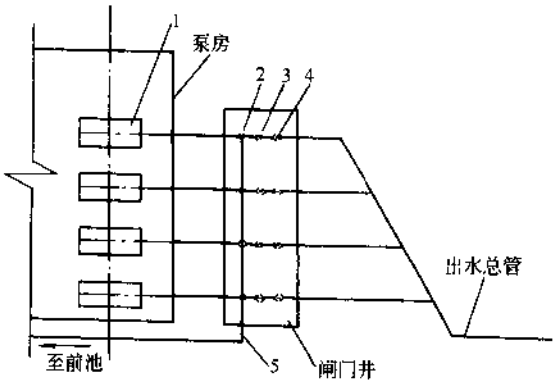


图 3-29　布置并联出水管示意

1—水泵；2—回水电动闸门；3—液压缓动闸门；4—手动闸门；5—回流管

布置并联出水管示意见图 3-29。

(4) 压力泵站的联网控制：长距离的输水工程中，经常需要多级压力泵接力提升，每座泵站既收集自己系统的来水，还要接纳上游泵站的来水，各站之间形成了相互制约、相互依托的有机整体。如果串联的上下游泵站之间不能按顺序科学运行，就会发生事故，为此，在可能的条件下，应该采取计算机控制联网运行的措施。

1) 联网控制网络一般分为两级，即中央控制级和泵站控制级。

2) 中央控制级是在整个排水系统中设置一个中央调度中心，负责全系统的调度、管理和控制，以掌握所有泵站的运行情况，及时发布调度指令。

3) 泵站控制级是既可按照中央控制指令进行控制，也可以根据本站的运行参数和上下游泵站传来的运行情况进行控制。

4) 通讯方式可以根据当地条件选择铺设专线通讯线路、租用电话线路或采用无线通讯的方式。

(5) 压力管道及附属设施：排水压力管道及附属构筑物与给水压力管道工程相近。同时应该根据排水工程在水质、运行规律和养护管理的特点，注意下列各点：

1) 选线：尽量沿道路敷设，发生跑冒，及时修复，减少污染。

2) 管材：以预应力钢筋混凝土管为主，可以按压力衰减的规律，分段选择内压不同的管材。

3) 坡度、放气、泄水：根据排水管道水量不断变化和污水中气体较多的条件，埋设管道宜具有一定坡度，沿线高点设放气并，低点设泄水并，全线设置的压力检查井，随流速的降低减小井距。

4) 防腐：根据水质采取防腐措施，特殊管件宜采用铸铁管，必须使用钢质管件时，更要加强防腐。

3.2.9 示　　例

(1) 图 3-30 为 PWL 型立式污水泵房：

1) 规模：6PWL 型立式污水泵 3 台。

2) 布置要点：

① 格栅、集水池、机器间合建。圆形构筑物。自灌式启动。

② 格栅设在室内,对环境影响小。

③ 明开或沉井法施工。

(2) 图 3-31 为 WL 型无堵塞污水泵房:

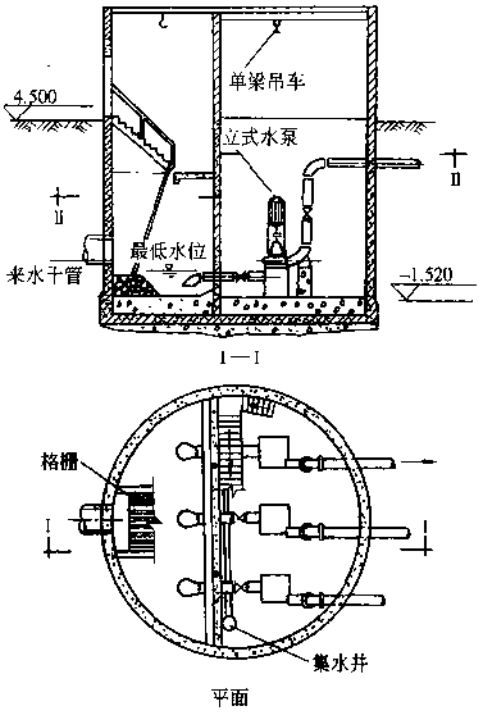


图 3-30 PWL 型立式污水泵房

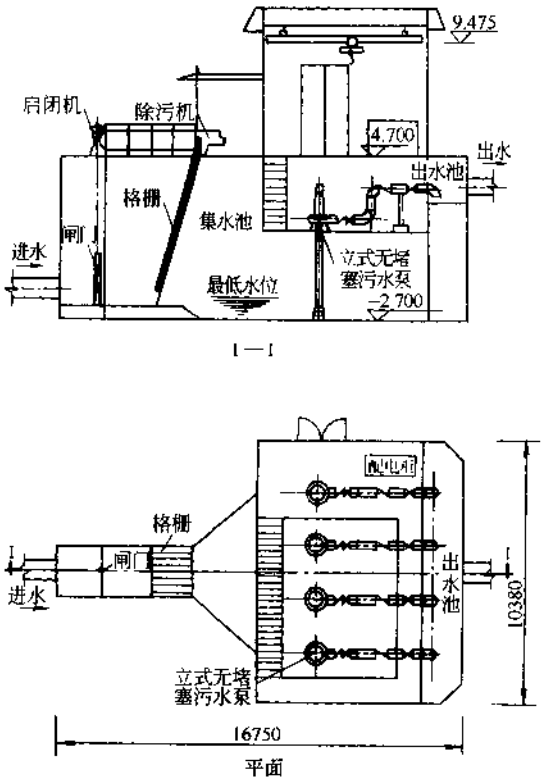


图 3-31 WL 型无堵塞污水泵房

1) 规模:

① 250WL 型无堵塞污水泵 2 台。

② 150WL 型无堵塞污水泵 2 台。

2) 布置要点:

① 闸门、格栅、集水池、机器间、出水池合建。组合形构筑物,非自灌启动。

② 宜用固液筛分的回转格栅。

③ 明开法施工。

(3) 图 3-32 为 WQ 型潜水污水泵房:

1) 规模:WQ 型潜水污水泵 6 台。

2) 布置要点:

① 闸门、格栅、集水池、机器间、出水池合建。扇形构筑物。

② 双格栅室,便于检修,回转天车,起吊方便。

③ 进水经配水井均匀分散到泵室,出水经闸阀室集水到出水池排出。

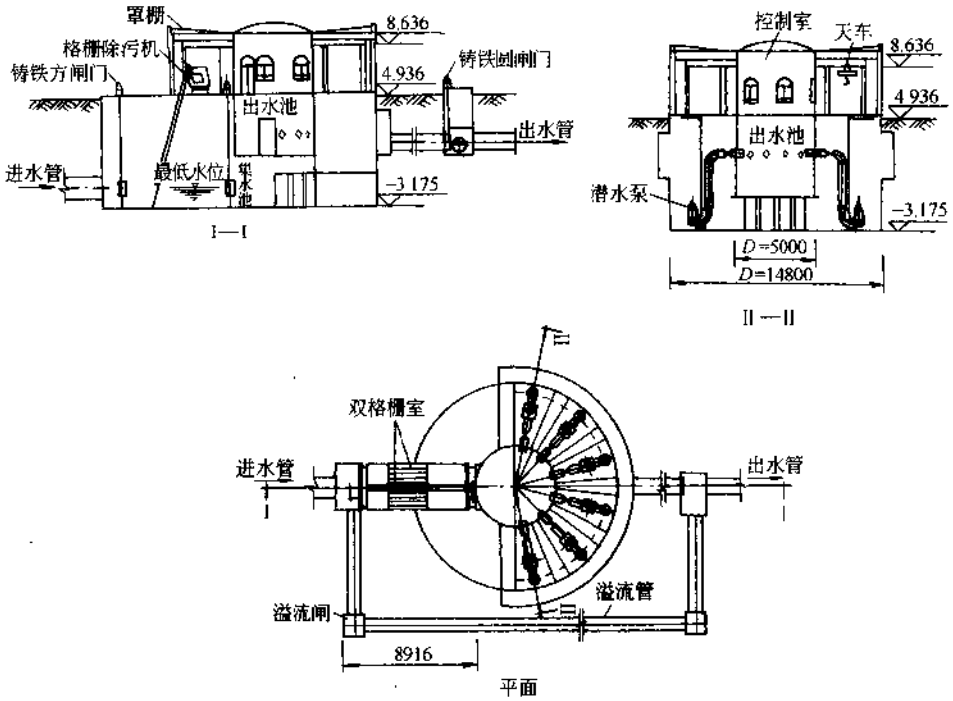


图 3-32　WQ 型潜水污水泵房

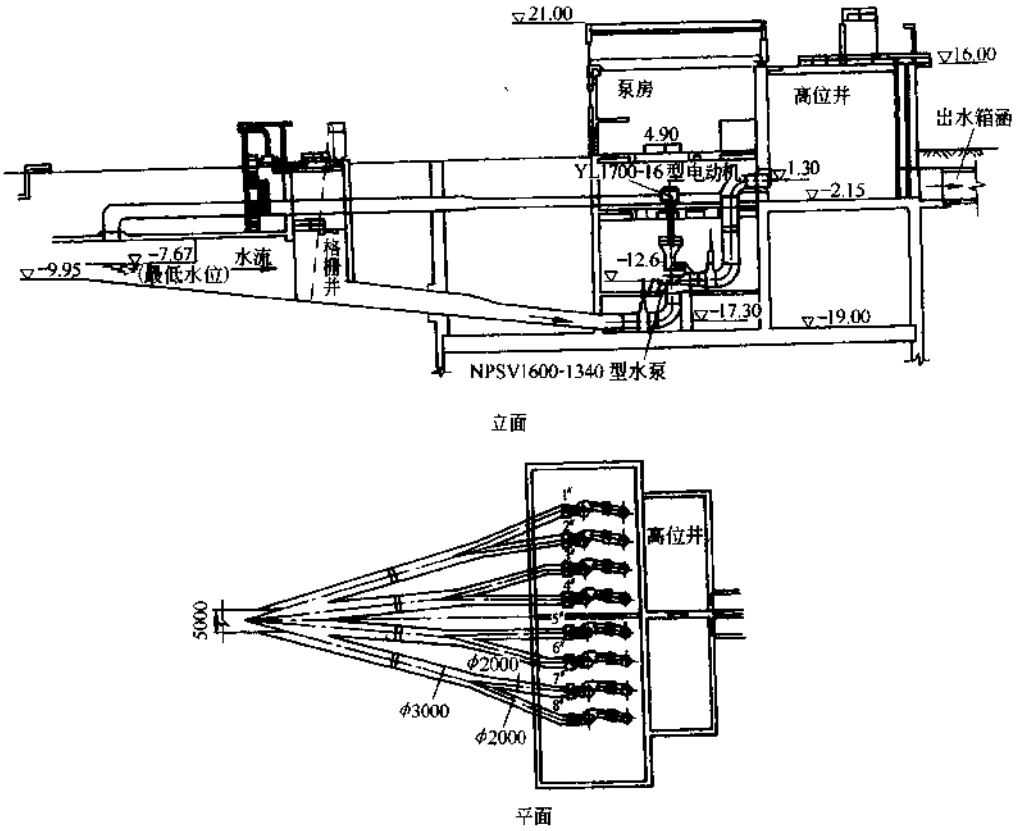


图 3-33　大型污水泵房

④ 中心分三层，自下而上：集水池、出水池、控制室。外廊用梁柱结构。

⑤ 出水井有溢流、回流设施，控制出水管压力。

⑥ 明开或连续壁法施工。

(4) 图 3-33 为大型污水泵房：

1) 规模：NPSV1600-1340 型大型污水泵 8 台，排水量 $40m^3/s$。

2) 布置要点：

① 通过水工模型试验选定有压管道进水型式，具有良好水力条件。

② 高位出水池，保证压力出水管道安全运行。

③ 调速电机驱动，提高运行效率。

④ 设有格栅清污机、电动闸门、机械通风、电梯运输等辅助设施。

3.3 雨水泵站及合流泵站

3.3.1 特点及一般规定

(1) 特点：雨水泵站的特点是汛期运行，洪峰水量大，泵站规模大，雨水能否及时排除的社会影响大。设计以使用轴流泵为主，要求尽量保持良好的进出水水力条件和降雨时运行管理的工作条件。充分估计有压进水和受纳水体高水位时出水发生的工况。

合流泵站的特点是雨、污水泵房要合建在一座构筑物里面，水泵台数多，进出水的高程流向不一。设计既要保持雨、污水各自的流程的特点，又能有雨、污水泵共享的机器间，达到“貌合神离”的效果。

(2) 一般规定：

1) 集水池和机器间一般为合建。对于立式轴流泵站或卧式水泵的非自灌泵站，集水池可以设在机器间地板下面。其中卧式水泵吸水管穿过地板时，要作防水密封处理；对于自灌启动的地下式泵站，集水池和机器间可以前后并列，用隔墙分开。泵站的地下构筑物要求布置紧凑，节约占地，可将进水闸、格栅、出水池同集水池、机器间合建在一起。合流泵站内的雨水、污水两部分的关系，要根据工艺布置，对于分流制排水系统，要将进水部分用隔墙分开，并分设雨、污水泵；对于合流制排水系统，集水池一般合用，水泵可以分设也可以共用。

2) 城市雨水及合流泵站一般应布置为干式泵站，使用轴流泵的泵站可以布置成三层，上层是电机间，中层是水泵间，下层是集水池。水泵使用封闭式底座，以利于管理维护。干式水泵间应设地面集水、排水设施。包括干池排水泵、排水沟、积水坑等，以便及时排除地面积水。

3) 雨水泵站的设计流量，宜按进水管道检查井中水位提高时有压排水量计算。压力系数由管渠计算决定。合流泵站内雨水及污水的流量，要分别按照各自的标准计算。当站内雨、污水分成两部分时，应分别满足各自的工艺要求；共用一套装置时，应既能满足污水，也能满足合流来水的要求。

4) 有溢流条件时，合流泵站前应设置事故排出口，在事故、停电时经环保部门许可后由事故口排出；雨水泵站也应考虑溢流管，在河湖水位低时，由溢流管直接排入附近河渠(溢流道应设闸门)。

5) 泵站进、出水闸门的设置要根据工艺要求决定。一般应设闸门解决断水检修和防止倒灌问题,采用高位出水管可不设出水闸门。同旱季洁净程度较高河道连通的泵站闸门,要求有良好的闭水效果,一般要用比较严密的金属闸门。泵站内的闸阀,宜采用电动闸阀。大泵的进水可为肘形流道,出水常用活门,也可用虹吸断流。大泵活门要设平衡装置,以减小水头损失和撞击力。虹吸断流需设真空破坏阀,以免发生倒灌。

3.3.2 格　栅

(1) 设置条件:格栅及格栅平台一般露天设置。可以单独设格栅井,可以同进水闸门合建成闸箅井,也可以同集水池合建成整体构筑物。

(2) 机械格栅:雨水及合流泵站的格栅,最好采用机械清污装置。

装设机械清污的泵站,格栅及有关部位的设计,要满足清污机的具体要求。

大中型雨水及合流泵站的格栅宽度大,适合采用移动式格栅清污机,有时为了提高清污效果,也可以将格栅分成窄跨,采用多台固定式清污机。

(3) 格栅的计算和其他要求:合流泵站的雨水及污水分开时,格栅按照各自的流量、水深、流速及栅条间隙分别计算,格栅公用时,应同时满足雨、污水的要求。

格栅的计算及其要求见第 5.1 节。

3.3.3 集 水 池

(1) 有效容积:雨水泵站由于雨前能够腾空管道,每场降雨水泵连续地运行,同时进入雨水泵站管渠的断面大,坡度小,能够起到水量调节的作用。所以雨水泵站设计中一般不考虑集水池的调蓄要求,集水池有效容积采用不小于最大一台水泵 30s 的出水量。

(2) 集水池布置:集水池布置应尽量满足进水水流平顺的要求和水泵吸水管安装的条件。雨水泵站以轴流泵为主,轴流泵基本没有吸水管,所以集水池中水的流态会直接影响叶轮进口的水流条件,关系着水泵性能的发挥。集水池设计一般应注意:

1) 采用正向进水。当进水来自不同方向时,应在站前交汇,再进入集水池,直线段的长度应尽量放长,不宜小于 5~10 倍进水管直径。

2) 进入集水池的水流要平缓地流向各台水泵,进水扩散角不宜大于 45°,流速变化要求均匀,防止出现旋流、回流。

3) 水泵安装的泵间距离、泵与池壁间距离、叶轮淹没深度以及吸水口的防涡措施,均应满足水泵样本的规定。

4) 集水池的形状和尺寸受到条件限制时,应该通过水工试验,采取必要的技术措施。

3.3.4 水泵选择、水泵安装

(1) 选泵:

1) 选择水泵时,要在流量、扬程适合的基础上,注意使用效率较高的水泵。

泵站的扬程应该在对进、出水水位组合后决定。雨水泵站的出水大多直接排入水体,应该收集历年的水文资料,统计分析受纳水体的洪水位,汛期正常、高、低等特征水位。用经常出现的扬程作为选泵的依据。对于出口水位变动大的雨水泵站,要同时满足在最高扬程条件下流量的需要。

2) 选泵应尽量使用相同类型、相同口径的水泵。雨水泵站的特点是流量大、扬程低，主要使用立式轴流泵。扬程较高时，使用立式混流泵或斜流泵。雨水泵通常在旱季检修，不设备用泵，但工作泵要同时满足设计频率和初期雨水的需要，一般不少于两台；合流泵站的污水泵同污水泵站一样要考虑备用。

3) 大型雨水泵站可以选用64ZLB、56ZLQ、48ZL等型号，台数不宜超过8台。中小型雨水泵站经常使用的立式轴流泵有36ZLB、28ZLB、20ZLB等，随着产品的发展，这三种水泵已经在试制全调节叶片的类型，可考虑适当选用，以节约能源。目前20ZLB水泵已有电机与水泵直联的产品，取消了传动轴，有利于稳定运行，安装又较为方便，且便于同大口径立式轴流泵搭配使用，可节省空间。目前立式混流水泵、潜水轴流泵、潜水混流泵的产品规格也有发展。详见给水排水设计手册第11册《常用设备》和《给水排水设计手册·材料设备》(续册)第2册。

合流泵站的污水部分，除使用污水泵外，也可能要使用14ZLB、20ZLB等小型立式轴流泵或HB型、TL型、丰产型等混流泵。

(2) 水泵安装：轴流水泵的进、出水管上不设置闸阀，仅在出水管上安装活门。

轴流水泵的机管安装，可采取下列措施：

1) 活门前装设通气管，以便排出空气和防止管内出现负压。通气管顶要高于水泵可能出现的最高出水位。通气孔的面积可按式(3-29)计算：

$$F=\frac{V}{uvt} \tag{3-29}$$

式中 F——通气孔面积(m^2)；

V——出水管道内的空气体积(m^3)；

u——风量系数，$u=0.71\sim0.815$；

v——最大空气速度，可取 $v=90\sim100m/s$；

t——排气或进气时间，可取 $t=10\sim15s$。

2) 泵体和出水管之间用活接头连接，以便检修水泵时不必拆除出水管，并且可以调整组装时的偏差。

3) 水泵的传动轴要尽量缩短，最好不设中间轴承，以免出现泵轴不同心的现象。

4) 立式电机的底座下宜用铸铁整体浇注的加座同电机梁连接，以保持运转的稳定性。

5) 大小轴流泵搭配时，为了共用水泵层，可以采取将水泵主轴加长，在导叶管以上加装直管的方法。增加的长度应保证主轴的刚度和摆度，一般20ZLB型泵可加长1m，28ZLB型可加长0.5m。

3.3.5 出 水 设 施

(1) 出水池：出水池分为封闭式和敞开式两种，敞开式高出地面，池顶可以做成全敞开或半敞开。出水池的布置应满足水泵出水的工艺要求。

水泵在出水管口淹没条件下启动时，出水池会发生壅高水位，以克服出水池到水体的全部水头损失，并提供推动静止水柱的惯性水头。由于排水泵站的来水量不断改变，水泵启闭比较频繁，对出水池可能发生的水位壅高现象应有充分估计，并采取稳妥措施，以保证出水池和出水总管的安全运行。

1) 在出水总管长，水头损失大，估算水位壅高值困难时，工程设计中采取的方法是将出

水池局部作成敞开的高型井，井内设溢流设施的方法。

2）在出水总管不长，水头损失不大时，出水池一般作成封闭式。池顶设防止负压的空气管和用于维护检修的压力人孔。池底安装泄空管。水位壅高值可以根据经验，采用排入水体的最高水位加超高值估算，也可以根据调压塔原理进行近似计算。

出水池最大水位涌高的近似计算法：

① 最大水位涌高为

$$Y_M = Q\sqrt{\frac{L}{Aag}} \quad (m) \tag{3-30}$$

式中　Q——水泵出水量(m^3/s)；

L——出水总管长度(m)；

A——出水池面积(m^2)；

a——出水总管断面积(m^2)；

g——重力加速度为 $9.81m/s^2$。

② 出水池至放流河道之间的全部水头损失为

$$Y_0 = \frac{Lv^2}{C^2R} + (\xi_{进} + \xi_{出})\frac{v^2}{2g} \quad (m) \tag{3-31}$$

式中　v——出水总管流速(m/s)；

C——流速系数；

R——出水总管水力半径(m)；

$\xi_{进}$——出水总管进口水头损失系数；

$\xi_{出}$——出水总管出口水头损失系数。

3）出水池最大涌水高程为

$$Z = Z_0 + Y_M + Y_0 \quad (m) \tag{3-32}$$

式中　Z_0——放流河道最高水位(m)。

【例】 雨水泵站内设置 28ZLB-70 型及 20ZLB-70 型水泵各两台，全负荷运行时，水泵出水量 $Q = 3.94m^3/s$。站内设封闭式出水池，其断面积 $A = 30m^2$，出水总管为双排直径 1.3m圆管，管长 42m，放流河道最高水面高 $Z_0 = 5.52m$。求出水池水位最大涌高是多少？

(1) Y_M：

已知：$Q = 3.94m^3/s$，$A = 30m^2$，$L = 42m$，$a = \frac{\pi}{4} \times 1.3^2 = 2.65m^2$

$$Y_M = Q\sqrt{\frac{L}{Aag}} = 3.94\sqrt{\frac{42}{30 \times 2.65 \times 9.81}} = 0.91m$$

(2) Y_0：

$$v = \frac{Q}{a} = \frac{3.94}{2.65} = 1.49m/s$$

$$R = \frac{1}{4} \times 1.3 = 0.325m$$

当粗糙系数 $n = 0.013$ 时，$C = 65$。

$\xi_{进}$、$\xi_{出}$ 分别为 0.5 及 1.6。

故 $$Y_0=\frac{Lv^2}{C^2R}+(\xi_{进}+\xi_{出})\frac{v^2}{2g}=\frac{42\times1.49^2}{65^2\times0.325}+1.5\times\frac{1.49^2}{2\times9.81}$$
$$=0.068+0.17=0.238\text{m}$$

(3) 求最大壅水高程 Z：

已知 $Z_0=5.52\text{m}$，

故 $Z=5.52+0.91+0.238=6.668\text{m}$

(4) 出水管道：出水管道的压力水头高于检查井顶时检查井应做压力井。

(5) 出水口：雨水排入河道出口应设出水口闸门，出口流速控制在 0.6～1.0m/s。护底、护坡应满足河道管理的要求，避免对河道的冲刷和影响航运。

泵站出水部分见图 3-34。

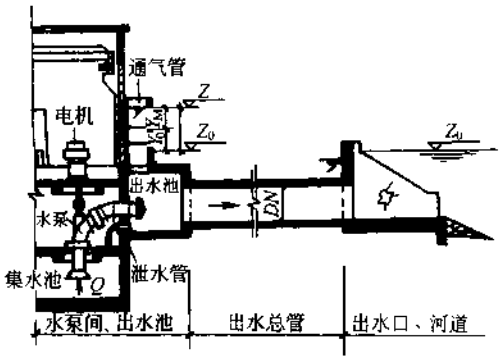


图 3-34 泵站出水部分工艺布置

3.3.6 布置形式选择

(1) 布置条件：泵站布置应根据排水制度(分流制或合流制)、水泵的型号、台数、进出水管的管径、高程、方位、站址的地形、地貌、地质条件及施工方法、管理要求等各种因素决定。

(2) 布置形式：

1) 雨水及合流泵站水泵台数较多，规模较大，除了小型站的集水池和机房采用圆形、下圆上方形或矩形外，大中型站多采用包括梯形的前池、矩形的集水池、机器间和倒梯形出水池的组合形。组合形泵站采用明开、半明开方法施工，大型或软土地基的泵站还采用连续壁、桩梁支护、逆作法等深基坑处理技术的施工方法。

2) 雨污水合流泵站，一般采用进出水池集水池分建、机器间合建的方式。在设计中，根据雨污水进出水方向及高程的不同，充分利用地下结构的空间，达到雨水、污水两站合一的效果。

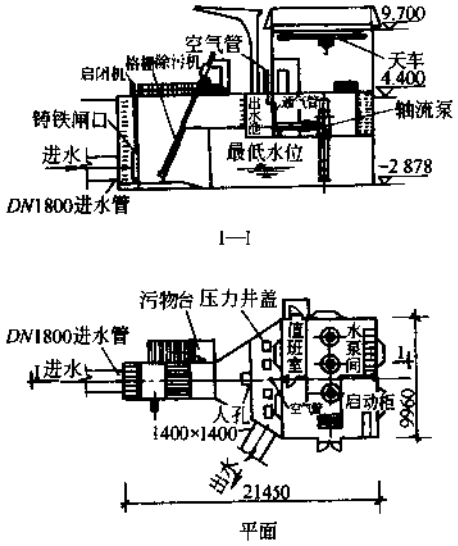


图 3-35 立式轴流泵房(前进前出)

3) 大型雨水及合流泵站有时还兼有排涝、排咸或引灌的要求。由于各种来水均有各自的工艺流程，在工艺布置时要使几个部分既成为有机的整体，又保持其独立性。一般是将地上部分建成为通跨的大型厂房，地下部分根据各个流程的要求，制定出平面和高程互相交错的布置方案，以达到合理、紧凑、充分利用空间的目的。有时还需要通过模型试验选择最合适的水工条件。

4) 泵站布置有了许多新的形式。如：前进前出的泵站，将出水池放在进水池上部，结构更加紧凑；在软土地基建设大型泵站，采用了卵形布置，具有较好的水力条件。

(3) 布置示例：

1) 图 3-35 为立式轴流雨水泵房(前进前出)：

其规模:20ZLB 型立式轴流泵 4 台,排水量 $4\times0.5=2.0m^3/s$。

布置要点:

① 进水闸、格栅、集水池、机器间、出水池合建。

② 出水池设置在前池的顶上,水流前进前出。充分利用空间,布置紧凑。

③ 水泵与电机直联式安装,运行稳定。

2) 图 3-36 立式轴流泵站(带沉砂池):其规模:28ZLB 型立式轴流泵 6 台,排水量 $8.1m^3/s$。

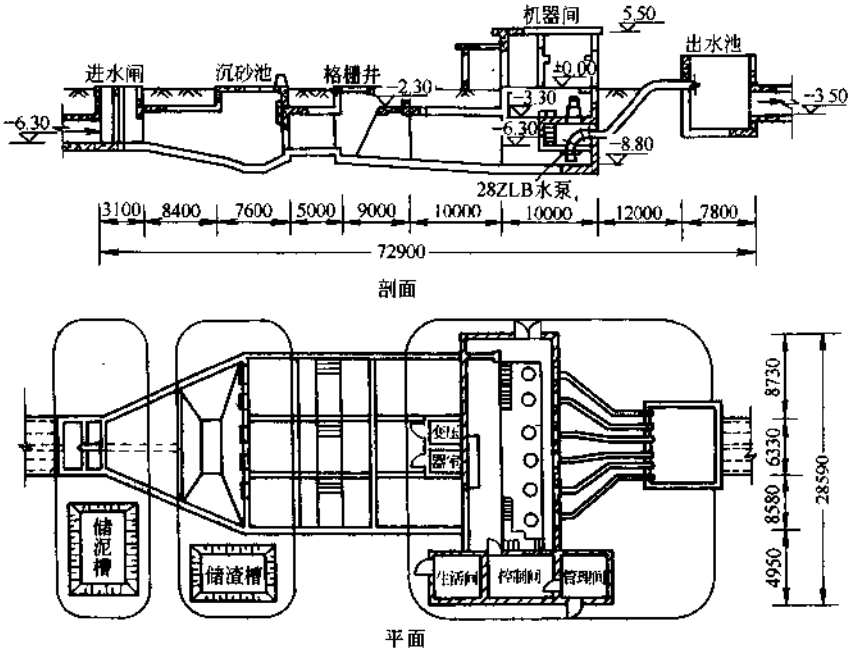


图 3-36　立式轴流泵站(带沉砂池)

布置要点:

① 进水闸、沉砂池、格栅、集水池、机器间、出水池合建,用开挖法施工。

② 格栅前加沉砂池。

③ 出水压力管道无倒灌问题,不设出水闸门。

3) 图 3-37 为立式轴流泵站(下圆上方形):其规模:28ZLB 型立式轴流泵 4 台,排水量 $5.4m^3/s$。

布置要点:

① 格栅、集水池、机器间、出水池合建,用沉井法施工。

② 出水池内设回流系统,可用于压力排水管道。

③ 集水池底设集泥斗,可用污泥泵清池挖泥。

④ 水泵传动轴较长,设有中间轴承。

4) 图 3-38 为立、卧式污水泵,其规模:设 6PWA 型卧式污水泵 2 台,用于抽升污水;20ZLB 型立式轴流泵 2 台,用于抽升雨水。

布置要点:

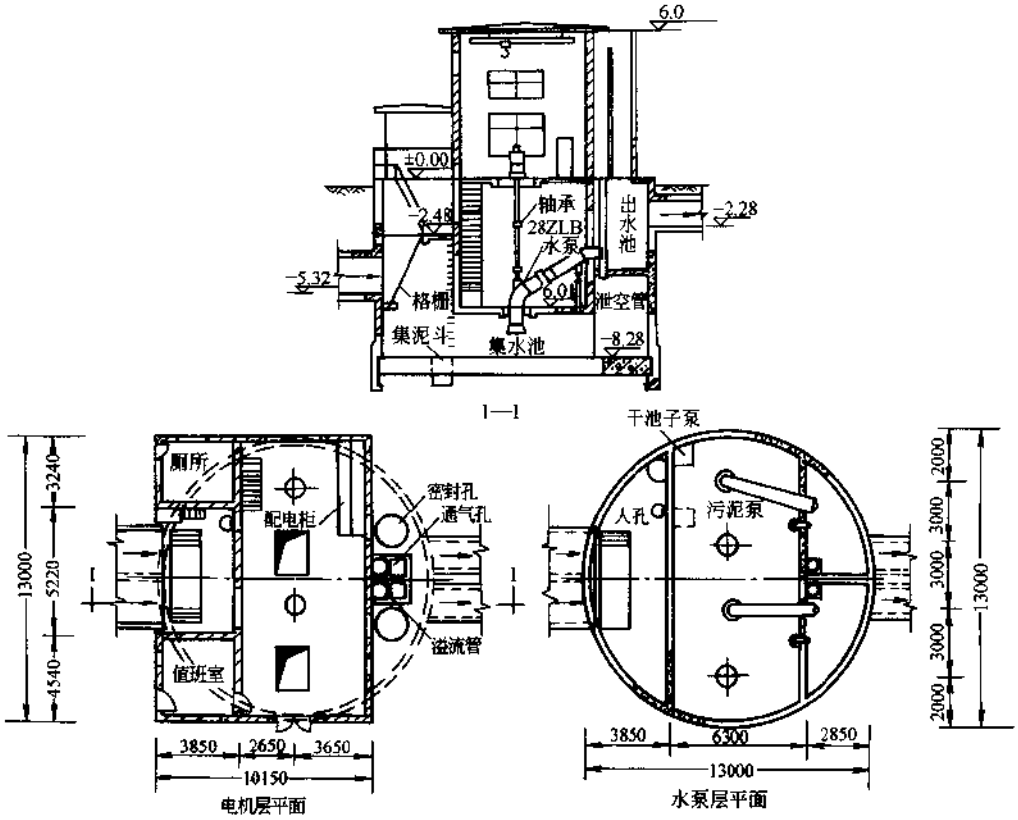


图 3-37 立式轴流泵房(下圆上方)

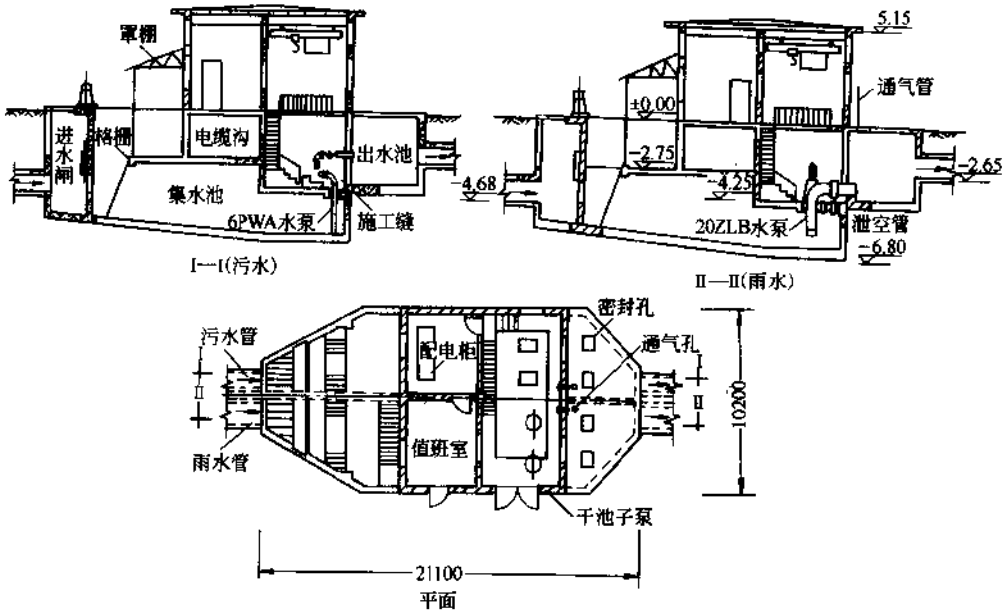


图 3-38 立、卧式水泵合流泵房

① 适用于分流制排水系统的雨、污水合建泵站。

② 进水闸、格栅、集水池、机器间、出水池合建，中间设置隔墙将水流分成两个部分，采用开挖法施工。

③ 污水泵使用抽真空方式启动。

④ 立式轴流泵的电动机、水泵直联，取消传动轴，并将水泵进水直管加长，以抬高水泵层楼板。

⑤ 设压力出水池，主机房与出水池之间用施工缝相接。

5）图 3-39 为卧式合流泵站：其规模：设 12HB 卧式混流泵 4 台。

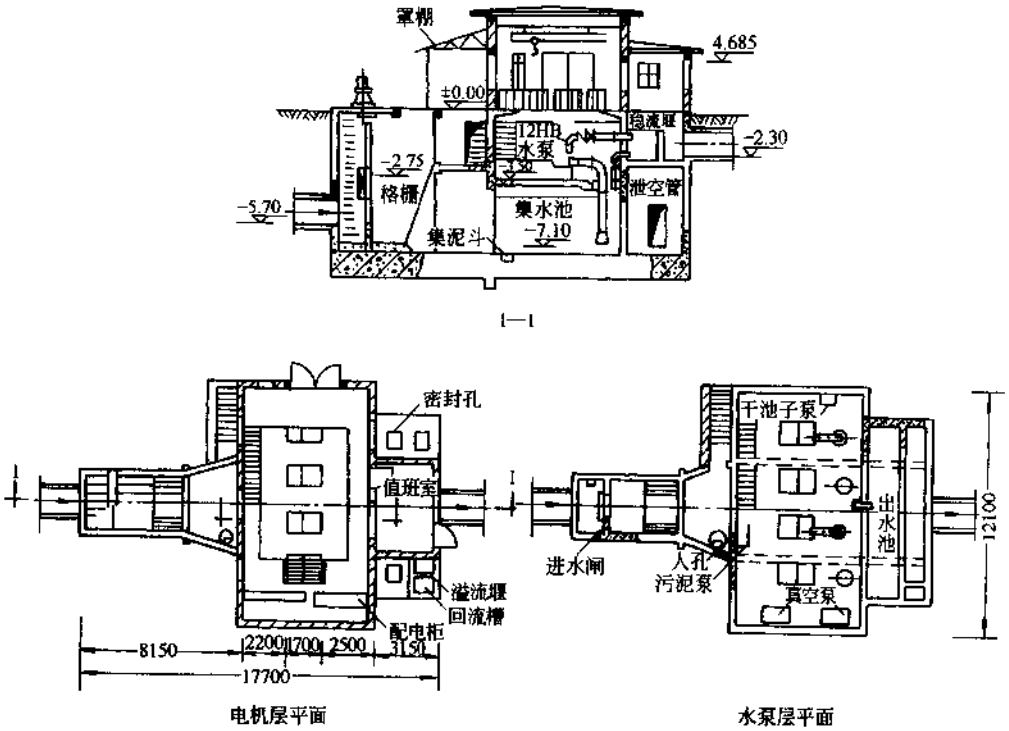


图 3-39　卧式泵合流泵房

布置要求：

① 采用抽真空方式启动。

② 进水闸、格栅、集水池、机器间、出水池合建，采用开挖法施工。

③ 进水偏心大小头加设手孔，便于清掏叶轮。

④ 出水池设稳流堰水封出水，方便启动，设溢流堰回流槽，当水位涌高时，回流到集水池。

⑤ 集水池底设集泥斗。可用污泥泵去解决清池挖泥问题。

⑥ 水泵吸水管穿进水泵层板时，用支座双法兰管密封。

6）图 3-40 为混流雨水泵和无堵塞污水泵合建下圆上方形泵房：其规模：雨水用立式混流泵 6 台，无堵塞污水泵 4 台。

布置要点：

① 雨水及污水泵房布置成一体，机器间互通，便于管理。采用 40m 直径圆形整体构筑物。

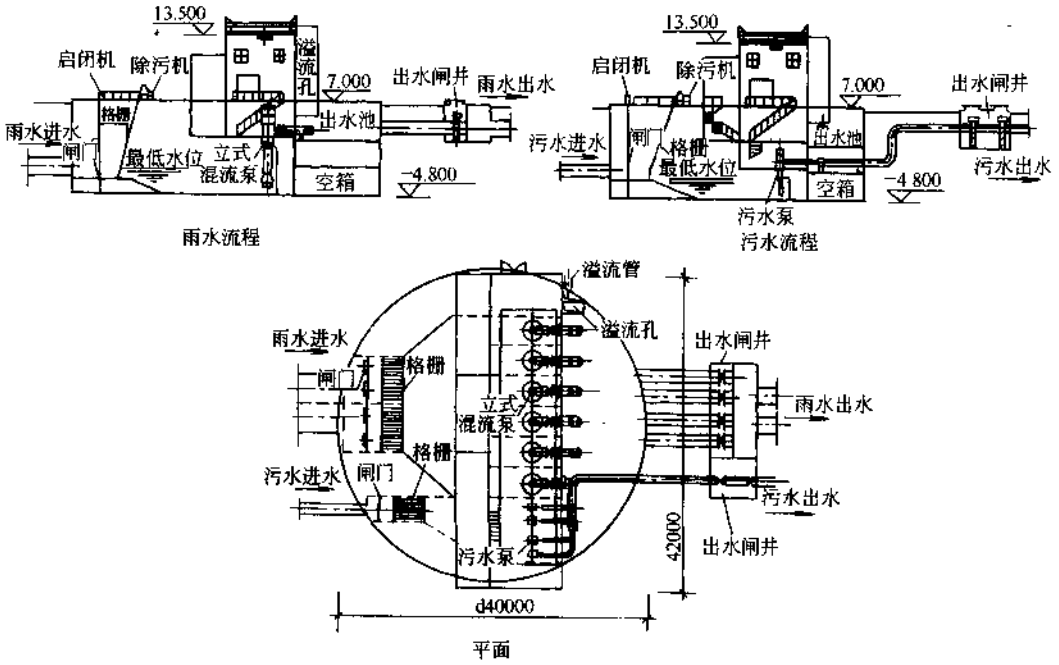


图 3-40 混流雨水泵和无堵塞污水泵合建下圆上方形泵房

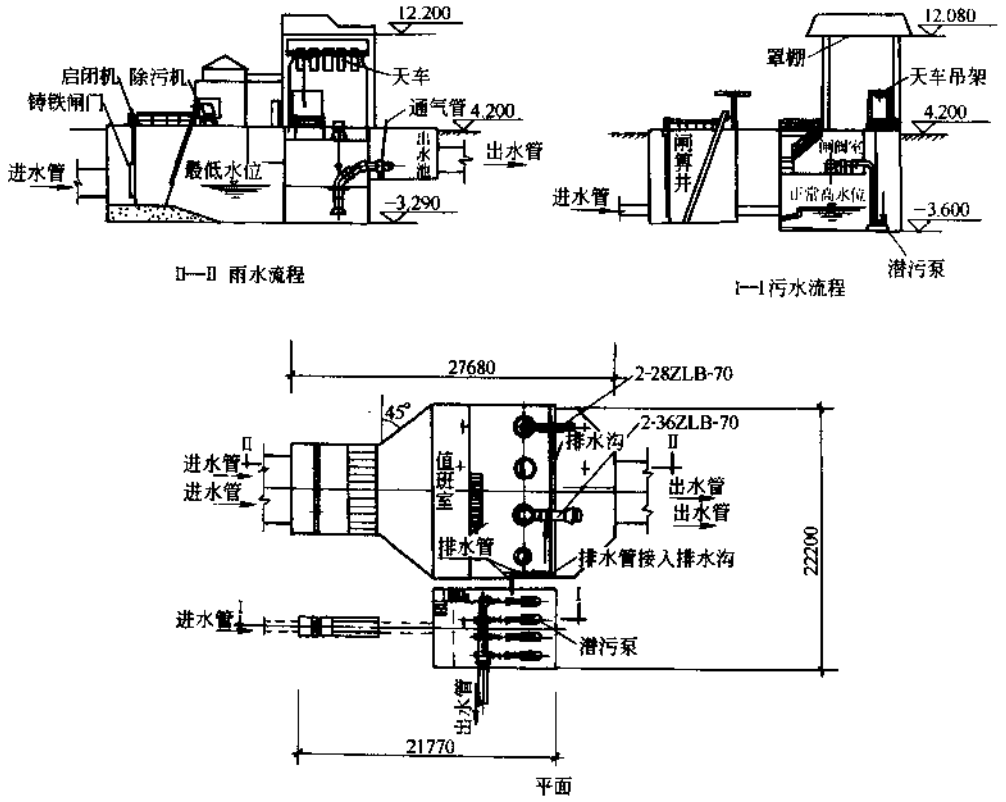


图 3-41 轴流雨水泵与潜水污泵合建组合形泵房例一

② 利用空箱作斜流泵润滑水清水池，潜水泵供水。

③ 雨水、污水出水均为压力管道。出水池半敞开式，内设溢流及回流设施，控制压力。

④ 软土地基、埋深大，采用护壁合一，逆作法施工。

7) 图 3-41 为轴流雨水泵和潜水污泵合流泵房例一：其规模：雨水用 2-28ZLB、2-36ZLB 型轴流泵各 2 台；污水用 WQ 型潜水污泵 4 台。

布置要点：

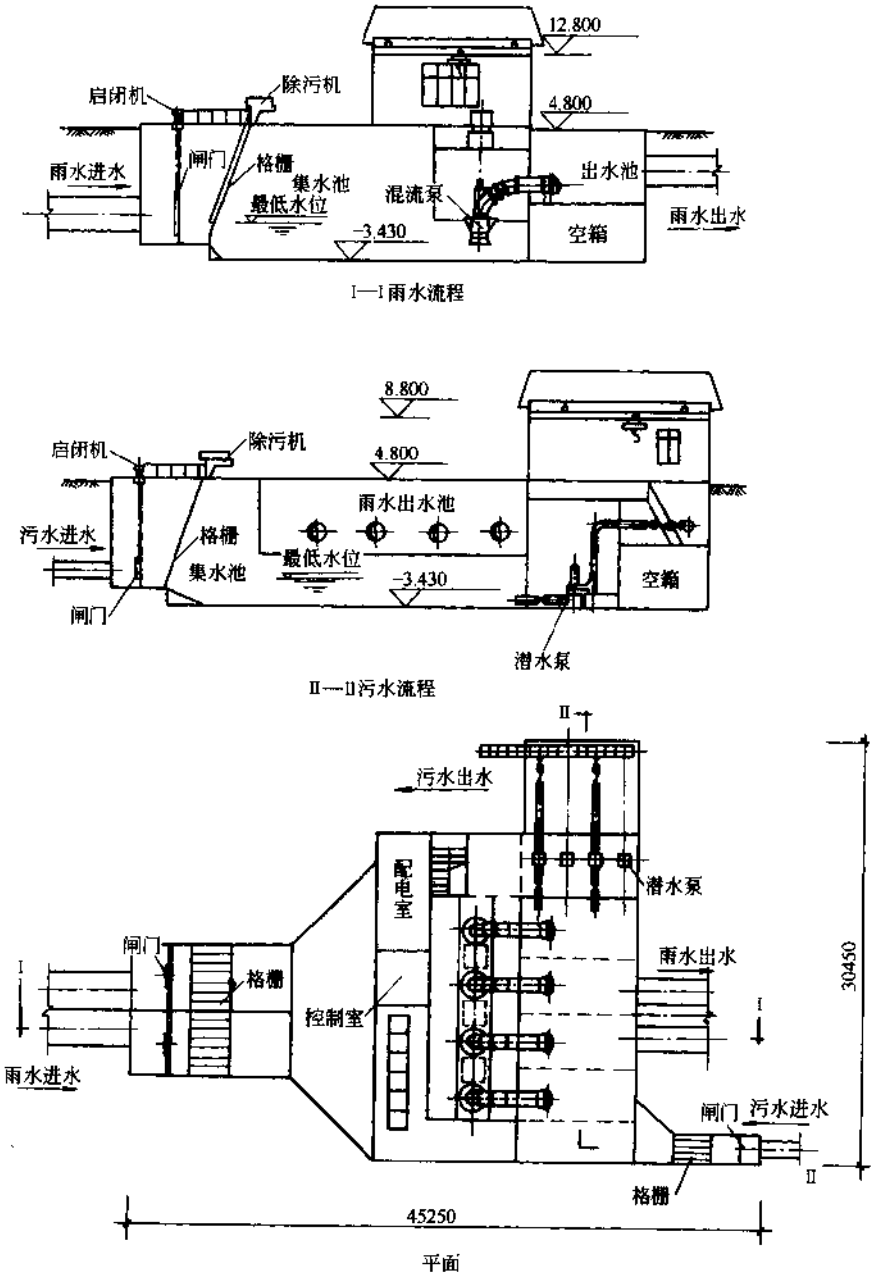


图 3-42　立式混流雨水泵和潜水污泵合建组合形泵房例二

① 雨水和污水泵房为独立结构，并列设置，中间作施工缝。

② 雨水泵上部机房同潜水污泵上部罩棚的建筑形式协调一致。

③ 轴流泵出水管配活门，潜水污泵出水管配闸阀、止回阀，并联管路。

④ 半明开法施工。

8) 图 3-42 立式混流雨水泵和潜水污泵合流泵房例二：其规模：雨水用 900HLB 型立式混流泵 4 台；污水用 WQ 型潜水污泵 4 台。

布置要点：

① 雨水和污水泵房正体布置，机器间互通，方便管理。

② 污水泵利用雨水泵房出水池的下部空箱作集水池，减少占地，节省造价。

③ 采用地下连续壁、逆作法施工。

9) 图 3-43 为大型雨水泵房：其规模：1200HLB 型立式混流泵 10 台，排水量 $32m^3/s$。

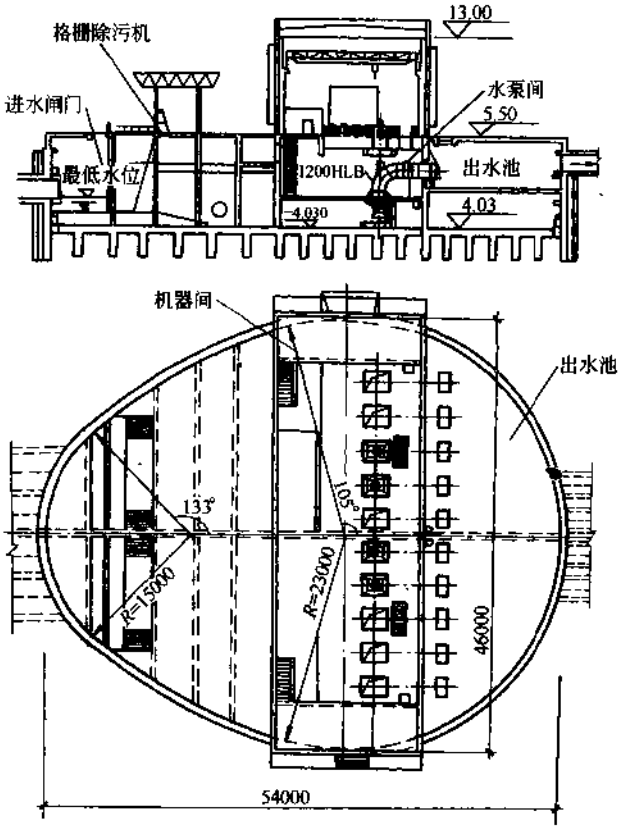


图 3-43 大型雨水泵房

布置要点：

① 在软土地基上建设大型雨水泵房，采用了卵形地下结构，由尖端进水，扩散角小，均匀，水力条件较好，出水池利用圆端，集水效果适当。

② 采用深基坑施工的桩基支护，分层逆作，护壁合一。

③ 配用移动式格栅清污机，自动控制。

④ 有压出水，排入高型渠道。

3.4 立交排水泵站

3.4.1 特点及一般规定

(1) 特点:由于公路立交和铁路立交,特别是下穿式立交的修建,立交范围内的雨水汇流到立交桥下的低点,在无条件自流排水的情况下,需设置排水泵站来解决排水问题,以免造成积水。

下穿式立交桥下快车道最低点,一般在四周正常路面约 2m 以下,如不能及时排除雨水,往往影响交通,甚至造成事故,所以其设计标准应高于一般排水泵站,并应结合当地降雨量多寡,汇水面积大小及所处地区交通量面定。

当地下水位高于立交地面时,地下水位的降低应一并考虑,需要布置盲沟系统收集地下水,通过立交泵站降水。立交泵站中雨水和地下水的集水池和所选用的水泵可分开设置,也可以合用一套。

(2) 一般规定:

1) 泵站位置应建于距立交桥最低点尽可能近的地点,使雨水和地下水以最短的时间排入泵站,使管线最短,泵站挖深最小。

2) 立交排水必须采用雨、污水分流制,以防旱季污水气味由雨水口散发出来,影响立交范围内的环境卫生。

3) 在平交路口改建为立交时,应在修建泵站的同时,解决好旧排水系统的改建。

4) 在较清洁的地区,立交泵站可以取消格栅,但应加强对雨水口的管理,如使用双箅加卧泥的收水井。

5) 雨水泵和地下水泵均应采用可靠的水位自控开停车系统。

6) 在有条件的地区应设溢流井,溢流口高程应不使出口发生洪水倒灌,并应不高于慢车道高程,以便在断电或水泵发生故障时,尚能保证车辆在慢车道上通行。

3.4.2 汇水面积和设计参数

(1) 汇水面积:一般能自流入干管的单独成一系统;不能自流入干管,另设排水系统,由泵站抽升后入干管(或河道)。根据立交桥的组成,一般包括以下汇水面积:

1) 引道:由干道开始爬坡到立交桥头,此段面积地势较高,坡度大(5%左右),如有条件排入附近干管最为理想,否则排入立交泵站。

2) 坡道:由立交另外两侧干道路面的分水岭起,坡向立交桥的最低点,形成一个盆地,此处最易造成积水,一般沿路的两侧各设置数量不等的几组雨水口(最低点一般设 6~10 个雨水口为 1 组),将此面积之雨水截流入泵站。

3) 匝道:上下层道路相连接段及用于车辆行驶变换方向的弯道;其中高于或接近一般路面高程的面积,可自流入干管,剩余面积排入泵站。

4) 跨线桥:处于立交的最高点,自流排水条件比较有利,但为了不使其径流过长,往往采用泄水孔直接排入立管的作法,将水引入下层的雨水口或检查井中再流入泵站。

5) 绿地:在立交中,绿地面积约占有较大的比例,在绿地周围也应设置雨水口。

6) 建筑红线以内面积:建筑红线以内适当距离所包括的面积,主要是在小区雨水系统超频率的情况下,所增加的流量往往排入立交范围。

(2) 控制水位:为了保证立交排水,特别是下穿式立交不发生雨水积水和地下水的渗入,泵站必须严格控制水位。

立交泵站雨水的最高水位,可以根据地道的最低点,下返 1m 安全水头,推算到泵站集水池的水位决定;地下水的最高水位必须以降水曲线低于地道断面的水位决定。合用集水池时,取较低的水位。

(3) 设计参数:

1) 雨水流量计算公式:

$$Q = q\psi F \tag{3-33}$$

式中 Q——雨水设计流量(L/s);

q——设计暴雨强度[L/(s·hm²)];

ψ——径流系数;

F——汇水面积(hm²)。

q 值各地区不同,见第 1 章。

2) 重现期 P 值:应取决于地区的重要性、所处地区交通量的多少及汇水面积的大小,参见表 3-8。

立交排水泵站选用重现期 P 值 表 3-8

序号	使用条件	P 值(a)	备注
1	汇水面积<2hm² 汇水面积>2hm²	1~2 2~3	如北京郊区面积小于 2hm² 者采用 1a,大于 2hm² 者采用 2a;市区小于 1hm² 者采用 2a,大于 1hm² 者采用 3a
2	P 值要比一般雨水管道高 1~2 级 管道 P=0.33~0.5 P=1 P=1~3 P=2~3	1~2 2~3 3~5 5~10	北京、上海、吉林、哈尔滨、兰州、西宁等地 天津、成都等地 杭州、无锡、重庆、石家庄、郑州、西安、沈阳、长春等地 广州等地
3	交通量大小不同,应有差别	2~3 1~2	如市区立交 如郊区立交
4	交通要道 P 值应酌加	2~3 10~20	要求尽量不中断交通者(从 1~2a 加大到 2~3a) (从 5~10a 加大到 10~20a)
5	降雨量较集中的地区标准须较高	5~10	广州、福州、南京、南昌、桂林等地

3) 径流系数 ψ 值:应根据地面种类分别计算。

4) 集水时间 t:根据径流长度与路面纵坡确定:

$$t = \frac{L}{v \times 60} \quad (\text{min}) \tag{3-34}$$

式中 L——径流长度(m);

v——道路偏沟流速(m/s),可采用表3-9。

v 值 参 用　　表3-9

使 用 条 件	v 值(m/s)	使 用 条 件	v 值(m/s)
地面径流,坡度 $S=1\%$	$v=0.6$	地面径流,坡度 $S=2.5\%\sim5\%$	$v=0.9\sim1.3$
地面径流,坡度 $S=1\%\sim2.5\%$	$v=0.6\sim0.9$		

管道内径流、坡度 S、流速 v 同管道设计。

3.4.3 选　　泵

(1) 泵站设计流量为 $1\sim2m^3/s$,扬程为 $5\sim10m$ 时选用 HLB、HBC、TL 型混流泵较多,结构简单,维修方便,效率高。

(2) 当设计流量偏大为 $1.5\sim2m^3/s$ 或更大,扬程为 8m 以内时,可采用 ZLB 型轴流泵,启动迅速,效率也比较高。

(3) 当设计流量较小为小于 $1m^3/s$,而扬程为 $10\sim20m$ 时,选用 PWL 型立交污水泵,其效率虽低于轴流泵和混流泵,但结构简单,维修方便。

(4) 为排立交之地下水和集水坑污水,常选用 5LN 型农排泵或 65PWL 型液下污水泵。也可以使用小型离心泵、混流泵。

(5) 水泵台数,一般设雨水工作泵 2~3 台,不设备用泵。地下水工作泵一台,备用一台。重要地区的立交,为了能及时排除出现超频率降雨时所增加之流量,可考虑设一台备用泵。

(6) 使用潜水泵时,可根据水量及扬程分别选用潜水污泵、潜水混流泵或潜水轴流泵。详见给水排水设计手册第 11 册《常用设备》和《给水排水设计手册·材料设备》(续册)第 2 册。

3.4.4 布置形式选择

(1) 自灌式:启动迅速,操纵简便可靠,能够及时发挥降水作用,适合立交泵站排水及时的要求,多数采用。当土质不好、地下水位较高、施工受到一定限制时,方可采用非自灌式。

(2) 合建式:由于立交泵站汇水面积较小,设计流量一般为 $1m^3/s$ 左右,又多为自灌式,故集水池与机器间适于合建。

(3) 圆形和矩形:圆形矩形均可,主要根据施工条件决定,立交泵站更多的注意外形与周围环境的协调和美观。高架式立交,应注意从桥上俯视的立体外观效果。

(4) 半地下式:立交泵站深度较大,为非全年性运转,电动机受潮现象比较严重,干式泵宜采用半地下式泵站;采用潜水泵站时,非汛期可将雨水泵提出封存。

3.4.5 配　　电

(1) 电源:重要地区之立交泵站应备双电源。在铁路立交处,采用铁路电源最为可靠;在无双电源的情况下,可采用柴油发电机作为自备电源,发电机组的容量,可稍小于泵站最大容量。郊区泵站若采用农业用电,须查明可靠性。

(2) 电动机防潮:立交泵站,在无地下水的情况下,只有降雨期间运转,在非运转期,必须考虑电动机的防潮问题。一般用电加热器或定期抽循环水,或临时将电机拆除保存在干燥的地方。

3.4.6 立交地下水量估算

(1) 立交地下水排除的意义及方法：为保证路基经常处于干燥状态，使其具有足够的稳定性，不致发生翻浆和冻胀，必须解决好地下水的排除问题。

解决的方法是埋设无砂滤管或不做封闭接口的水泥管，管外用倒滤层包住，以吸收、汇集地下水自流到附近的排水干管或河湖；当高程不允许自流时，设泵站抽升。地下水抽升可以与雨水抽升结合并建在一起，由各自的进水管分别接入集水池。用闸门分开，按不同流量选泵。当地下水流量较大时，亦可统一选泵。

(2) 立交地下水流量的确定：地下水流量，因受多种因素的影响，其计算结果往往出入很大，主要原因是地下水的变化幅度除受大气降水影响外，与附近地形地貌有关。在地势低洼或靠近河道、排灌渠道的地区，计算结果偏大，而在地表排水通畅的地区则偏小。一般应通过抽水试验，取得渗透系数、影响半径、给水度等有关参数，再进行计算。在无抽水试验资料时，可根据钻探孔的水文地质剖面图，选择地下水的最高水位，合理采用土壤渗透系数值，进行估算和确定设计流量。

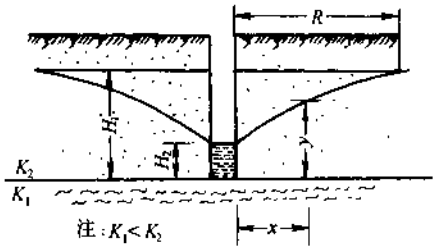


图 3-44 地下水潜流(两侧流)达到隔水层

1) 当不透水(或渗透系数值较小)的底层呈水平埋藏时，从一侧(或两侧)流向通过隔水层廊道和沟渠(排水沟管)的水流量(见图 3-44)，按式(3-35)～式(3-37)计算：

① 一侧进水：

$$q = K\frac{H_1^2 - H_2^2}{2R} \quad (\mathrm{m^3/d}) \tag{3-35}$$

或

$$Q = BK\frac{H_1^2 - H_2^2}{2R} \quad (\mathrm{m^3/d}) \tag{3-36}$$

式中 q——流向沟渠的单位(每 m 长度)流量；

Q——流向长度为 B 的沟渠的水流量；

H_1——含水层的厚度(m)；

H_2——沟渠中的水深(m)；

R——沟渠影响带的宽度(m)；

K——渗透系数(m/d)。

② 潜水从两侧流入时，水流量将增加一倍：

$$Q = BK\frac{H_1^2 - H_2^2}{R} \tag{3-37}$$

2) 未达到水平隔水层的长度为 B 的排水廊道(排水沟渠及管道)的水流量(见图 3-45)，按式(3-38)～式(3-43)计算：

① 一侧进水：

$$Q = BK\left[\frac{H_1^2 - h_0^2}{2R} + H_0 q_r\right] \quad (\mathrm{m^3/d}) \tag{3-38}$$

② 二侧进水：

$$Q=2BK\left[\frac{H_1^2-h_0^2}{2R}+H_0q_r\right]\quad(\mathrm{m^3/d})\tag{3-39}$$

式中　q_r——引用流量值，可按图解法求得，见图 3-46，它取决于 α 和 β；

$$\alpha=\frac{R}{R+C}\text{及}\beta=\frac{R}{T}\tag{3-40}$$

其中　R——廊道影响带的宽度(m)；

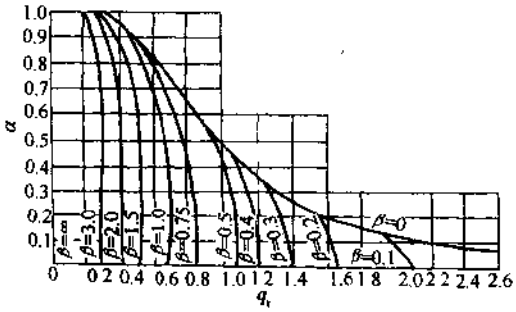
C——廊道宽度之半(m)；

T——从廊道底部至隔水层的距离(m)。

当 $\beta>3$ 时，q_r 值按式(3-41)确定：

$$q_r=\frac{q'r}{(\beta-3)q'_r+1}\tag{3-41}$$

式中的 q'_r 值，可按图 3-47 中的 $q'_r=f(\alpha_0)$图解确定，而且



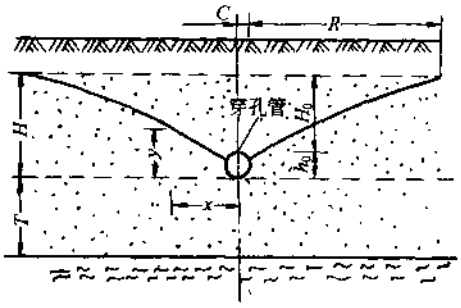


图 3-45　地下水潜流(两侧流)未达到隔水层

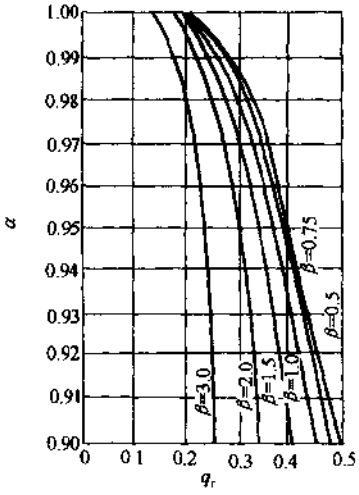


图 3-46　求 q_r 值之图解

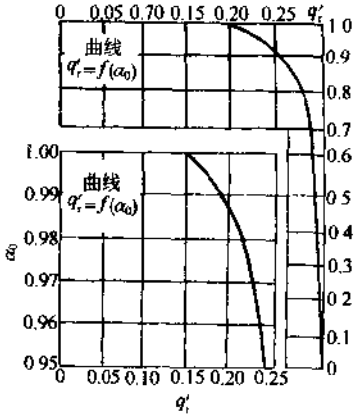


图 3-47　求 q'_r 值之图解

$$\alpha_0=\frac{T}{T+\frac{1}{3}C}\tag{3-42}$$

影响半径的确定：影响半径的大小取决于渗透系数，给水度和含水层厚度取决于抽水时的降深值补给条件及其与上、下含水层的水力联系。

确定潜水井的影响半径，常采用式(3-43)计算：

$$R=2S\sqrt{HK}\,(\mathrm{m}) \tag{3-43}$$

式中 S——井中水位降深(m)；

H——无压含水层的厚度或承压含水层底板以上的测压水头值(m)；

K——渗透系数(m/d)。

在无抽水试验资料时可参考表 3-10。

在无抽水试验资料时 K 值参考 **表 3-10**

岩石名称	影响半径 R(m)	岩石名称	影响半径 R(m)
亚砂质岩石	10～20	中粒砂	75～100
微粒砂	20～50	粗粒砂	100～150
细粒砂	50～75	卵石质砂	150～200

水在土壤中的渗流系数 K 值参见表 3-11。

水在土壤中的渗流系数 K 值 **表 3-11**

土壤种类	渗透系数 K 的大约值(m/d)	土壤种类	渗透系数 K 的大约值(m/d)
沙壤土	1～5	粗粒砂	25～75
细粒砂	5～10	粗砂夹卵石	50～100
中粒砂	10～25	夹有砂粒的卵石层	75～150

沟渠(沟管)的降水曲线：降水曲线的纵坐标，按式(3-44)计算：

$$y=\sqrt{H_2^2+\frac{2q}{R}x} \tag{3-44}$$

式中 x——从集水井(或沟管)到测定 y 值的断面距离；

沟渠的降水曲线纵、横坐标，见图 3-48。

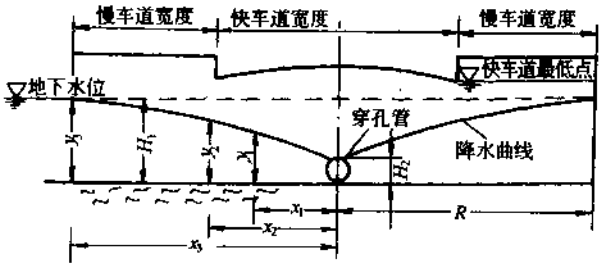


图 3-48 降水曲线纵、横坐标

【例】 无地下水：

已知：

(1) 某立交公路立交泵站，位于河道南岸，距堤边约 15m，在立交桥西北 120m 处。地面标高 45.30m，见图 3-49、50。

(2) 河道重现期 $P=20$a 之设计洪水位为 42.40m。

(3) 立交长 400m，宽 90m。

(4) 快车道最低点路面高程：40.30m。

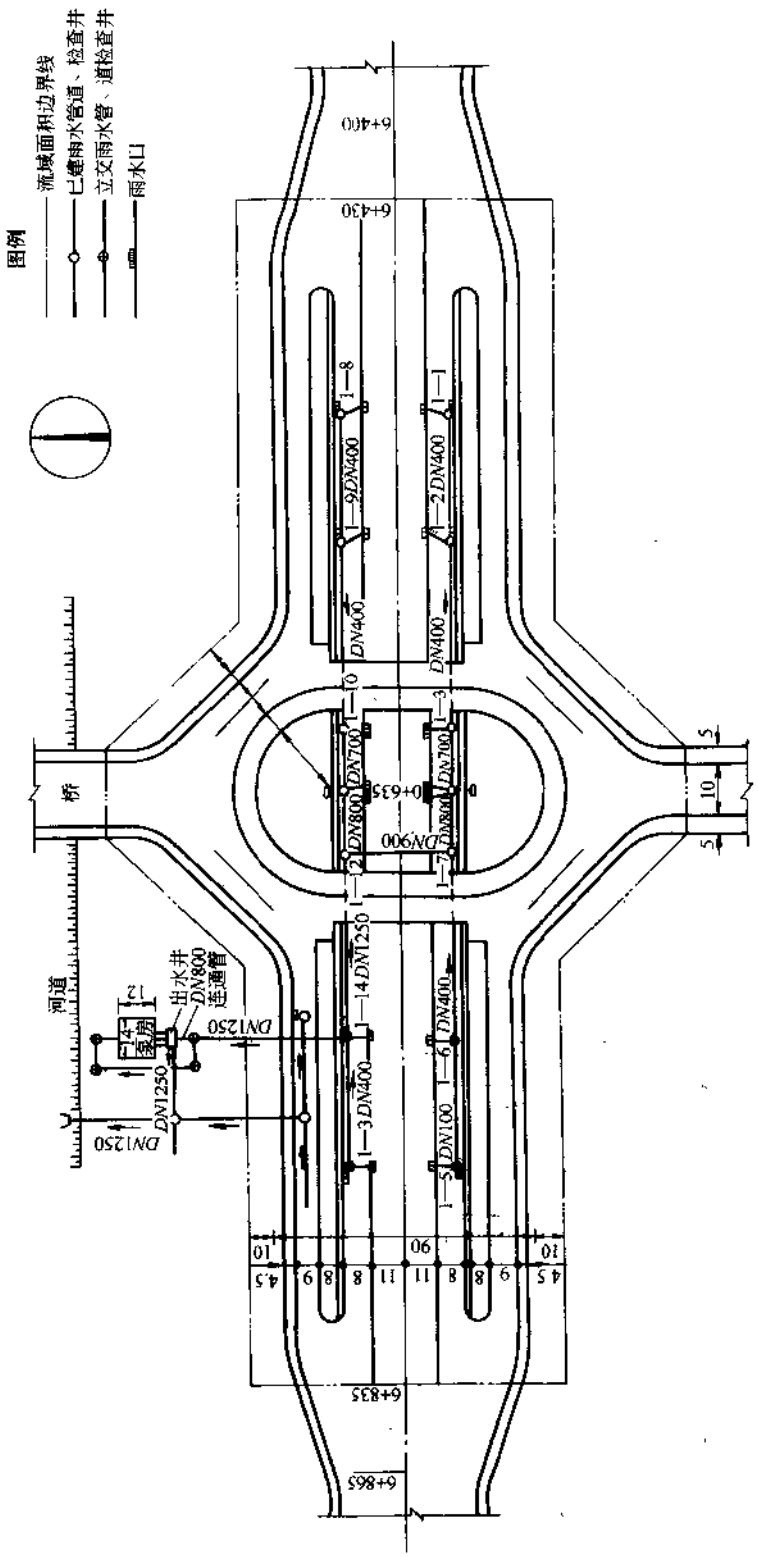


图 3-49　某公路立交排水泵站总平面示意

注：1. 单位：管径为 mm，距离为 m。2. 排水泵站工艺见图 3-50。

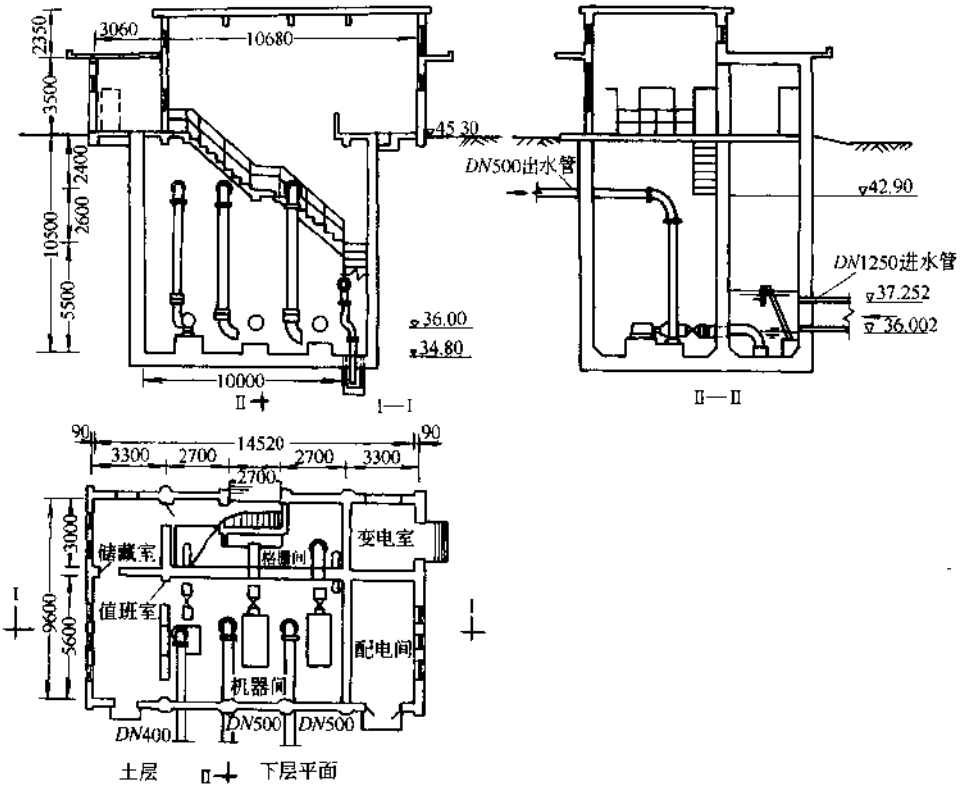


图 3-50 某公路立交排水泵站工艺(高程为 m,其他为 mm)

(5) 慢车道最低点路面高程:41.30m。

(6) 立交最高点路面高程:45.85m。

(7) 土壤冰冻深度为 1.0m,无地下水。

(8) 设计参数:

1) 重现期采用 $P=2a$。

2) 径流系数分别为:混凝土路面 $\psi=0.9$;绿地 $\psi=0.15$;一般地面 $\psi=0.55$。

3) 集水时间,根据径流长度而定为 $t=5$、8、10min。

【解】 (1) 求汇水面积及流量:

1) 低于 42.50m 之面积(42.50m 标高,系按比河道设计洪水位高 0.1m 为准),部分快、慢车道之面积及流量:

$F_1=0.9hm^2$(100%计入),$t=5min$,查得 $q=434L/(s\cdot hm^2)$,$\psi=0.9$,$Q_1=\psi qF_1=0.9\times434\times0.9=352L/s$。

2) 低于 42.50m 之绿地面积:

$F_2=0.409hm^2$(100%计入),$t=8min$,$q=362L/(s\cdot hm^2)$,$\psi=0.15$,$Q_2=0.15\times362\times0.409=22L/s$。

3) 高于 42.50 之面积(部分快、慢车道坡向立交最低点):

$F_3=1.6hm^2$(70%计入),$t=8min$,$q=362L/(s\cdot hm^2)$,$\psi=0.9$,$Q_3=0.9\times362\times1.6\times$

$0.7=364L/s$。

4）匝道面积（漫过雨水口流入低点之流量）：

$F_4=0.9hm^2$（50%进入），$t=10min$，$q=329L/(s\cdot hm^2)$，$\psi=0.9$，$Q_4=0.9\times329\times0.9\times0.5=132L/s$。

5）步道至建筑红线以内10m之面积：

$F_5=1.7hm^2$（50%计入），$t=10min$，$q=329L/(s\cdot hm^2)$，$\psi=0.55$，$Q_5=0.55\times329\times1.7\times0.5=154L/s$。

总汇水面积：

$$\begin{aligned}F&=F_1+F_2+F_3\times0.8+F_4\times0.5+F_5\times0.5\\&=0.9+0.409+1.6\times0.7+0.9\times0.5+1.7\times0.5\\&=3.73hm^2\end{aligned}$$

总流量：

$$Q=352+22+364+132+154=1024L/s$$

（2）确定进、出水管断面，坡度及高程：

选用 $DN1250$，$s=0.0008$，$v_1=1.0m/s$，$Q=1229L/s>1024L/s$。

进水管管底标高定为36.00m（经市政管道综合后确定）。

总出水管 $DN1250$，$s=0.0008$，$v=1.0m/s$，管底高程定为40.82m（淹没式）。

（3）选泵：考虑不同强度之降雨量：选用一种型号、二种级别，无备用泵。选泵的总扬程估算：

水泵提升高度42.90m（比洪水位高0.5m）。

经过格栅的水头损失0.1m。

集水池最低工作水位36.00m（与进水管管底高程同）。

局部损失按1.0m估算，沿程损失$0.0008\times15=0.012m$。

则总扬程估算：

$$H=42.90-36.00+1+0.1+0.012=8.012m$$

选用TL20-35型混流泵2台：其性能为 $Q=0.415m^3/s$，$H=8.3m$，$N=55kW$，$\eta=82.4\%$。

配用电动机TS116-10型2台。

选用TL1235型混流泵1台：其性能为 $Q=0.19m^3/s$，$H=8.3m$，$N=22kW$，$\eta=83\%$。电动机TO73-6型1台。总抽水量：

$$Q=0.415\times2+0.19=1.02m^3/s\approx1.024m^3/s$$

地漏排水选泵：5LN-33A型农排泵1台：$Q=20L/s$，$H=4m$，$N=1.5kW$/台，$\eta=65\%$，电动机 JO_2-22型1台。

（4）集水池：集水池不考虑调节作用，有效容积按最大1台泵1min的容量 $W=0.415\times1.0\times60=24.96m^3$，采用有效水深1.25m，集水池最高水位37.25m，$F=20m^2$，池底标高定为34.80m。

（5）泵站形式：选用干式、自灌、方形泵站、集水池与机器间合建式，由中隔墙隔开。下部尺寸10m×9m，深度（地面至池底）45.50－34.80＝10.7m；上部尺寸14.52m×9m，高度5.85m。

（6）格栅：采用人工清除，格栅间采用敞开式，顶板考虑吊物梁勾（20a工字钢梁），格栅

之栅条净距根据水泵类型和容量确定为 70mm。

(7) 泵站经平面布置后(见图 3-50),对水泵总扬程进行核算:

1) 格栅水头损失计算:

水与格栅夹角 $\alpha=70°$。

栅条宽 $b=10\text{mm}$。

栅条间隙 $S=70\text{mm}$。

栅条厚 $L=50\text{mm}$,

$\frac{b}{S}=\frac{10}{70}=0.14,\frac{L}{S}=\frac{50}{70}=0.71$,

查得阻力系数 $\xi=0.27$,

水头损失 $h_1=\xi\frac{v_1^2}{2g}$,$v_1=1.0\text{m/s}$(进水流速),即

$$h_1=0.27\frac{1.0^2}{2\times9.81}=0.014\text{m}$$

2) 吸水喇叭口水头损失:

当$\frac{L}{DN}=\frac{1.2}{0.4}=3<4$,$\xi=0.2\sim0.56$,采用 $\xi=0.4$,$v_2=2.04\text{m/s}$ 时,

$$h_2=\xi\frac{v_2^2}{2g}=0.085\text{m}$$

3) 吸水管及出水管线水头损失:

$Q=0.415\text{m}^3/\text{s}$,选用 $DN500$,求得 $v=2.04\text{m/s}$,$i=0.0107$,$L=1.35+4.5+3.0+2=10.85\text{m}$,

$$h_3=0.0107\times10.85=0.116\text{m}$$

4) 弯头水头损失:

90°焊接弯头 1 个,$\xi=0.96$,

90°铸铁弯头 2 个,$\xi=0.64$,

$$h_4=(0.96+0.64\times2)\times\frac{2.04^2}{2\times9.81}=0.475\text{m}$$

5) 闸门水头损失:

$DN500$ 闸门 1 个,$\xi=0.06$,

$$h_5=0.06\frac{2.04^2}{2\times9.81}=0.013\text{m}$$

6) 拍门水头损失:

出口拍门 1 个,$\xi=1.8$,

$$h_6=1.8\frac{2.04^2}{2\times9.81}=0.382\text{m},$$

局部损失 $h=0.014+0.085+0.116+0.475+0.013+0.382=1.085\text{m}$。

沿程损失 $h'=15\times0.0008=0.012\text{m}$。

故水泵所需总扬程为 $H=6.9+1.085+0.012=8.0\text{m}<$水泵扬程(8.3m)。因此,所选水泵是合适的。

(8) 泵站机器间起吊设备:电动单梁悬挂式起重机 3t,1 台。

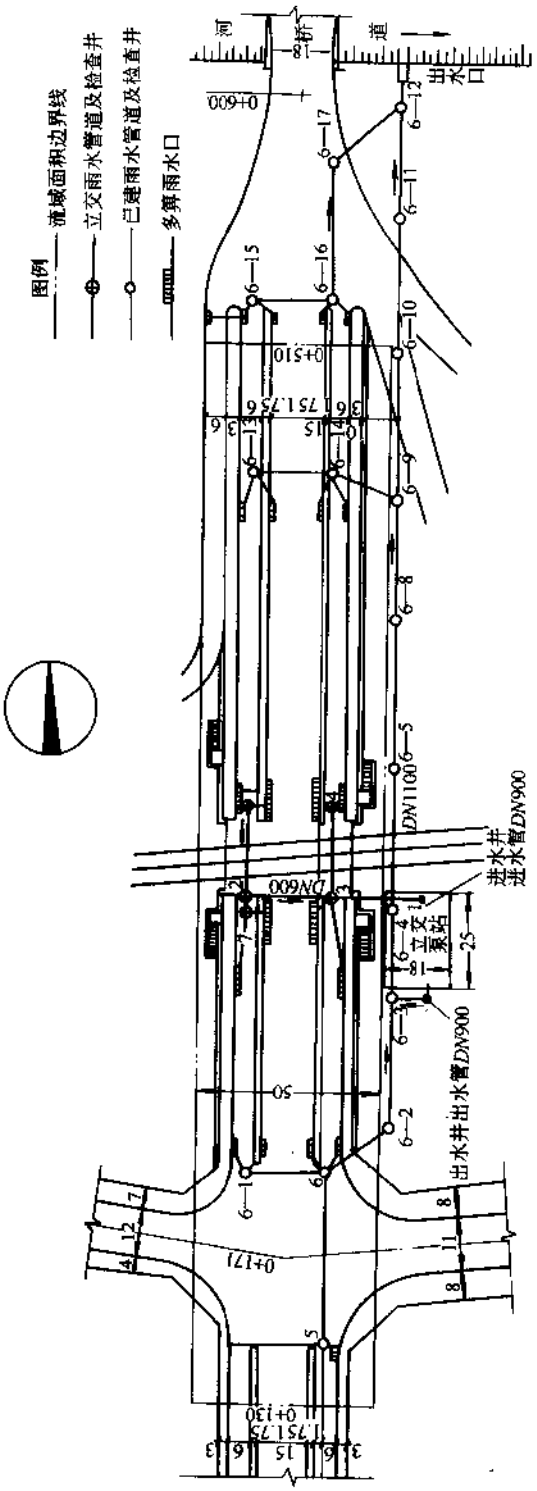


图 3-51　某铁路立交排水泵站总平面示意

注：1. 单位：管径为 mm，距离为 m。2. 排水泵站工艺见图 3-52。

(9) 附属构筑物:此泵站由于交通方便,又居城区附近,故不设休息室、厨房、厕所等附属建筑物,又距市政设施很近,无需再埋设市政管道,只考虑泵站周围的绿化。

(10) 泵站占地面积:由于受周围条件的限制,共占地面积为 357m²。

【例】 有地下水:

已知:

(1) 某郊区铁路与公路立交排水泵站,位于立交东岸约 35m 处。主要解决立交排水和降低地下水位。立交长约 380m,宽 50m,见图 3-51、52。

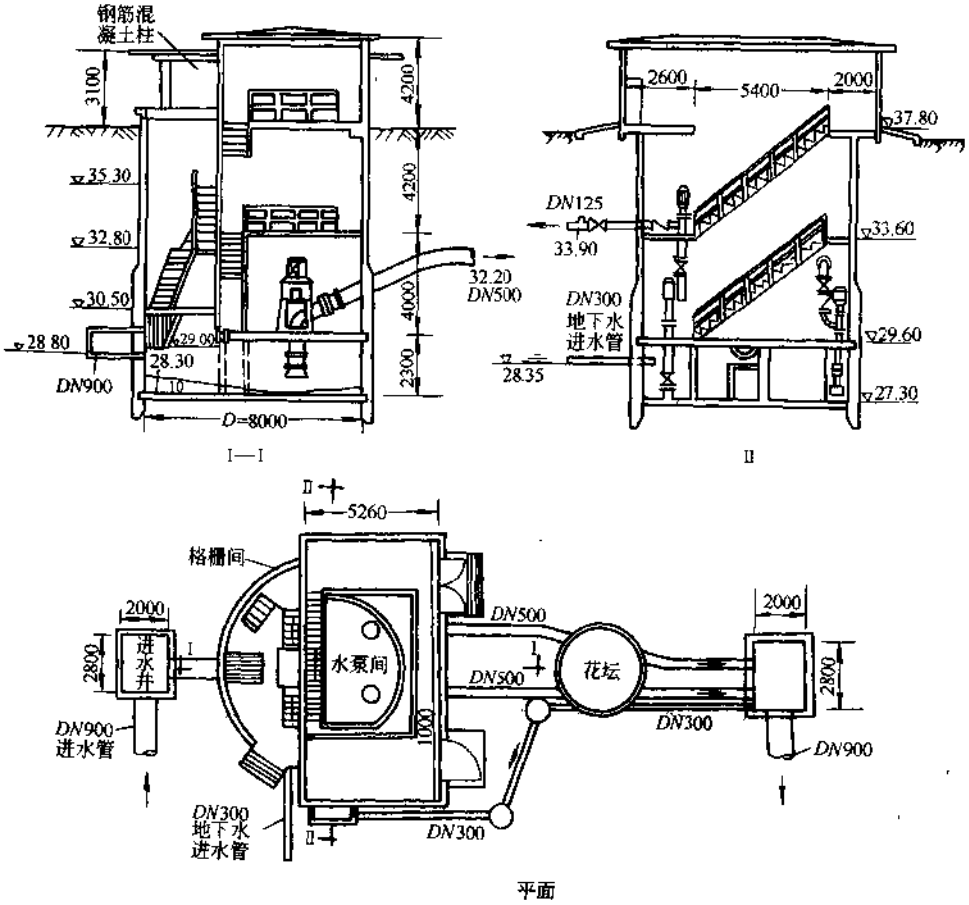


图 3-52 某铁路立交排水泵站工艺(高程为 m,其余为 mm)

(2) 所排入之河道($P=20a$)之设计洪水位:32.15m。

(3) 立交桥下道路最低点高程:31.80m。

(4) 泵站附近地面高程:37.65m。

(5) 立交范围内地下水位:33.50m。

(6) 土壤冰冻深度为 1.0m(为砂壤土夹细砂)。

(7) 设计参数:

1) 重现期 $P=2a$。

2) 径流系数 $\psi=0.9$(混凝土路面)。

3) 集水时间 $t=6\text{min}$。

【解】 (1) 求汇水面积及流量：

1) 低于 35.00m(河水位加 0.2m 超高)之面积；$F_1=1.4\text{hm}^2$(100%计入)，$t=6\text{min}$，$q=406\text{L/s/hm}^2$，$Q_1=1.4\times406\times0.9=511\text{L/s}$。

2) 高于 35.00m 之面积：$F_2=0.5\text{hm}^2$(50%计入)，$t=6\text{min}$，$Q_2=0.5\times50\%\times406\times0.9=91\text{L/s}$。

总汇水面积 $F=1.4+0.25=1.65\text{hm}^2$。

总流量 $Q=511+91=602\text{L/s}$。

(2) 确定进、出水管断面、坡度、高程：进水管选用 $D=900\text{mm}$，$i=0.0015$，$v=1.10\text{m/s}$，$Q=701\text{L/s}$。进水管管底标高定为 28.80m；出水管 2 条 $DN500$，管底标高定为 32.20m。

(3) 进入泵站之地下水估算：采用下式计算：

二侧进水：

$$Q=BK\frac{H_1^2-H_2^2}{R}$$

式中符号见图 3-53。

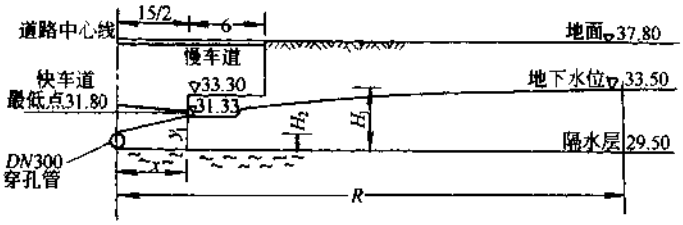


图 3-53　立交地下水潜流(二侧进水)

根据土质查表 3-10，得影响带的宽度 $R=50\text{m}$；查表 3-11 得渗透系数 $K=5\text{m/d}$。

采用 $DN300$ 穿孔管，埋设长度 280m。

计算：

$$H_1=33.50-29.50=4\text{m}$$

$$H_2=0.3\text{m}$$

$$Q=280\times5\frac{4^2-0.3^2}{50}=445.48\text{m}^3/\text{d}(\text{相当于 }5.2\text{L/s})$$

求降水曲线：

$$x=7.5\text{m}$$

$$q=K\frac{H_2^2-H_1^2}{2R}=5\frac{4^2-0.3^2}{2\times50}=0.796$$

$$y_1=\sqrt{H_2^2+\frac{2q}{K}x_1}=\sqrt{0.3^2+\frac{2\times0.796}{5}\times7.5}=\sqrt{2.38}=1.83\text{m}$$

$x_1=7.5\text{m}$ 时，y_1 点高程：$29.50+1.83=31.33\text{m}$，y_1 点比快车道最低点低：$31.80-$

31.33=0.47m。

进入泵站集水池处之 $DN300$ 穿孔管，管底标高为 28.35m；花管坡度采用 0.005。

(4) 选泵：采用 2 台同型号水泵，无备用泵。每台泵流量按 $Q=\frac{602}{2}=301\text{L/s}$ 计。选泵前总扬程估算：

水泵提升高度 32.65m(比洪水位高 0.5m)。

经格栅水头损失 0.1m。

局部损失按 0.5m 估算。

集水池最低工作水位 28.30m。

则总扬程估算：

$$H=32.65-28.30+0.1+0.5=4.95\text{m}$$

选用 20ZLB-70 型立式轴流泵 2 台，$Q=301\text{L/s}$，$H=5.21\text{m}$，$N=30\text{kW}$，$\eta=73\%$。

配用电动机 JO_2B_3，30kW，8 级立式。

选用 5LN-33A 型农排泵 5 台，$Q=2.5\text{L/s}$，$H=3.5\text{m}$，$N=1.5\text{kW}$，其中 4 台安装成串联水泵，共 2 组，供抽升地下水用。另 1 台供抽升地漏污水用。

(5) 集水池：集水池容积不考虑雨水的调蓄作用，按 1min 计算；地下水考虑调蓄作用，按每小时开 2 次计算，故容积为

$W=0.301\times60+0.5\times3600\times2.5/1000=27.42\text{m}^3$(其中雨水为 18.06m^3，地下水为 9.36m^3)在集水池中加闸槽，雨水和地下水可分、可合。

集水池最高水位定为 29.00m。

停泵水位为 28.30m。

集水池底为 27.30m。

(6) 泵站形式：选用干式、自灌式、下圆上方形泵站：下部尺寸 $D=8\text{m}$，深度 37.80－27.30=10.5m。上部尺寸 5.26m×10m，高度 4.0m。

(7) 格栅：采用人工清除，为敞开式，下砌 0.9 高清水墙，上加钢筋混凝土盖板，顶设有吊物梁勾(24a 工字钢梁)，供清渣用。

格栅之栅条净距根据水泵型号确定为 50mm。

(8) 根据泵站平面布置(见图 3-52)，核算水泵扬程：

1) 格栅水头损失：

$\alpha=70^\circ$，$b=10\text{mm}$，$S=50\text{mm}$，$L=40\text{mm}$，$\frac{b}{S}=0.2$，$\frac{L}{S}=0.8$，查得 $\xi=0.35$，$h_1=0.35\frac{1.27^2}{2\times9.81}=0.029\text{m}$。

2) 吸水喇叭口水头损失：

$$\frac{L}{DN}=\frac{1.35}{0.5}=2.7<4,\ \xi=0.4$$

$$h_2=0.4\frac{1.55^2}{2\times9.81}=0.05\text{m}$$

3) 吸水管及出水管水头损失：$Q=302\text{L/s}$，$DN500\text{mm}$，$i=0.0064$，$v=1.55\text{m/s}$，$l=$

2+15=17m,

$$h_3=0.0064\times17=0.1088\text{m}$$

4) 弯头水头损失:30°弯头 4 个,$\xi=0.2$,

$$h_4=0.2\times\frac{1.55^2}{2\times9.81}\times4=0.098\text{m}$$

5) 拍门水头损失:出口拍门 1 个,$\xi=1.8$,

$$h_5=1.8\frac{1.55^2}{2\times9.81}=0.22\text{m}$$

局部损失为

$$h=0.029+0.1088+0.05+0.098+0.22=0.506\text{m}$$

故水泵所需总扬程为

$$H=4.35+0.506=4.86\text{m}<5.24\text{m}$$

(9) 机器间起吊设备:3t 电动单轨吊车梁,2t 猫头小车手动(最大部件水泵重 720kg)。

(10) 附属构筑物:此泵站位于郊区,交通不太方便,设休息室、储藏室、厨房、厕所共 45m²。

(11) 占地面积:共 500m²。

3.4.7 雨水和地下水合用集水池设计要点

地下水和雨水合用集水池的立交泵站,在非降雨期间,只有地下水水泵工作。由于地下水量相对很小,集水池容积就有了很大的调蓄余量。所以可以采用流量较大的地下水水泵,既缩短了运行时间,也缓解了地下水水量计算不易准确的问题。但是在降雨时,应该严格控制雨水的最高水位,防止雨水窜入地下水的盲沟系统影响倒滤层。泵站故障时,需要及时关闭地下水和雨水的进水闸门。

(1) 图 3-54 为雨水及地下水合流泵房例一:其规模:WL300 型立式无堵塞泵 4 台,其中一台为抽地下水泵,排水量 83L/s。

布置要点:

1) 雨水及地下水汇合成一条进水干管入泵房。平时地下水泵工作,雨时,4 台泵可同时运行。

2) 非自灌泵房,真空泵启动,液位控制一步化,自动化运转。

3) 出水为压力管道,近期、远期扬程变化大,选用全扬程工作水泵。

(2) 图 3-55 为雨水及地下水合流泵房例二:其规模:8PWL 型污水泵 4 台,排水量 4×180=720L/s。

布置要点:

1) 雨水及地下水汇合成一条进水干管入泵房,平时一台泵工作,雨时,4 台泵可同时投入运行。

2) 下圆上方形布置,沉井法施工,半悬挑出值班室。

3) 自灌式启动,及时排出地道雨水。

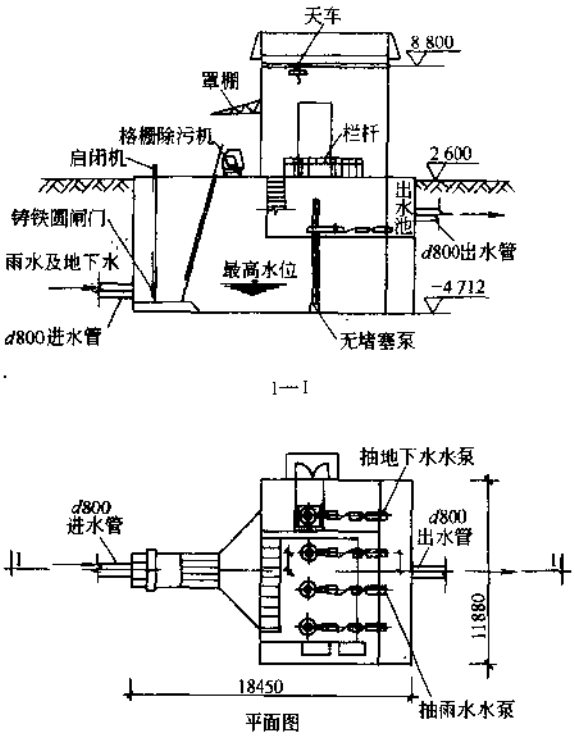


图 3-54 雨水及地下水合流泵房例一

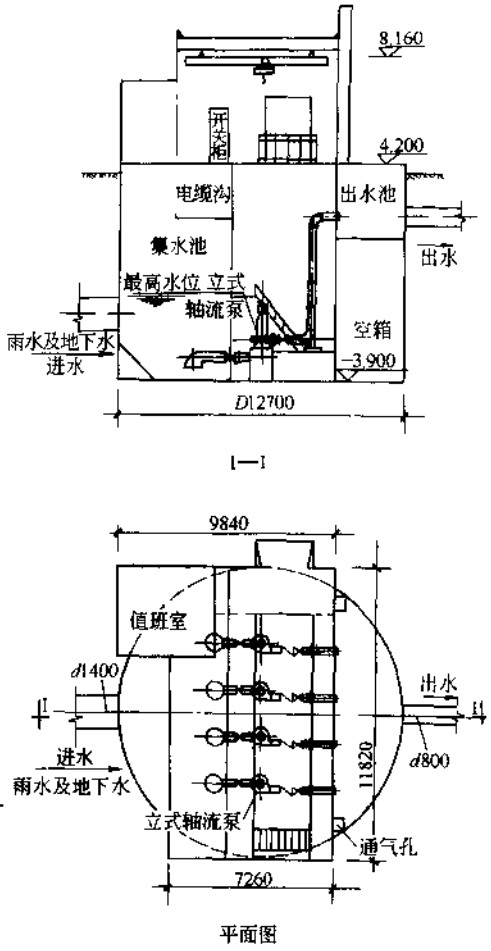


图 3-55 雨水及地下水合流泵房例二

3.5 污 泥 泵 站

3.5.1 特点及一般规定

(1) 特点:污泥泵站的特点是提升的介质为粘稠度比污水大的污泥。设计中应根据抽升污泥的性质、输送的水力特性和密度的大小,精心选择适用的污泥泵及配用功率。

(2) 一般规定:

1) 布置要求:设置污泥泵站时,应使污泥输送管道尽量缩短。集泥池可与污泥泵房分开。有条件时,污泥泵房可与污水泵房合并于同一建筑物中。

2) 格栅:集泥池一般不设格栅,但在采用明槽输送污泥时,则应考虑格栅,栅条间隙可适当加大。

3) 集泥池:在抽升初沉污泥或消化污泥的泵房中,集泥池容积应根据初次沉淀池或消

化池的一次排泥量计算；在抽升活性污泥时，集泥池的容积可按不小于一台回流泵 5min 抽送能力计算。回流泵的抽升能力，除考虑最大回流量外，尚应考虑剩余污泥的排除量。

集泥池容积（V）计算：

当抽升活性污泥时，

$$V=\frac{Q_0 t\times 60}{1000}(\mathrm{m}^3) \tag{3-45}$$

式中　Q_0——一台污泥泵的最大抽升能力（L/s）；

t——抽升时间（min），一般不小于 5min。

当抽升沉淀新鲜污泥或消化污泥时，集泥池容积按一次排泥量计算。

3.5.2 选　泵

（1）污泥泵的选用：污泥抽送的范围很广，包括抽送回流活性污泥和生物滤池污泥、排出二沉污泥进一步处置、抽送浓缩的或未经浓缩的初沉污泥去进一步处理、控制浓缩池的底流排放，可能还包括浮渣、循环抽送消化污泥和输送消化污泥去进行调治及脱水、抽送调治剂、抽送脱水泥饼和抽送焚烧炉灰浆等。选择污泥泵时，在任何情况下，主要的考虑是泥液能否顺畅地流入泵内、运行是否可靠，然后考虑经济效率、管理养护等。

表 3-12 为生活污水各种污泥的一般抽送要求。

抽送污泥的一般要求　　表 3-12

污泥来源	泥浆（%总固体）	静水头（m）	总扬程（m）	磨损情况	作业负荷情况
预处理的砂砾	0.5~10.0	0~15（重力式） 45~90（旋流式）	1.5~3 6~12	有、高 有、高	重 重
初　沉：					
未经浓缩	0.2~2.0	3~12	9~18	有	中　等
浓缩后	4.0~10.0	3~12	12~24	有	重
二沉（为回流用）	0.5~2.0	0.9~1.8	1.8~4.5	无	轻
二沉（为浓缩用）	0.5~2.0	1.2~2.4	2~4.5	无	轻
浓缩池的底流	5~10 5~10	6~12 60~120	24~45 75~165	有/无 有/无	重 很　重
消化池：					
回　流	3~10	0~1.5	2.4~3.6	无	中　等
底　流	3~10	0~6	27~30	有/无	极　重
化学污泥：					
明矾/三价铁（一沉）	0.5~3.0	3~12	9~18	无	轻
石灰（一沉）	1.0~6.0	3~12	0~24	无	中　等
石灰（二沉）	2.0~15.0	3~12	0~24	无	中　等
焚烧炉泥浆	0.5~10	0~15	0~30	有、高	重

影响污泥抽送的因素较多，综合起来考虑，主要是粘度的影响。按粘度不同，污泥一般分为以下四类，可分别选用不同类型的泵：

1) 低粘度污泥:在任何浓度已知的情况下,悬浮固体的密度愈低,泥浆就愈粘。污泥中悬浮固体的密度都与水相似,表 3-13 为不同处理过程的污泥密度。

不同处理过程的污泥密度 表 3-13

处 理 过 程	污泥密度(kg/L)	处 理 过 程	污泥密度(kg/L)
初次沉淀池污泥	1.02	除 藻	1.005
活性污泥(剩余污泥)	1.005	向初次沉淀池加药除磷:	
生 物 过 滤	1.025	低石灰(350~500mg/L)	1.04
延 时 曝 气	1.015	高石灰(800~1600mg/L)	1.05
曝 气 湖	1.010	活性污泥脱硝	1.005
过 滤	1.005	精处理滤池	1.020

对于低粘度的污泥,通常用离心污水泵(如 PW 型和 PWL 型)和潜水污泵;因为有以下特点:

① 效率很高。

② 适于输送固体浓度低的污泥。

③ 输送量均匀。

④ 运行平稳,噪声较小。

⑤ 维修费用低。

⑥ 叶轮为开敞式,可输送较大的固体。

⑦ 输送腐蚀性物料,无过度的磨损。

⑧ 泵的流量较高,单位流量的输送费用低。

表 3-14 为低粘度污泥的总固体浓度。

低粘度污泥的总固体浓度 表 3-14

污 泥 来 源	总固体(%)	污 泥 来 源	总固体(%)
未经浓缩的初沉原污泥	<4	三级处理的化学污泥:	
未经浓缩的二沉原污泥	<2	石 灰 污 泥	<10
未经浓缩的初沉和二沉原污泥	<3	明矾和三价铁污泥	<2
消 化 污 泥	<4	焚烧炉的灰浆	<15

低粘度的污泥也经常使用螺旋泵输送,主要规格见表 3-15。

螺旋泵性能 表 3-15

螺旋直径(mm)	轴心管直径(mm)	最大转数(r/min)	30° 安 装 角					
			最大提升流量(m^3/h)			提升高度(m)		
			1 头	2 头	3 头	1 头	2 头	3 头
300	160	110	40	50	62	2.5	2.2	2
400	220	91	78	98	122	3	2.7	2.5
500	270	79	132	165	306	3.3	3.0	2.8
600	355	70	198	246	310	4.2	3.8	3.5

续表

螺旋直径(mm)	轴心管直径(mm)	最大转数(r/min)	30° 安装角					
			最大提升流量(m^3/h)			提升高度(m)		
			1头	2头	3头	1头	2头	3头
760	400	60	332	425	532	4.3	3.8	3.5
900	500	53	512	640	800	4.8	4.4	4
1060	610	48	728	910	1137	5.2	4.9	4.5
1220	610	44	1033	1295	1614	4.8	4.4	4.2
1370	760	41	1333	1670	2090	5.8	5.2	4.9
1520	760	38	1745	2181	2727	5.4	4.9	4.5
1680	910	36	2146	2684	3355	6	5.6	5.2
1830	910	34	2700	3374	4220	5.7	5.2	4.8
2030	910	31	3220	4025	5032	5.4	4.9	4.4

2）高粘度污泥：初沉和初沉加二沉污泥，经重力、浮选或离心法浓缩的污泥、消化污泥及经过调治的污泥，都属高粘度污泥。表 3-16 为某些高粘度污泥的总固体浓度。高粘度污泥用泵的特点是要求提吸能力高，因污泥不易流入泵内。一般选用单螺杆泵。其性能见表 3-17。它适用于输送腐蚀性液体，磨损性液体，含有气体的液体，高粘度或低粘度液体，包括含有纤维物和固体物质的液体。螺杆泵的特点是：

高粘度污泥的总固体浓度　　**表 3-16**

污泥来源	总固体(%)	污泥来源	总固体(%)
浓缩的初沉原污泥	4～12	三级处理的化学污泥：	
浓缩的二沉原污泥	2～6	石灰污泥	10～30
浓缩的初沉和二沉原污泥	3～8	明矾和三价铁污泥	2～6
消化污泥	4～10		

GH 系列单螺杆泵性能(压力 0.2MPa)　　**表 3-17**

规格	转速(r/min)	流量(m^3/h)	轴功率(kW)	电动机型号(功率)
1500	161	17.5	194	YCJ160(4kW)
1500	355	41.5	4.27	YCJ100(7.5kW)
1500	545	64.3	6.55	YCJ100(11kW)
1900	360	75.5	7.8	YCJ100(11kW)
1900	479	100	10.6	YCJ112(15kW)
2650	360	115	12	YCJ112(15kW)
4500	224	140	15	YCJ280(18.5kW)
4500	254	155	17	YCJ280(22kW)
4500	355	220	24	YCJ315(30kW)
6300	253	235	25	YCJ315(36kW)
6300	304	280	30	YCJ315(37kW)
6300	345	320	35	YCJ355(45kW)

① 机械振动小。

② 高的吸入能力。

③ 可输送非常粘稠的含水或含有氧气的所有介质。

④ 压力:单级≤0.6MPa。

⑤ 流量:≤300m³/h。

⑥ 温度:≤200℃。

3) 浮渣和栅渣:沉淀池浮渣的抽送与初沉污泥的抽送有密切关系,初沉污泥泵往往兼作浮渣泵。浮渣的特性与初沉污泥的特性相似,固体浓度可能很高。一般作法是将全部浮渣都抽送到浓缩池进行浓缩,所用的泵与初沉污泥泵以及兼抽浮渣的泵都一样。

在消化池中,撇除表面浮渣,抽取大量污泥循环,可选用大型离心泵。

当栅渣不作单独处置时,可设破碎机磨碎,然后再返回到初沉前的污水中,作初沉污泥处置。为便于抽送和破碎,须用水将栅渣冲入破碎机中,从而使总固体浓度下降,达2%以下。

4) 泥饼:含25%以上二沉生物污泥的泥饼具有触变性,在搅动时流动性提高,可用连续式螺旋泵抽送,这种泵也可用以抽送含铁和明矾沉淀物的混合污泥。

初沉和二沉的混合污泥,如果含二沉污泥少,泥饼不是触变性的,就难于抽送。初沉和二沉混合污泥中含有石灰时,当钙的浓度以碳酸钙计在50%以下,且脱水到总固体浓度小于30%时有可能抽送。用石灰除磷时,污泥含碱性磷酸钙,由于这种化合物含水性极高,因此,当碱性磷酸钙含量高时,也可能较易抽送。

表3-18为可抽送的污泥泥饼种类和浓度,抽送距离须小于30m。

可抽送的污泥 表3-18

污泥来源	总固体①(%)	污泥来源	总固体①(%)
初沉加二沉原污泥	15~25	初沉加二沉加 Al^{+3}污泥	15~25
二沉污泥	8~25	初沉加二沉加 Fe^{+3}污泥	15~25
厌氧消化污泥(初沉加二沉)	15~30	初沉加二沉加石灰污泥	20~35

① 通常真空过滤和离心脱水的泥饼能够抽送,但加压过滤或加热处理的污泥泥饼则应慎重。

(2) 污泥泵的数量:污泥泵的数量取决于以下因素:所用泵的作用、处理厂的规模、检修所需时间等,一般不应少于2台,一台工作,一台备用,因初沉和二沉污泥的抽升不能间断。有时也可用一台两用泵来作备用。浮渣的抽送一般用初沉污泥泵作备用泵,但消化池的浮渣控制一般不需备用泵。活性污泥的回流必须设备用泵,因为一旦中断就会使出水水质变坏。

(3) 示例:

图3-56为污水处理厂内与配水井合建的污泥泵房:其规模:CP型离心式潜污泵,5台(一台备用)。

布置要点:

1) 污泥泵房同沉淀池配水井合建在一座构筑物,采用半个圆环形的布置方案。其中内圆是配水井,通过溢流堰向四座沉淀池均匀布水。外面半环是回流污泥泵房,将沉淀池污泥汇合提升。

2) 全自动化运行。

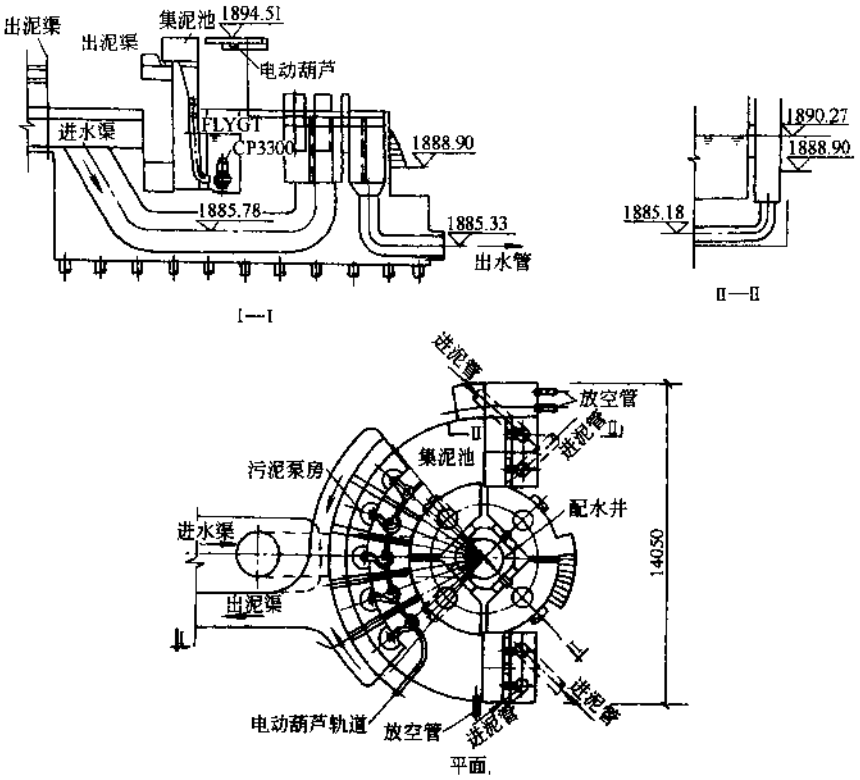


图 3-56　污泥泵房与配水井合建

3.6 潜 水 泵 站

3.6.1 特点及一般规定

(1) 特点:潜水泵不同于干式水泵,潜水泵的电机防水密封,可以长期浸入清水和雨污水池中,不存在受潮问题,潜水泵电机机组整体安装,结构紧凑,运行稳定,便于就位和更换,所以潜水泵站无需上部厂房,也简化了地下结构,降低了工程造价。

由于潜水泵在水下运行,所以要有可靠的产品质量、自动控制和保护功能作技术依托。潜水泵价格较高。

(2) 一般规定:

1) 排水泵站使用的潜水泵,主要有潜水污泵、潜水混流泵、潜水轴流泵等类型,可以用于污水泵站、雨水及合流泵站、立交排水泵站、污泥泵站等各种性质的泵站。潜水泵站为湿式泵站,采取自灌式启动,除集水池及水泵安装须符合潜水泵站要求外,其他部位设计均以有关规定为准。

2) 来水进入集水池前,应通过沉泥井沉积泥砂,通过格栅拦截污物,防止杂物堵塞集水窝,影响水泵进水条件,干扰水泵的正常运行。

3) 集水池上留自来水龙头,以便潜水泵吊出时及时清洗。

4) 备用泵可以就位安装,也可以库存备用。

3.6.2 集 水 池

(1) 组成:潜水泵站的水泵电机机组在集水池内,成为水下的泵室。水泵吸水口的底部有集水窝(或称泵坑),集水池的进水侧有时设配水区(或称沉降室)或前池。

(2) 水位:水泵停止运行的最低水位应不低于泵蜗壳的顶部,水泵运行时必须控制泵的淹没深度,不得低于最低水位,以防止产生气蚀现象。

(3) 有效容积:潜水泵站中各台水泵的开停,一般是利用液位自动控制技术有序进行的。随着水位的升高,水泵按顺序逐台启动,而随着水位的降低,水泵按相反的顺序逐台停止。备用泵同样参与运行,在运行中备用。因此,污水潜水泵站有效容积的大小,应该因地制宜决定。

1) 根据自控泵站有效容积的基本公式 $V_{min}=\frac{T_{min}Q}{4}$,最小有效容积 V_{min}与水泵允许的最小工作周期 T_{min}成正比。由于潜水泵每小时的启动次数可以达到 10~15 次,工作周期为 240~360s,所以潜水泵的污水泵站,需要的最小有效容积比传统的干式泵小。

2) 由于潜水泵站的水泵是按顺序轮换工作的,各台泵的调节容积与水泵工作顺序相对应。因此集水池总调节容积为逐台水泵工作所需容积的总和。有的生产厂在水泵样本上给出了多台泵集水池有效容积的计算图表,供设计选用。当水泵并联工作时,出水量 Q 应按并联水量计算。

3.6.3 潜水泵及安装

(1) 潜水排污泵:

1) 排污性能好,采用单、双流道,无堵塞,防缠绕。

2) 可以采取移动式、固定式两种安装方式。

移动式安装用泵底座支承、出口弯管与软管或硬管相接,用链索吊装、简单方便,容易移动。

固定式安装用固定的导杆导向,连接座支承,水泵沿导杆放下时与连接座自动锁紧,水泵沿导杆上升时,与连接座自动脱开。

城镇排水泵站主要使用固定式安装,出水管用闸门逆止阀控制。设单独闸阀室便于操作。

(2) 潜水混流泵、潜水轴流泵:

1) 大流量、扬程较低,适用于雨水和轻度污水,防汛排涝能力强。

2) 主要采取悬吊式安装,钢制井筒式安装及混凝土预制井筒式安装,将潜水电泵装入筒中,用橡胶垫密封,出水管装活门。

3) 城镇排水泵站的管理部门,自备(或租用)汽车吊拆卸安装时,各站可不必单独设置吊装设备。

3.6.4 自 动 控 制

潜水泵站由于水泵机组在水下运行,管理人员无法进行巡视和眼看耳听的检查判断,所以潜水泵站必须配备可靠、完整的自动控制系统和保护监测功能。

潜水泵的生产厂一般随机提供电控箱。

(1) 液位测量及控制：

1) 排水系统的潜水泵站一般采用灯泡型液位调节器，作为液位控制的一次计量仪表。

2) 电机启动方式根据电机容量和供电要求决定，一般采用直接启动的方式。

3) 控制过程按设定的程序进行，包括液位控制顺序开停泵、水泵的自动轮换、自动调节等。

(2) 保护及监测：

1) 保护功能主要有过电流保护、短路保护及电机定子绕组的过热保护等。

2) 监测功能主要有轴承温度及泄漏监测、高水位警告、自动记录运行的电流、电压等参数。

3.6.5 布置形式选择

(1) 潜水泵站无地上建筑，环境影响较小，特别是布置形式灵活，适应性强，便于因地造形，得到广泛使用。不设地上建筑时，应留有吊泵孔、人孔、通风孔。

(2) 为了管理方便和外形美观，有时也建设地上厂房，将起吊设备、启动设备及出水闸阀安置在厂房内，也有时在泵室上部设置罩棚，防雨、防晒，将起吊设备放在棚顶下，也能改善管理条件，装饰泵站环境。

(3) 在中小型泵站的集水池中，应防止进水管的来水直接冲入泵室集水窝，将气泡带入泵中，发生气蚀。设计中宜使来水先在配水室缓冲，再由挡水墙下部潜水进入泵室，保证进水的均匀、稳定。

(4) 下列有关潜水泵房布置的技术资料，供工程设计中参考：

1) 基本布置形式：一般在进水处设配水区。A—G 数值见图 3-61。

① 上部进水：

图 3-57 为进水管在配水区的中央。

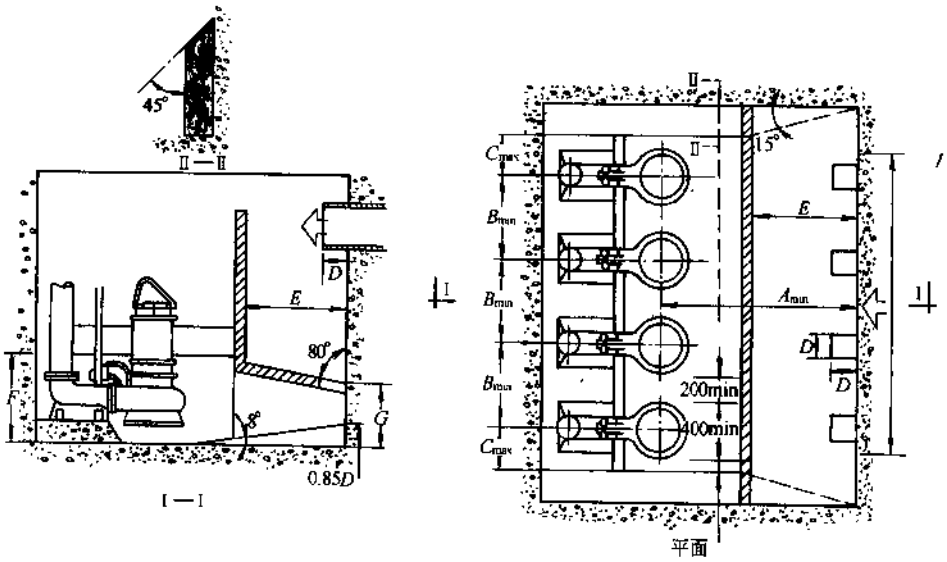


图 3-57　进水管在配水区的中央

图 3-58 为进水管在配水区的端部：为保证良好的水力条件，来水经配水区均匀分布潜流到集水坑，要求：

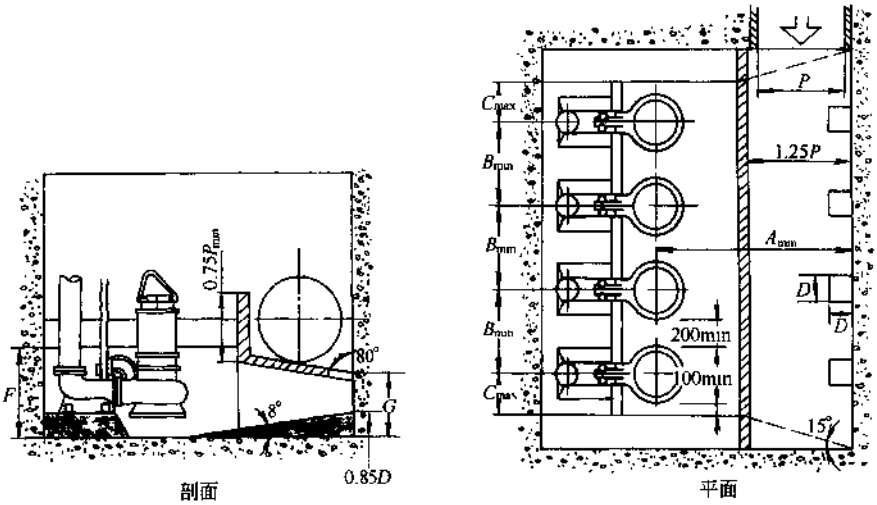


图 3-58 进水管在配水区端部

ⅰ. 进水管伸入池壁的长度 D 等于配水区底部入水口的长度 D，防止来水直接落到入水口中。

ⅱ. 进水挡墙的中间高，防止来水直接冲到集水坑中；两侧低，可以溢流，以避免配水区产生浮渣结壳。

ⅲ. 泵室内侧墙的下部及底板均作成 8°，使水中气体沿斜壁逸出。

② 进水沿底板进入泵房：

图 3-59 为正面进水：进水水平扩散角 15°～30°。

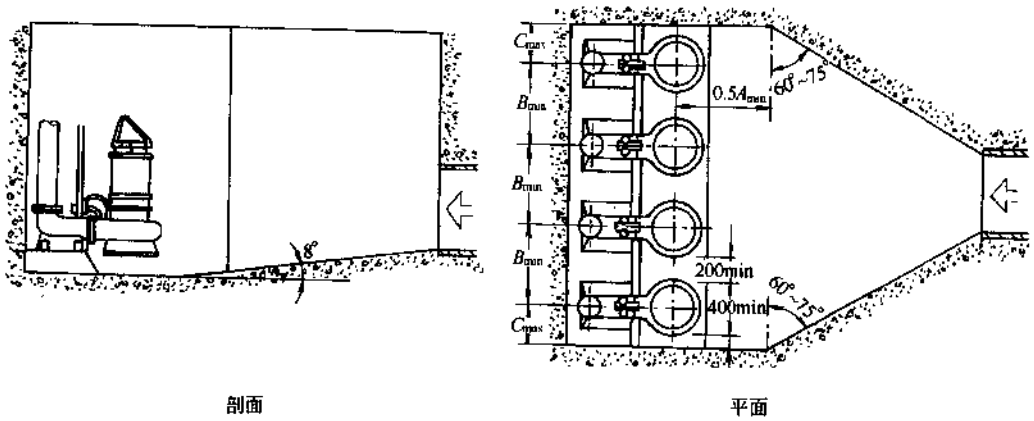


图 3-59 正面进水(底部)

图 3-60 为端部进水：防止产生涡流。

③ 组合布置形式，水泵台数多时，可按基本形式组合而成。见图 3-62、63。

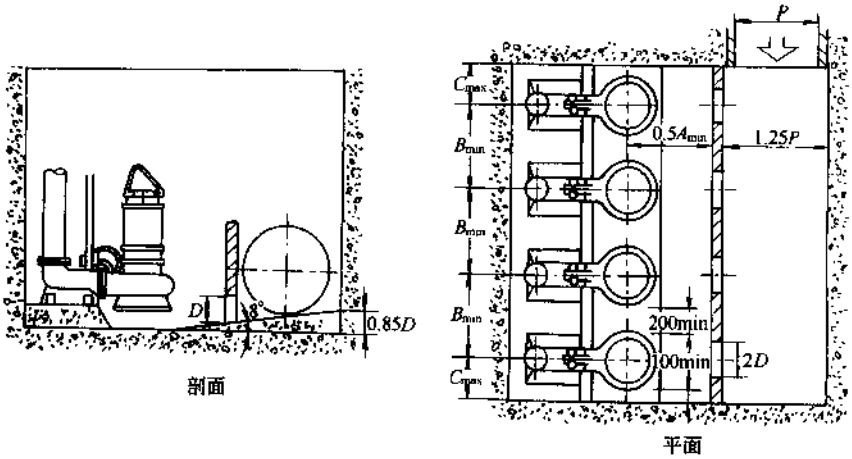


图 3-60　端部进水(底部)

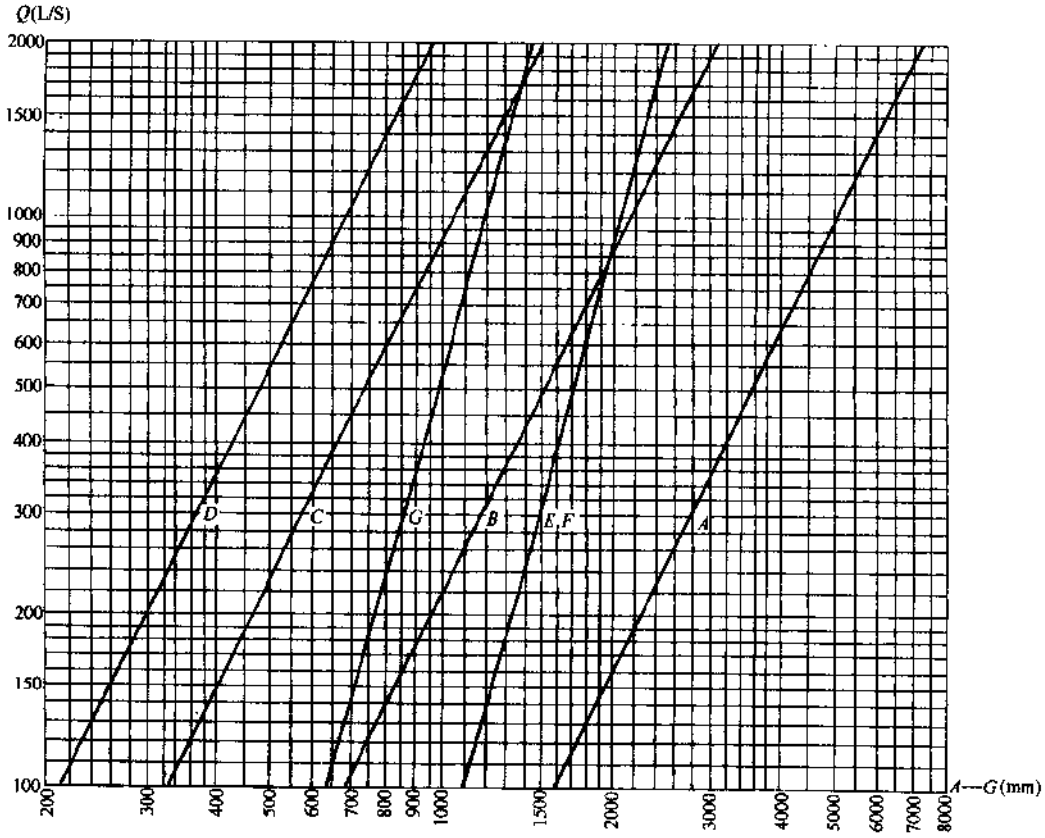


图 3-61　A—G 数值

2) 圆形布置形式:

① 需要做圆形泵房时,可按基本形式中的矩形改为圆形,见图 3-64。

② 水泵台数多的圆形泵房可参考图 3-65 布置。

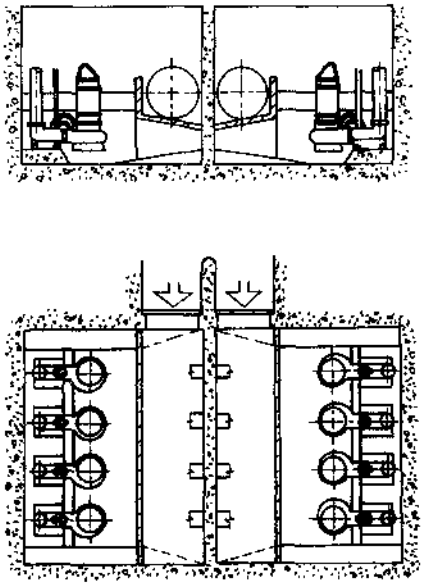


图 3-62 进水管在配水区的端部并列布置

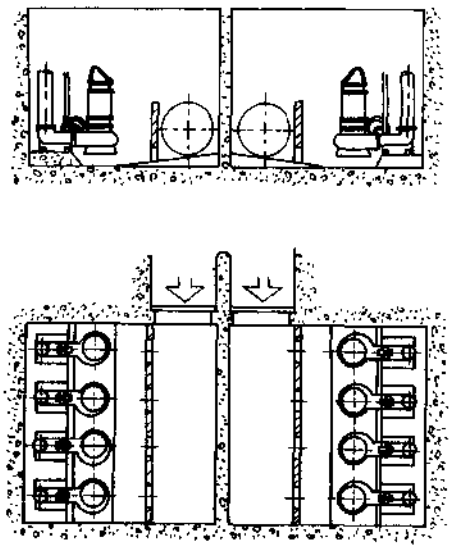


图 3-63 端部(底部)进水并列布置

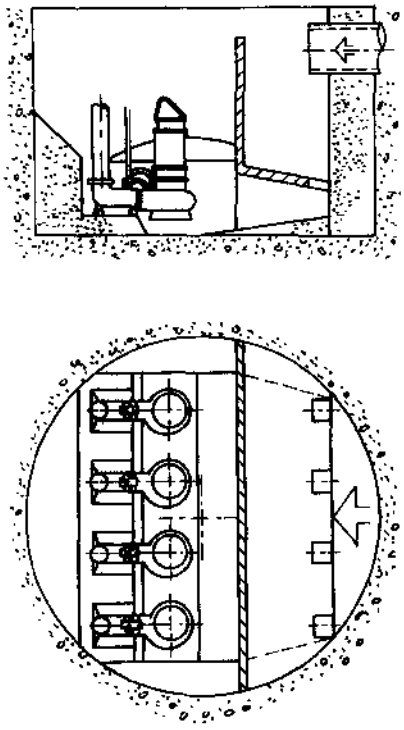


图 3-64 圆形泵房例一

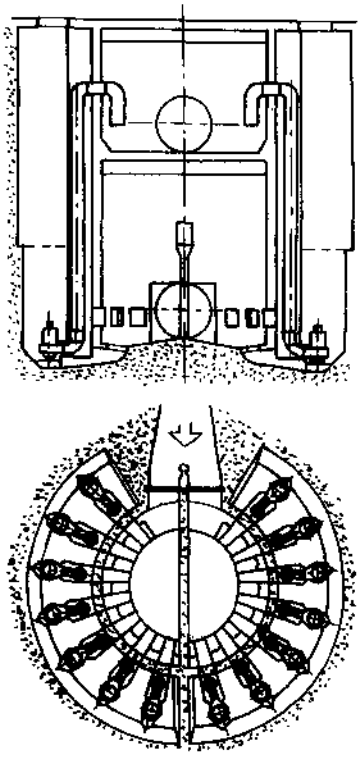


图 3-65 圆形泵房例二

(5) 示例：

1) 图 3-66 为潜污泵房(污水处理厂进水泵房)：其规模：CP 型离心式潜污泵 5 台(一台备用)。

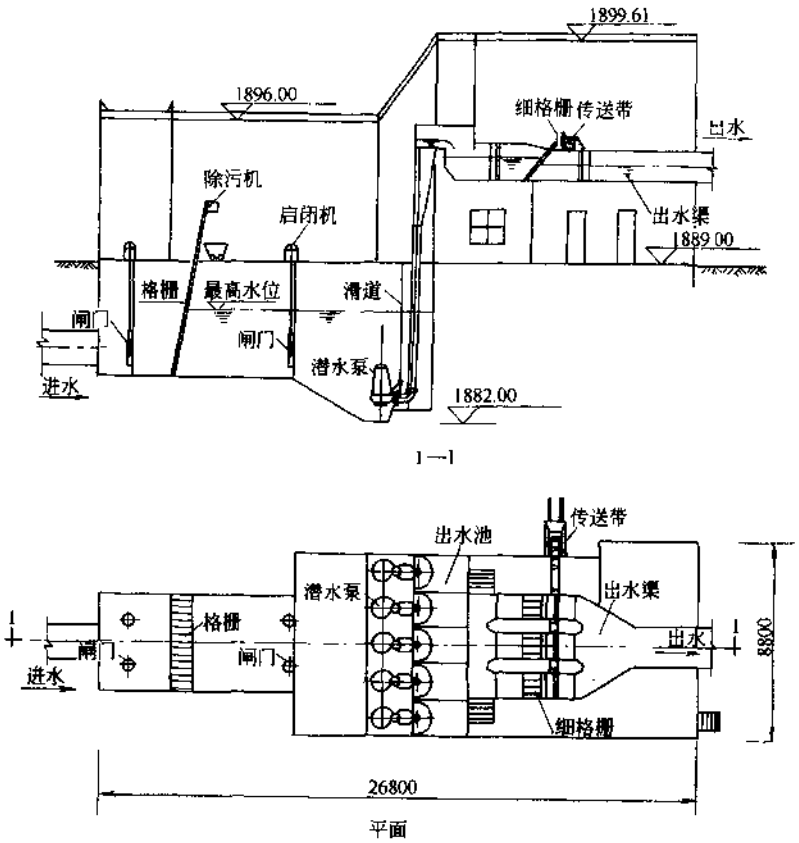


图 3-66　潜污泵房(污水处理厂进水泵房)

布置要点：

① 污水泵前后设置粗、细两道格栅，粗格栅栅隙 25mm，有两组独立格栅间，一用一备。提升后污水进入高架渠道。渠道上设置三台阶梯式细格栅，栅隙 6mm，两用一备。

② 污水泵出水管上装有调节闸阀。除按水位自控开停水泵台数外，还可用电脑调节闸阀开启度，控制水量。

2) 图 3-67 为潜水轴流泵雨水泵房：其规模：LL3602 型潜水轴流泵，14 台。

布置要点：

① 圆形泵房，底部为集水池，中心圆的上部为出水池，顶部为配电室、控制室；外环的上部为机器间、顶部为外廊式吊装检修场地。布置紧凑，便于沉井法施工，适用于软土地基。

② 进出水管渠也是上、下层布置，充分利用空间，节省占地，保持良好进出水水力条件。

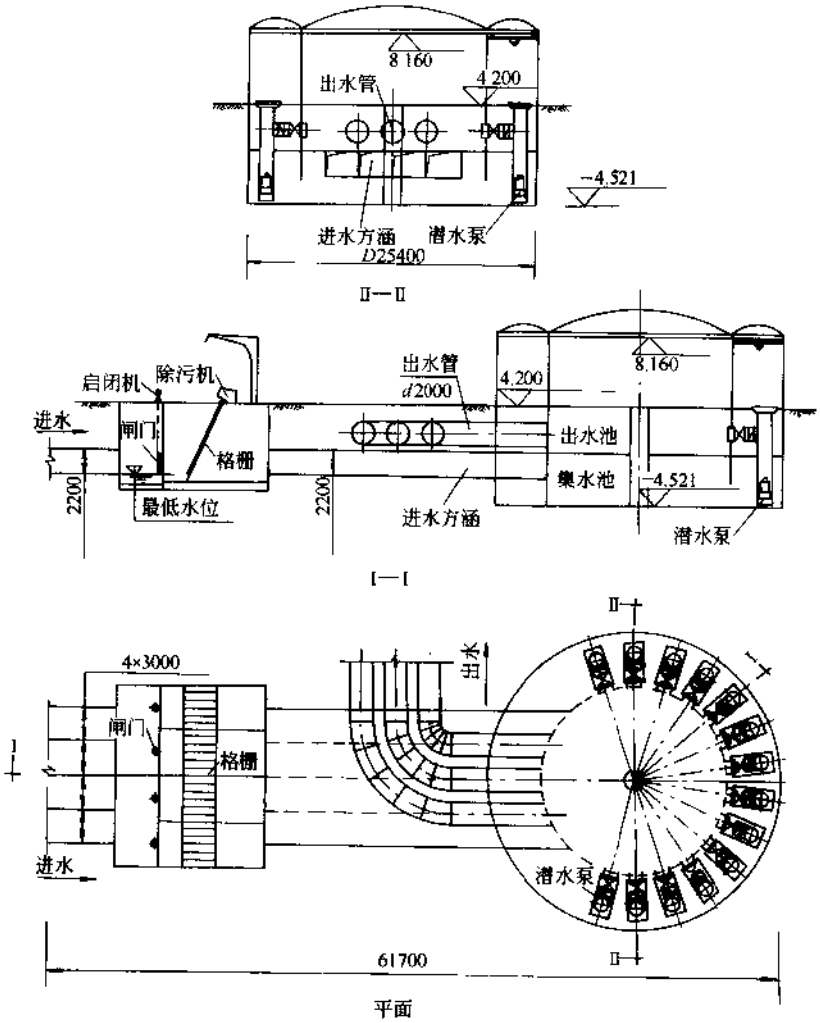


图 3-67 潜水轴流泵雨水泵房

4 城镇污水处理总论

4.1 城镇污水的组成

经由城镇下水道系统集中起来的污水，称为城镇污水。一般城镇下水道系统不仅有住宅、医院、公共场所等处的生活污水排入，而且还有工业的污水排入。其组成如下：

- 城镇污水
  - 生活污水
    - 家庭污水（粪便污水，亦称黑水；杂用污水，亦称灰水，包括洗浴、洗涤、厨用等）
    - 公共污水（公共建筑场所污水）
    - 医院污水（经消毒等预处理）
  - 工业污水（经必要的预处理，如中和、除重金属等）
  - 初雨径流

（家庭污水、公共污水、医院污水、工业污水）→ 旱流

城镇污水中所包括的工业污水，来自工业废水，其组成如下：

- 工业废水
  - 生产污水
    - 工艺外排水
    - 设备洗涤水
    - 地坪冲洗水（包括跑冒滴漏）
    - ……
  - 厂区生活污水
  - 露天设备厂区初期雨水
  - 洁净废水（即间接冷却水）

（生产污水、厂区生活污水、露天设备厂区初期雨水）→ 工业污水

厂区生活污水指厂区中淋浴间、洗衣房、厨房、厕所等污水。

在设有生产设备的露天厂区中，地面的暴雨径流往往受到严重的工业污染，特别是初期雨水径流，应纳入污水系统，接受处理。

根据节水原则，间接冷却水（洁净废水）应单设系统，经降温后回收利用，或注入地下。当冷却水尚未回收时，可暂时排入雨水管，或直接排入水体，但一般不应排入污水系统。

由上可知，对于工业，工业废水是总称，生产污水是工业污水的主要组成，而工业污水则是需要处理的全部对象。

对于城镇，根据国内外经验教训，生活污水和工业污水综合排放，综合处理，是最佳的选择，于是形成了所谓的“城镇污水”。

4.2 城镇污水的水质

城镇污水水质，在主要方面有生活污水的特征，但在不同下水道系统中，由于不同性质和规模的工业排污，又受工业污水水质的影响。

典型的生活污水水质，大体有一定的变化范围，可参见表4-1。

典型生活污水水质示例 表4-1

序号	指标	浓度(mg/L)		
		高	中	低
1	总固体 TS	1200	720	350
2	溶解性总固体 DTS	850	500	250
3	非挥发性	525	300	145
4	挥发性	325	200	105
5	悬浮物 SS	350	200	100
6	非挥发性	75	55	20
7	挥发性	275	165	80
8	可沉降物(mL/L)	20	10	5
9	生化需氧量 BOD_5	400	220	110
10	溶解性	200	110	55
11	悬浮性	200	110	55
12	总有机碳 TOC	290	160	80
13	化学需氧量 COD_{Cr}	1000	400	250
14	溶解性	400	150	100
15	悬浮性	600	250	150
16	可生物降解部分	750	300	200
17	溶解性	375	150	100
18	悬浮性	375	150	100
19	总氮 TN	85	40	20
20	有机氮	35	15	8
21	游离氮	50	25	12
22	亚硝酸盐	0	0	0
23	硝酸盐	0	0	0
24	总磷 TP	15	8	4
25	有机磷	5	3	1
26	无机磷	10	5	3
27	氯化物 Cl^-	200	100	60
28	硫酸盐 SO_4^-	50	30	20
29	碱度 $CaCO_3$	200	100	50
30	油脂	150	100	50
31	总大肠菌(个/100mL)	$10^8 \sim 10^9$	$10^7 \sim 10^8$	$10^6 \sim 10^7$
32	挥发性有机化合物 VOC_5(μg/L)	>400	100～400	<100

城镇污水的设计水质，可根据现行排水设计规范有关规定计算。生活污水中的 BOD_5 及 SS 值，可根据实际情况分析，分别在 20～35g/(人·d)和 35～50g/(人·d)的范围内采用。工业污水的设计水质，可参照已有同类型工业的相关数据采用，其 BOD_5 及 SS 可折合人口当量计算。

当已知每人每日的某项污染物克数 a_s，及每人每日排水升数 Q_s 时，该项污染物的浓度 C_s 可按式(4-1)计算：

$$C_s = \frac{1000a_s}{Q_s} \quad (\text{mg/L}) \tag{4-1}$$

4.3　下水道排放标准对城镇污水水质的限制作用

为了保护下水道设施，并尽量减轻工业污水对城镇污水水质的干扰，保证污水的可处理性起见，各国都制定有下水道排放标准。我国现行的《污水排入城市下水道水质标准》(CJ 3082—1999)规定，严禁向城市下水道排放下列物质：腐蚀性污水、垃圾、积雪、粪便、工业废渣以及易凝、易燃、易爆、剧毒等物质和有害气体；要求医疗卫生、生物制品、科学研究、肉类加工等含病原体的污水，必须经过严格的消毒处理；以上污水以及放射性污水，除执行该标准外，还必须按有关专业标准执行。该标准提出了污水排入城市下水道的水质标准(见表 4-2)，要求凡超过该标准的污水，应按有关规定和要求进行预处理，不得用稀释法排放。

污水排入城市下水道水质标准(录自标准 CJ 3082—1999)　　表 4-2

序　号	项 目 名 称	单　位	最高允许浓度
1	pH　值		6.0～9.0
2	悬 浮 物	mg/L	150(400)
3	易沉固体	mL/(L·15min)	10
4	油　脂	mg/L	100
5	矿物油类	mg/L	20.0
6	苯 系 物	mg/L	2.5
7	氰 化 物	mg/L	0.5
8	硫 化 物	mg/L	1.0
9	挥发性酚	mg/L	1.0
10	温　度	℃	35.0
11	生化需氧量 BOD_5	mg/L	100(300)
12	化学需氧量 COD	mg/L	150(500)
13	溶解性固体	mg/L	2000
14	有 机 磷	mg/L	0.5
15	苯　胺	mg/L	5.0
16	氟 化 物	mg/L	20.0

续表

序号	项目名称	单位	最高允许浓度
17	总汞	mg/L	0.05
18	总镉	mg/L	0.1
19	总铅	mg/L	1.0
20	总铜	mg/L	2.0
21	总锌	mg/L	5.0
22	总镍	mg/L	1.0
23	总锰	mg/L	2.0(5.0)
24	总铁	mg/L	10.0
25	总锑	mg/L	1.0
26	六价铬	mg/L	0.5
27	总铬	mg/L	1.5
28	总硒	mg/L	2.0
29	总砷	mg/L	0.5
30	硫酸盐	mg/L	600
31	硝基苯类	mg/L	5.0
32	阴离子表面活性剂 LAS	mg/L	10.0(20.0)
33	氨氮	mg/L	25.0(35.0)
34	磷酸盐(以P计)	mg/L	1.0(8.0)
35	色度	倍	80

注：括号内数值适用于有城市污水处理厂的城市下水道系统。

4.4 各种水体和用水的水质标准

4.4.1 地表水的水质标准

在我国《地表水环境质量标准》(GHZB 1—1999)中，按地表水水域使用目的和保护目标将其划分为五类：

Ⅰ类水域 主要适用于源头水，国家自然保护区。

Ⅱ类水域 主要适用于集中式生活饮用水水源地一级保护区、珍贵鱼类保护区、鱼虾产卵场等。

Ⅲ类水域 主要适用于集中式生活饮用水水源地二级保护区、一般鱼类保护区及游泳区。

Ⅳ类水域 主要适用于一般工业用水区及人体非直接接触的娱乐用水区。

Ⅴ类水域 主要适用于农业用水区及一般景观要求水域。

该标准提出了以上五类水域的水环境质量标准基本项目标准值，见表 4-3。

地表水环境质量标准基本项目标准值　　表 4-3

序号	标准值 分类 / 项目	Ⅰ类	Ⅱ类	Ⅲ类	Ⅳ类	Ⅴ类
	基本要求	所有水体不应有非自然原因导致的下述物质： a. 能形成令人感观不快的沉淀物的物质 b. 令人感官不快的漂浮物，诸如碎片、浮渣、油类等 c. 产生令人不快的色、臭、味或浑浊度的物质 d. 对人类、动植物有毒、有害或带来不良生理反应的物质 e. 易滋生令人不快的水生生物的物质				
1	水温(℃)	人为造成的环境水温变化应限制在： 周平均最大温升≤1 周平均最大温降≤2				
2	pH	6.5～8.5				6～9
3	硫酸盐(以 SO_4^{-2} 计)(mg/L) ≤	250 以下	250	250	250	250
4	氯化物(以 Cl^- 计)(mg/L) ≤	250 以下	250	250	250	250
5	溶解性铁(mg/L) ≤	0.3 以下	0.3	0.5	0.5	1.0
6	总锰(mg/L) ≤	0.1 以下	0.1	0.1	0.5	1.0
7	总铜(mg/L) ≤	0.01 以下	1.0(渔 0.01)	1.0(渔 0.01)	1.0	1.0
8	总锌(mg/L) ≤	0.05	1.0(渔 0.1)	1.0(渔 0.1)	2.0	2.0
9	硝酸盐(以 N 计)(mg/L) ≤	10 以下	10	20	20	25
10	亚硝酸盐(以 N 计)(mg/L) ≤	0.06	0.1	0.15	1.0	1.0
11	非离子氨(mg/L) ≤	0.02	0.02	0.02	0.2	0.2
12	凯氏氮(mg/L) ≤	0.5	0.5(渔 0.05)	1(渔 0.05)	2	3
13	总磷(以 P 计)(mg/L) ≤	0.02	0.1	0.1	0.2	0.2
14	高锰酸盐指数(mg/L) ≤	2	4	8	10	15
15	溶解氧(mg/L) ≤	饱和率 90%	6	5	3	2
16	化学需氧量(COD_{Cr})(mg/L) ≤	15 以下	15	20	30	40
17	生化需氧量(BOD_5)(mg/L) ≤	3 以下	3	4	6	10
18	氟化物(以 F^- 计)(mg/L) ≤	1.0 以下	1.0	1.0	1.5	1.5
19	硒(四价)(mg/L) ≤	0.01 以下	0.01	0.01	0.02	0.02
20	总砷(mg/L) ≤	0.05	0.05	0.05	0.1	0.1
21	总汞(mg/L) ≤	0.00005	0.00005	0.0001	0.001	0.001
22	总镉(mg/L) ≤	0.001	0.005	0.005	0.005	0.01
23	铬(六价)(mg/L) ≤	0.01	0.05	0.05	0.05	0.1
24	总铅(mg/L) ≤	0.01	0.05	0.05	0.05	0.1
25	总氰化物(mg/L) ≤	0.005	0.05 (渔 0.005)	0.2 (渔 0.005)	0.2	0.2
26	挥发酚(mg/L) ≤	0.002	0.002	0.005	0.01	0.1
27	石油类(mg/L) ≤	0.05	0.05	0.05	0.5	1.0
28	阴离子表面活性剂(mg/L) ≤	0.2 以下	0.2	0.2	0.3	0.3
29	粪大肠菌群(个/L) ≤	200	1000	2000	5000	10000
30	氨氮(mg/L) ≤	0.5	0.5	0.5	1.0	1.5
31	硫化物(mg/L) ≤	0.05	0.1	0.2	0.5	1.0

4.4.2 海水水质标准

在我国《海水水质标准》(GB 3097—1997)中,按海域的不同使用功能和保护目标,将海水水质分为四类:

第一类海域 适用于海洋渔业水域,海上自然保护区和珍稀濒危海洋生物保护区。

第二类海域 适用于水产养殖区、海水浴场、人体直接接触海水的海上运动或娱乐区,以及与人类食用直接有关的工业用水区。

第三类海域 适用于一般工业用水区、海滨风景旅游区。

第四类海域 适用于海洋港口水域、海洋开发作业区。

该标准还提出了海水水质标准值见表 4-4。

海水水质标准 表 4-4

序号	项目	第一类	第二类	第三类	第四类
1	漂浮物质	海面不得出现油膜、浮沫和其他漂浮物质			海面无明显油膜、浮沫和其他漂浮物质
2	色、臭、味	海水不得有异色、异臭、异味			海水不得有令人厌恶和感到不快的色、臭、味
3	悬浮物质(mg/L)	人为增加的量≤10		人为增加的量≤100	人为增加的量≤150
4	大肠菌群≤(个/L)	10000 供人生食的贝类增养殖水质≤700			—
5	粪大肠菌群≤(个/L)	2000 供人生食的贝类增养殖水质≤140			—
6	病原体	供人生食的贝类养殖水质不得含有病原体			
7	水温 (℃)	人为造成的海水温升夏季不超过当时当地 1℃,其他季节不超过 2℃		人为造成的海水温升不超过当时当地 4℃	
8	pH	7.8~8.5 同时不超出该海域正常变动范围的 0.2pH 单位		6.8~8.8 同时不超出该海域正常变动范围的 0.5pH 单位	
9	溶解氧>(mg/L)	6	5	4	3
10	化学需氧量≤(COD)(mg/L)	2	3	4	5
11	生化需氧量≤(BOD_5)(mg/L)	1	3	4	5
12	无机氮≤(以 N 计)(mg/L)	0.20	0.30	0.40	0.50
13	非离子氨≤(以 N 计)(mg/L)	0.020			

续表

序　号	项　　目		第一类	第二类	第三类	第四类
14	活性磷酸盐≤(以P计)(mg/L)		0.015	0.030		0.045
15	汞≤(mg/L)		0.00005	0.0002		0.0005
16	镉≤(mg/L)		0.001	0.005	0.010	
17	铅≤(mg/L)		0.001	0.005	0.010	0.050
18	六价铬≤(mg/L)		0.005	0.010	0.020	0.050
19	总铬≤(mg/L)		0.05	0.10	0.20	0.50
20	砷≤(mg/L)		0.020	0.030	0.050	
21	铜≤(mg/L)		0.005	0.010	0.050	
22	锌≤(mg/L)		0.020	0.050	0.10	0.50
23	硒≤(mg/L)		0.010	0.020		0.050
24	镍≤(mg/L)		0.005	0.010	0.020	0.050
25	氰化物≤(mg/L)		0.005		0.10	0.20
26	硫化物≤(以S计)(mg/L)		0.02	0.05	0.10	0.25
27	挥发性酚≤(mg/L)		0.005		0.010	0.050
28	石油类≤(mg/L)		0.05		0.30	0.50
29	六六六≤(mg/L)		0.001	0.002	0.003	0.005
30	滴滴涕≤(mg/L)		0.00005	0.0001		
31	马拉硫磷≤(mg/L)		0.0005	0.001		
32	甲基对硫磷≤(mg/L)		0.0005	0.001		
33	苯并(a)芘≤(μg/L)		0.0025			
34	阴离子表面活性剂(以LAS计)(mg/L)		0.03	0.10		
35	放射性核素(Bq/L)	^{60}Co	0.03			
		^{90}Sr	4			
		^{106}Rn	0.2			
		^{134}Cs	0.6			
		^{137}Cs	0.7			

4.4.3　地下水水质标准

在我国《地下水质量标准》(GB/T 14848—93)中，依据我国地下水水质现状、人体健康基准值及地下水质量保护目标，并参照生活饮用水、工业、农业用水水质要求，将地下水质量划分为五类：

Ⅰ类：主要反映地下水化学组分的天然低背景含量，适用于各种用途。

Ⅱ类：主要反映地下水化学组分的天然背景含量，适用于各种用途。

Ⅲ类：以人体健康基准值为依据，主要适用于集中式生活饮用水水源及工、农业用水。

Ⅳ类：以农业和工业用水要求为依据，除适用于农业和部分工业用水外，适当处理后可作生活饮用水。

Ⅴ类：不宜饮用，其他用水可根据使用目的选用。

该标准提出了地下水质量分类指标，见表 4-5。

地下水质量分类指标 **表 4-5**

序号	项目 \ 标准值 \ 类别	Ⅰ类	Ⅱ类	Ⅲ类	Ⅳ类	Ⅴ类
1	色(度)	≤5	≤5	≤15	≤25	>25
2	臭和味	无	无	无	无	有
3	浑浊度(度)	≤3	≤3	≤3	≤10	>10
4	肉眼可见物	无	无	无	无	有
5	pH	6.5~8.5	6.5~8.5	6.5~8.5	5.5~6.5，8.5~9	<5.5，>9
6	总硬度(以 $CaCO_3$ 计)(mg/L)	≤150	≤300	≤450	≤550	>550
7	溶解性总固体(mg/L)	≤300	≤500	≤1000	≤2000	>2000
8	硫酸盐(mg/L)	≤50	≤150	≤250	≤350	>350
9	氯化物(mg/L)	≤50	≤150	≤250	≤350	>350
10	铁(Fe)(mg/L)	≤0.1	≤0.2	≤0.3	≤1.5	>1.5
11	锰(Mn)(mg/L)	≤0.05	≤0.05	≤0.1	≤1.0	>1.0
12	铜(Cu)(mg/L)	≤0.01	≤0.05	≤1.0	≤1.5	>1.5
13	锌(Zn)(mg/L)	≤0.05	≤0.5	≤1.0	≤5.0	>5.0
14	钼(Mo)(mg/L)	≤0.001	≤0.01	≤0.1	≤0.5	>0.5
15	钴(Co)(mg/L)	≤0.005	≤0.05	≤0.05	≤1.0	>1.0
16	挥发性酚类(以苯酚计)(mg/L)	≤0.001	≤0.001	≤0.002	≤0.01	>0.01
17	阴离子合成洗涤剂(mg/L)	不得检出	≤0.1	≤0.3	≤0.3	>0.3
18	高锰酸盐指数(mg/L)	≤1.0	≤2.0	≤3.0	≤10	>10
19	硝酸盐(以 N 计)(mg/L)	≤2.0	≤5.0	≤20	≤30	>30
20	亚硝酸盐(以 N 计)(mg/L)	≤0.001	≤0.01	≤0.02	≤0.1	>0.1
21	氨氮(以 NH_4^+ 计)(mg/L)	≤0.02	≤0.02	≤0.2	≤0.5	>0.5
22	氟化物(mg/L)	≤1.0	≤1.0	≤1.0	≤2.0	>2.0
23	碘化物(mg/L)	≤0.1	≤0.1	≤0.2	≤1.0	>1.0
24	氰化物(mg/L)	≤0.001	≤0.01	≤0.05	≤0.1	>0.1
25	汞(Hg)(mg/L)	≤0.00005	≤0.0005	≤0.001	≤0.001	>0.001
26	砷(As)(mg/L)	≤0.005	≤0.01	≤0.05	≤0.05	>0.05
27	硒(Se)(mg/L)	≤0.01	≤0.01	≤0.01	≤0.1	>0.1

续表

序号	标准值 类别 / 项目	Ⅰ类	Ⅱ类	Ⅲ类	Ⅳ类	Ⅴ类
28	镉(Cd)(mg/L)	≤0.0001	≤0.001	≤0.01	≤0.01	>0.01
29	铬(六价,Cr^{6+})(mg/L)	≤0.005	≤0.01	≤0.05	≤0.1	>0.1
30	铅(Pb)(mg/L)	≤0.005	≤0.01	≤0.05	≤0.1	>0.1
31	铍(Be)(mg/L)	≤0.00002	≤0.0001	≤0.0002	≤0.001	>0.001
32	钡(Ba)(mg/L)	≤0.01	≤0.1	≤1.0	≤4.0	>4.0
33	镍(Ni)(mg/L)	≤0.005	≤0.05	≤0.05	≤0.1	>0.1
34	滴滴涕(μg/L)	不得检出	≤0.005	≤1.0	≤1.0	>1.0
35	六六六(μg/L)	≤0.005	≤0.05	≤5.0	≤5.0	>5.0
36	总大肠菌群(个/L)	≤3.0	≤3.0	≤3.0	≤100	>100
37	细菌总数(个/mL)	≤100	≤100	≤100	≤1000	>1000
38	总 α 放射性(Bq/L)	≤0.1	≤0.1	≤0.1	>0.1	>0.1
39	总 β 放射性(Bq/L)	≤0.1	≤1.0	≤1.0	>1.0	>1.0

4.4.4 渔业水质标准

在我国《渔业水质标准》(GB 11607—89)中规定,任何企、事业单位和个体经营在排放的工业废水、生活污水和有害废弃物,必须采取有效措施,保证最近渔业水域的水质符合标准。未经处理的工业废水、生活污水和有害废弃物严禁直接排入鱼、虾类的产卵场、索饵场、越冬场和鱼、虾、贝、藻类的养殖场及珍贵水生动物保护区。严禁向渔业水域排放含病原体的污水;如需排放此类污水,必须经过处理和严格消毒。

该标准提出了渔业水质标准,见表4-6。

渔业水质标准　　表4-6

序号	项目		标准值
1	色、臭、味		不得使鱼、虾、贝、藻类带有异色、异臭、异味
2	漂浮物质		水面不得出现明显油膜或浮沫
3	悬浮物质	(mg/L)	人为增量不得超过10,且沉于底部后不对鱼、虾、贝产生有害影响
4	pH值		淡水6.5~8.5,海水7.0~8.5
5	溶解氧	(mg/L)	连续24h中,16h以上必须大于5,其余h不低于3,对鲑科鱼栖息水域水封期其余任何时不低于4
6	生化需氧量(BOD_5)	(mg/L)	不超过5,水封期不超过3
7	总大肠菌群		不超过5000个/t(贝类养殖水质不超过500个/L)

续表

序 号	项 目		标 准 值
8	汞	(mg/L)	≤0.0005
9	镉	(mg/L)	≤0.005
10	铅	(mg/L)	≤0.05
11	铬	(mg/L)	≤0.1
12	铜	(mg/L)	≤0.01
13	锌	(mg/L)	≤0.1
14	镍	(mg/L)	≤0.05
15	钾	(mg/L)	≤0.05
16	氰化物	(mg/L)	≤0.005
17	硫化物	(mg/L)	≤0.2
18	氟化物(以 F^- 计),	(mg/L)	≤1
19	非离子氨	(mg/L)	≤0.02
20	凯氏氮	(mg/L)	≤0.05
21	挥发性酚	(mg/L)	≤0.005
22	黄磷	(mg/L)	≤0.001
23	石油类	(mg/L)	≤0.05
24	丙烯腈	(mg/L)	≤0.5
25	丙烯醛	(mg/L)	≤0.02
26	六六六(丙体)	(mg/L)	≤0.002
27	滴滴涕	(mg/L)	≤0.001
28	马拉硫磷	(mg/L)	≤0.005
29	五氯酚钠	(mg/L)	≤0.01
30	乐果	(mg/L)	≤0.1
31	甲胺磷	(mg/L)	≤1
32	甲基对硫磷	(mg/L)	≤0.0005
33	呋喃丹	(mg/L)	≤0.01

4.4.5 农田灌溉水质标准

在我国《农田灌溉水质标准》(GB 5084—92)中,根据农作物的需求状况,将灌溉水质按灌溉作物分为三类:

一类:水作,如水稻,灌水量 $800m^3$/(亩·a)。

二类:旱作,如小麦、玉米、棉花等,灌溉水量 $300m^3$/(亩·a)。

三类:蔬菜,如大白菜、韭菜、洋葱、卷心菜等。蔬菜品种不同,灌水量差异很大,一般为 $200\sim500m^3$(亩·a)。

该标准提出了灌溉水质标准,见表 4-7。

农田灌溉水质标准　　表 4-7

序号	标准值 / 项目 / 作物分类			水作	旱作	蔬菜
1	生化需氧量(BOD_5)	(mg/L)	≤	80	150	80
2	化学需氧量(COD_{Cr})	(mg/L)	≤	200	300	150
3	悬浮物	(mg/L)	≤	150	200	100
4	阴离子表面活性剂(LAS)	(mg/L)	≤	5.0	8.0	5.0
5	凯氏氮	(mg/L)	≤	12	30	30
6	总磷(以P计)	(mg/L)	≤	5	10	10
7	水温(℃)		≤	35	35	35
8	pH值		≤	5.5～8.5	5.5～8.5	5.5～8.5
9	全盐量	(mg/L)	≤	1000(非盐碱土地区),2000(盐碱土地区),有条件的地区可以适当放宽		
10	氯化物	(mg/L)	≤	250	250	250
11	硫化物	(mg/L)	≤	1.0	1.0	1.0
12	总汞	(mg/L)	≤	0.001	0.001	0.001
13	总镉	(mg/L)	≤	0.005	0.005	0.005
14	总砷	(mg/L)	≤	0.05	0.1	0.05
15	铬(六价)	(mg/L)	≤	0.1	0.1	0.1
16	总铅	(mg/L)	≤	0.1	0.1	0.1
17	总铜	(mg/L)	≤	1.0	1.0	1.0
18	总锌	(mg/L)	≤	2.0	2.0	2.0
19	总硒	(mg/L)	≤	0.02	0.02	0.02
20	氟化物	(mg/L)	≤	2.0(高氟区)	3.0(一般地区)	
21	氰化物	(mg/L)	≤	0.5	0.5	0.5
22	石油类	(mg/L)	≤	5.0	10	1.0
23	挥发酚	(mg/L)	≤	1.0	1.0	1.0
24	苯	(mg/L)	≤	2.5	2.5	2.5
25	三氯乙醛	(mg/L)	≤	1.0	0.5	0.5
26	丙烯醛	(mg/L)	≤	0.5	0.5	0.5
27	硼	(mg/L)	≤	1.0(对硼敏感作物,如:马铃薯、笋瓜、韭菜、洋葱、柑桔等),2.0(对硼耐受性较强作物,如小麦、玉米、青椒、小白菜、葱等),3.0(对硼耐受性强的作物,如水稻、萝卜、油菜、甘兰等)		
28	粪大肠菌群数	(个/L)	≤	10,000	10,000	10,000
29	蛔虫卵数	(个/L)	≤	2	2	2

4.4.6 生活杂用水水质标准

改革开放以来，我国的各项建设事业蓬勃发展，水资源紧缺的矛盾日益严重。经过近20多年来的探索、试验和实践、城镇污水作为一种稳定可靠的水资源的现实性，已经不容置疑。国家建设部为了统一城镇污水再生后回用做生活杂用水（即中水）的水质，以便既利用污水资源，又切实保证其安全和适用，特制定《生活杂用水水质标准》(CJ 25.1—89)。该标准适用于厕所便器冲洗、城镇绿化、洗车、扫除等生活杂用水，也适用于有同样水质要求的其他用途的水。

该标准提出了对生活杂用水水质各项指标的要求数值，见表4-8。

生活杂用水水质标准 表4-8

序号	项目	厕所便器冲洗，绿化	洗车、扫除
1	浊度(度)	10	5
2	溶解性固体(mg/L)	1200	1000
3	悬浮性固体(mg/L)	10	5
4	色度(度)	30	30
5	臭	无不快感觉	无不快感觉
6	pH值	6.5~9.0	6.5~9.0
7	BOD_5(mg/L)	10	10
8	COD_{Cr}(mg/L)	50	50
9	氨氮(以N计)(mg/L)	20	10
10	总硬度(以$CaCO_3$计)(mg/L)	450	450
11	氯化物(mg/L)	350	300
12	阴离子合成洗涤剂(mg/L)	1.0	0.5
13	铁(mg/L)	0.4	0.4
14	锰(mg/L)	0.1	0.1
15	游离余氯(mg/L)	管网末端不小于0.2	管网末端不小于0.2
16	总大肠菌群(个/L)	3	3

4.5 城镇污水的排放和处理程度

4.5.1 城镇污水的排放

对污水的排放，我国制定有《污水综合排放标准》(GB 8978—1996)。

该标准将排放的污染物，按其性质及控制方式，分为二类。

第一类污染物主要为重金属和有毒害污染。标准规定，不分行业和污水排放方式，也不分受纳水体的功能类别，这类污染物必须进行车间处理。标准并提出其最高允许排放标准见表4-9，处理后出水必须达到标准的要求。

第一类污染物最高允许排放浓度　　表 4-9

序　号	污　染　物	最高允许排放浓度	序　号	污　染　物	最高允许排放浓度
1	总汞(mg/L)	0.05	8	总镍(mg/L)	1.0
2	烷基汞(mg/L)	不得检出	9	苯并(a)芘(mg/L)	0.00003
3	总镉(mg/L)	0.1	10	总铍(mg/L)	0.005
4	总铬(mg/L)	1.5	11	总银(mg/L)	0.5
5	六价铬(mg/L)	0.5	12	总 α 放射性(Bq/L)	1
6	总砷(mg/L)	0.5	13	总 β 放射性(Bq/L)	10
7	总铅(mg/L)	1.0			

第二类污染物是其余的一般污染物，标准也提出了它们的最高允许排放浓度(参见该标准的表 2、表 4，限于篇幅，从略)。但这些数值分为三级，形成所谓“三级标准”。标准规定，凡排入Ⅲ类水域(划定的保护区和游泳区除外)和排入第二类海域的污水，应执行一级标准。排入Ⅳ类、Ⅴ类水域和排入第三类海域的污水，应执行二级标准。排入已设置二级污水处理厂的城镇下水道的污水，应执行三级标准(应即为下水道排放标准)。而排入尚未设置二级污水处理厂的城镇下水道的污水，则必须根据下水道出水的受纳水体的功能要求，分别按上述规定执行一级或二级标准。

标准明确规定，在Ⅰ类、Ⅱ类水域，和Ⅲ类水域的保护区以及第一类海域中，禁止新建排污口。现有排污口应按水体功能要求，实行污染物总量控制，以保证受纳水体水质符合规定用途的水质标准。

根据该标准提出的第二类污染物最高允许排放浓度(参见该标准的表 2、表 4)，摘录适用范围为城镇二级污水厂的三级排放标准数值，见表 4-10。

适用于城镇二级污水厂的三级排放标准(单位：mg/L)　　表 4-10

序　号	污　染　物	一级标准	二级标准	三级标准
1	悬浮物(SS)	20	30	—
2	五日生化需氧量(BOD_5)	20	30	—
3	化学需氧量(COD)	60	120	—

综上所述，可以导致以下理解：对于一级和二级排放的水域和海域，无论已设或未设城镇二级污水厂，排入水体的污水均应分别达到 20、20、60mg/L 和 30、30、120mg/L 的标准。对于三级排放的情况，即排入已设置二级污水厂的城镇下水道系统的污水，首先应执行《污水排入城市下水道水质标准》(CJ 3082—1999)，然后在下水道末端的城镇二级污水厂中处理到一级或二级排放标准。

4.5.2　城镇污水的处理程度

综上所述，可以得出以下结论：

(1) 城镇污水必须处理：城镇污水(包括生活污水和工业污水)中各种污染物的浓度，与各种水体和用水的要求相比，一般都至少高出一个数量级，因此在排入水体或使用前，都必

须进行适当程度的处理。

(2) 城镇污水的处理程度一般应为二级：根据各种水体及用水的水质要求，以及我国《污水综合排放标准》(GB 8978—1996)的有关规定，显然城镇污水处理厂一般应为二级。这也是与国际接轨的必然趋势。

(3) 城镇污水的回收利用已经提上日程：水资源紧缺是个世界性问题。我国是缺水国家，改革开放以来，各项建设事业蓬勃发展，缺水问题日益严重。通过20多年的探索、试验、实践，城镇污水作为一种稳定可靠的水资源，已经被开发出来。目前，国内很多城镇二级污水厂不但本厂用上了中水，而且还向城镇和工业提供了相当数量的回收污水。这种发展趋势还是有增无已。

4.5.3 城镇污水处理的典型工艺

和工业污水相比，城镇污水的水质变化相对地较小，所以一般城镇污水处理的工艺流程比较典型，即所谓三级处理体制。其中，一级是预处理，二级是主体，三级为精制。近年国外虽有以物化处理取代生物处理的尝试，但在城镇污水处理领域内，目前三级体制仍然是主流，见图4-1。

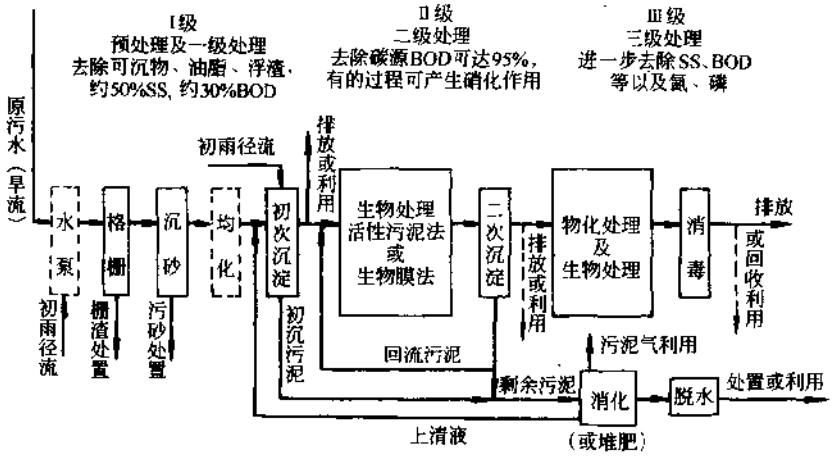


图4-1 城市污水处理的三级体制

注：1. 泵有时不需要，亦可能移至沉砂后，或与均化结合。

2. 在小型污水厂中，可酌情使用均化。

3. 初雨径流一般只处理到初沉为止。

4. 在有条件的地方，可结合采用生物塘(稳定塘)及(或)土地处理。

5. 在有些处理工艺中，初次沉淀池可取消。

6. 近年预处理有用选择池或水解池，可抑制污泥膨胀。

结合实际工程选择污水处理方案时，除应在总体规划指导下进行外，必须根据当时当地的具体条件，同时因地制宜考虑。可能时也应适当利用自然净化能力。此外，还应考虑分期实现的方案。

三级处理的典型分级出水浓度，见表4-11。

示例处理工艺的典型分级出水浓度　　表 4-11

序号	原污水组分	典型浓度(mg/L)				示例处理工艺的典型出水浓度(mg/L)						
		溶解物	胶体	固体	总计	一级处理	二级处理		三级处理			
							活性污泥法	高负荷生物滤池	方案Ⅰ	方案Ⅱ	方案Ⅲ	方案Ⅳ
1	悬浮物	—	—	200	200	90～120	20～60		5～10	5～12	1	1
2								20～80	10～20	5～12	1	1
3	BDO_5	80	40	80	200	140～160	10～60		1～3	3～7	1～2	0～2
4	(碳源)							20～70	10～20	10～15	7～12	1～2
5	COD	160	80	160	400	240～300	120～160		40～60	30～50	25～45	5～10
6								140～180	35～60	35～55	30～50	10～25
7	磷(P)	9	—	1	10	—	—	—	7～10	0.3～1	0.3	0.3
8									7～10	0.3～1	0.3	0.3
9	浊度	—	—	—	—	—	—	—	2～8	2～8	1	1
10	(JTU)								2～15	2～10	1	1

注：方案Ⅰ＝过滤；方案Ⅱ＝混凝沉淀。

方案Ⅲ＝混凝沉淀＋过滤；方案Ⅳ＝混凝沉淀＋过滤＋活性炭吸附。

由于我国国土辽阔，各地地方条件相差很大，不排除在某些地区建设城镇污水厂时，一期工程暂时只建一级处理或一级加强，亦可根据条件结合例如污水灌溉、土地处理、湖塘处理等人工控制的自然处理。

城镇污水处理程度的主要指标，一般用 SS 及 BOD_5，有时，当工业污水影响较大时，尚可用 COD_{cr}作为第三指标。

污水处理的程度可按式(4-2)计算：

$$E=\frac{C_i-C_e}{C_i}\times 100(\%) \tag{4-2}$$

式中　C_i——进水中某种污染质平均浓度(mg/L)；

C_e——出水中该种污染质平均浓度(mg/L)。

由于生物处理的活性污泥法及生物膜法变法极多，所以二级处理工艺可能采用的方案很多，但其出水指标 BOD_5 及 SS 至少应满足所谓“双 30”标准(即我国二级排放标准)。美国 EPA 的“双 30”标准可供参考，见表 4-12。

美国 EPA 城镇二级污水厂出　　表 4-12

序号	指标	月平均浓度	周平均浓度
1	BOD_5(mg/L)	30①②	45②
2	SS③(mg/L)	30①②	45②
3	pH 值		6～9④
4	粪便大肠菌类⑤	200	400

① 在任何情况下不大于进水浓度的 15%，亦即处理程度不低于 85%。

② 算术平均值。

③ 设有生物塘(稳定塘)且流量小于 7570m^3/d 的污水厂，不考虑本条。

④ 连续值。只有在工业污水排入造成酸碱度，或对于厂内处理，始执行本条。

⑤ 本条于 1976 年取消。

由于仪表及自控技术的进步，以及管理水平的提高，同样的二级污水厂工艺不变，也能由“双30”提高到“双20”的标准。此外，由于A/O法、A^2/O法等的出现，二级污水处理也能进入除N、除P的领域，提高到二级半的水平，进一步加强了生物处理的主流地位。

在国外，三级处理的最高水平已经能生产出饮用水，这在技术上虽然成功，但在技术经济上却是不可取的，而且存在风险，因此三级处理目前主要用于回收中水和专供某些工业回用。

在所有三级处理中，都有大量各种污泥产生。在我国，由于长期以来对污泥处理和处置的设计和科研，都滞后于污水处理，所以遗留问题相对较多，目前已经开始受到较大的重视。

有关污水厂的设计问题，除在以后各章涉及外，建议首先应遵照我国现行《室外排水设计规范》(GBJ 14—87)执行，特别是其中的第五、六、七章，在此不赘。

在考虑水体的稀释能力和自净能力方面，在第4.6节中将进一步讨论。当环境容量潜力很大时，利用水体的稀释和自净能力，降低污水的处理程度，能取得暂时的经济上的好处，但存在风险，需慎重考虑。污染质中有可生物降解的和不可生物降解的，前者可在水体中净化，后者则只被稀释。

4.5.4 城镇污水厂的设计水量

城镇污水厂的规模、水量应当根据城镇规划。设计时须对当前实况调查、测量，并对发展做出估计，从而对规划数字做出验证，提出意见，最后加以落实。在设计中，有几种设计流量须加以说明。

(1) 平均日流量(m^3/d)，一般用以表示污水厂的公称规模，并用以计算污水厂每年的抽升等电耗、耗药量、处理总水量、处理总泥量等。

(2) 设计最大流量，以m^3/h或L/s表示，即进水管的设计流量，为最大日的最大时流量。污水厂的管渠大小以及一般构筑物(另有规定者除外)，均须满足此流量。当进水系用泵抽升时，亦可用组合的工作泵流量代替设计最大流量。但工作泵组合流量应尽量与设计流量吻合，如组合流量稍大，可将压力管部分流量回流至集水池调节。

(3) 降雨时设计流量，以m^3/h或L/s表示，除旱流污水外，尚包括按截流倍数n_s引入的初雨径流。初次沉淀池以前的构筑物和设备，均应以此流量核算，此时初次沉淀池的沉淀时间不宜小于30min。

(4) 考虑到最大流量的持续时间较短，当曝气池的设计停留时间较长(例如在6h以上时)时，可酌情采用比设计流量减小的数值，作为曝气池的设计流量。

(5) 当污水厂为分期建设时，以上设计所用流量应为相应的各期流量。

(6) 下水道设计一般不考虑污水的入渗和渗漏。但当管道施工质量不良，或管材质量不合格，或管道接口受外力作用而破坏(如树根伸入等)时，在地下水位高于管道的条件下，会发生地下水的入渗；在地下水位低于管道时，会发生污水渗漏。我国现行规范规定：在地下水位较高的地区，宜适当考虑地下水渗入量。按日本的经验数据，入渗量为每人每日最大污水量的10%～20%。美国规范建议按观测现有管道的夜间流量进行估算。

4.6　利用水体稀释和自净能力的计算

4.6.1　稀释平均浓度

$$C_m=\frac{QC_R+qC_{SW}}{Q+q}\quad(\text{mg/L})\tag{4-3}$$

式中　Q——河水流量(m^3/s)；

q——污水流量(m^3/s)；

C_R——河水中污染质的浓度(mg/L)或其他参数(如水温、溶解氧浓度等)；

C_{SW}——污水中污染质的浓度(mg/L)或其他参数。

以上公式中河水流量 Q 是河水的全部流量，即假定污水与河水完全混合。这是工程上常用的一种近似计算方法。当河的流量很大或水力条件比较特殊时可能不适用，那时就要应用两维或三维数学模式进行计算。

若污染质不能降解(如某些重金属)，则 C_m 需符合地面水水质标准中的要求。若排入水体中的污染质可以降解，则 C_m 为起始浓度。

4.6.2　耗氧有机物质在河流中的降解

污水的最终出路是受纳水体(河、湖、海洋)。可被微生物降解的有机物质(以 BOD 表示)排入水体后，由于需氧性降解面消耗水中的溶解氧。在此同时，大气中的氧也可溶入水中，称为复氧。

4.6.2.1　河中耗氧有机物质的耗氧速率

$$\gamma_D=-K_1L_t=-K_1L_0 10^{-K1t}\quad[\text{mg/(L·d)}]\tag{4-4}$$

式中　K_1——有机物耗氧常数(d^{-1})(20℃)；

L_t——时间为 t 时的生化需氧量 BOD_t(mg/L)；

L_0——起始点(排放口处)的有机物浓度，以第一阶段完全生化需氧量 BOD_u 表示(mg/L)；

t——河水与污水混合后，流至某断面的时间(d)。

不同河流的耗氧常数 K_1 的变化幅度较大。过去往往采用 $K_1=0.1d^{-1}$。当河流的 K_1 值大于或小于 0.1 时，往往会造成较大误差。在有条件时应根据水团追踪的同步监测数据，用数值计算方法(以计算机为工具)求出 K_1 值，或者通过实验室的实验数据求出 K_1 值。

可用式(4-5)求出水温不是 20℃时的 K_1 值：

$$K_1(T)=K_{1(20)}\theta^{(T-20)}\tag{4-5}$$

式中　θ——温度系数，

当 4～20℃时，$\theta=1.135$

当 20～30℃时，$\theta=1.056$

4.6.2.2　河流的复氧速率

河流的复氧速率为

$$\gamma_R = K_2(C_s - C) \tag{4-6}$$

式中 K_2——复氧常数(d^{-1});

C_s——饱和溶解氧浓度(mg/L),可由表 4-13 中查出;

C——河流中实际溶解氧浓度(mg/L)。

饱和溶解氧的数据 表 4-13

温度(℃)	饱和溶解氧值(mg/L)				
	氯化物浓度(mg/L)				
	0	5000	10000	15000	20000
0	14.62	13.79	12.97	12.14	11.32
1	14.23	13.41	12.61	11.82	11.03
2	13.84	13.05	12.28	11.52	10.76
3	13.48	12.72	11.98	11.24	10.50
4	13.13	12.41	11.69	10.97	10.25
5	12.80	12.09	11.39	10.70	10.01
6	12.48	11.79	11.12	10.45	9.78
7	12.17	11.51	10.85	10.21	9.57
8	11.87	11.24	10.61	9.98	9.36
9	11.59	10.97	10.36	9.76	9.17
10	11.33	10.73	10.13	9.55	8.98
11	11.08	10.49	9.92	9.35	8.80
12	10.83	10.28	9.72	9.17	8.62
13	10.60	10.05	9.52	8.98	8.46
14	10.37	9.85	9.32	8.80	8.30
15	10.15	9.65	9.14	8.60	8.14
16	9.95	9.46	8.96	8.47	7.99
17	9.74	9.26	8.78	8.30	7.84
18	9.54	9.07	8.62	8.15	7.70
19	9.35	8.89	8.45	8.00	7.56
20	9.17	8.73	8.30	7.86	7.42
21	8.99	8.57	8.14	7.71	7.28
22	8.83	8.42	7.99	7.57	7.14
23	8.68	8.27	7.85	7.43	7.00
24	8.53	8.12	7.71	7.30	6.87
25	8.38	7.96	7.56	7.15	6.74
26	8.22	7.81	7.42	7.02	6.61
27	8.07	7.67	7.28	6.88	6.49
28	7.92	7.53	7.14	6.75	6.37
29	7.77	7.39	7.00	6.62	6.25
30	7.63	7.25	6.86	6.49	6.13

注:表中淡水和海水中饱和溶解氧值的条件是:在总压力为 0.1MPa 时,干空气中含氧 20.90%,一般工程计算可直接采用表中数据,中间数值可近似地用线性插入法求得。

可用下列经验公式求出 K_2：

$$K_2=\frac{294(D_L V)^{1/2}}{H^{3/2}} \tag{4-7}$$

式中　D_L——氧的分子扩散系数(m^2/d)；

V——河流的平均流速(m/s)；

H——河流的平均深度(m)。

当温度为 T℃时，氧的分子扩散系数可用式(4-8)求得：

$$D_L=1.76\times10^{-4}\times[1.037^{(T-20)}]\quad(m^2/d) \tag{4-8}$$

当缺乏水体的实测数据时，可按表 4-14 粗估 K_2 值：

复氧常数 K_2　　表 4-14

水体类型	20℃时的 K_2 值	水体类型	20℃时的 K_2 值
小池塘和受阻回流的水	0.043～0.1	正常流速的大河	0.2～0.3
迟缓的河流和大湖	0.1～0.152	流动快的河流	0.3～0.5
低流速的大河	0.152～0.2	急流和瀑布	>0.5

可用式(4-9)求出水温不是 20℃时的 K_2 值：

$$K_{2(T)}=K_{2(20)}\times1.024^{(T-20)} \tag{4-9}$$

4.6.2.3　氧垂曲线的模式

当把污水排入受纳河流后，污水中的耗氧性有机物会消耗河水中的溶解氧；同时大气中的氧会不断地溶入河水中。污水排放口下游河水中溶解氧的浓度 C 随流行距离而不断变化。可用下式表示河中溶解氧在耗氧和复氧的共同作用下的变化速率：

$$\frac{dc}{dt}=-K_1L+K_2(C_s-C) \tag{4-10}$$

开始时，由于 BOD_u 较高，耗氧速率 γ_D 大于复氧速率 γ_R，故河水中的溶解氧不断减少，由于耗氧性有机物被微生物不断地降解，因而 BOD_u 不断地减小，耗氧速率也随之减小。假如起始的 BOD_u 不是过高，总会有某一点的耗氧速率会等于复氧速率。这一点称为临界点。由起点到这一点流行的距离称为临界距离；由起点流到临界点所需的时间称为临界时间。河水流过临界点以后，耗氧速率即小于复氧速率，此后，河水中的溶解氧会不断增加，假如没有新的污染，溶解氧会恢复到未受污染前的状态。以纵坐标代表溶解氧，以横坐标代表流行距离，所画出的曲线称为氧垂曲线。见图 4-2。

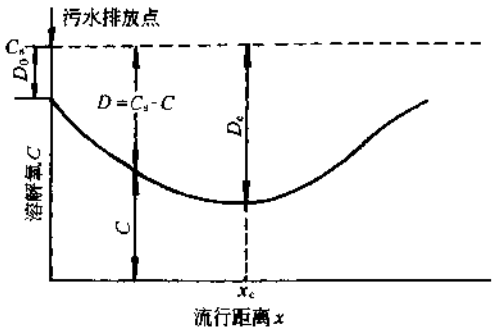


图 4-2　氧垂曲线

经推导，污水排放口下游任一时间 t 的亏氧量以式(4-11)表示：

$$D_t=\frac{K_1L_0}{K_2-K_1}(10^{-K_1t}-10^{-K_2t})+D_0\times10^{-K_2t} \tag{4-11}$$

式中　D_t——时间为 t 时的亏氧量(mg/L)；

D_0——在污水排放口处,时间 $t=0$ 的起始亏氧量(mg/L)。

在临界点处的亏氧量可用下式表示:

$$D_c=\frac{K_1}{K_2}L_0 10^{-K_1 t_c} \tag{4-12}$$

式中 t_c——临界时间(d)。

临界时间 t_c 可用下式求得:

$$t_c=\frac{1}{K_2-K_1}\lg\left\{\frac{K_2}{K_1}\left[1-\frac{D_0(K_2-K_1)}{K_1L_0}\right]\right\} \quad (\mathrm{d}) \tag{4-13}$$

临界点溶解氧的量不得低于国家规定的标准(4mg/L),从而可确定临界点的 $D_c=(C_s-4)$。再应用上述公式,可求得起始点河水与污水的混合浓度 L_0(以 BOD_u 表示)。再根据 L_0 确定污水的处理程度。在进行以上计算时,代入的数据应为最不利情况下的数据,若无法判断最不利情况,则应用不同季节的数据分别进行计算,最后采用最不利的一组计算结果。

以上公式只考虑了污水排入河流后,生物降解耗氧与大气复氧两种因素对河水中溶解氧的影响,这种方法只是工程上常用的一种粗略计算方法。这里忽略了藻类光合作用的产氧量、藻类呼吸耗氧和污泥沉降等影响,对某些河流,这些因素的耗氧是不容忽视的。

以上的计算方法应用了一维模式,只考虑了沿河流流动方向水质的变化,在某些条件下须应用两维模式甚至三维模式进行较精确的计算。

4.6.3 污水处理程度的计算

4.6.3.1 按河流中悬浮物允许增加量计算对悬浮物的处理程度

可用式(4-14)计算污水排放口处允许的 SS 浓度:

$$C_e=p\left(\frac{Q}{q}+1\right)+b \quad (\mathrm{mg/L}) \tag{4-14}$$

式中 p——污水排入水体与河水完全混合后,混合水中 SS 允许增加量(mg/L);

q——排入水体的污水流量(m^3/s);

b——污水排入河流前,河流中原有 SS 的浓度(mg/L);

Q——河流 95%保证率的最小月平均流量(m^3/s)。

4.6.3.2 按河水中溶解氧的容许最低浓度,计算污水中 BOD_5 的处理程度

根据临界点溶解氧浓度不得低于 4mg/L 的要求。在已知条件下,利用式(4-12)和式(4-13)可求得未知数 L_0 和 t_c。由于解联立方程较繁琐,一般用试算法计算。也可应用各种可编程序计算器(如 TI-58C、TI-59 型)、袖珍计算器(如 PC-1500 型等)或各种微型计算机,编制程序进行计算。

4.6.3.3 按河流中 BOD_5 的最高允许浓度,计算污水 BOD_5 的处理程度

需根据河水和污水的实际温度,并将 K_1 值按温度做必要的调整后,再进行计算。有时为了简化计算,往往假定河水和污水温度皆为 20℃,然后进行粗略计算,这两种算法皆可应用公式(4-15)、式(4-16)

$$L_{5e}=\frac{Q}{q}\left(\frac{L_{5ST}}{10^{-K_1 t}}-L_{5R}\right)+\frac{L_{5ST}}{10^{-K_1 t}} \tag{4-15}$$

式中 L_{5e}——排放污水中 BOD_5 的允许浓度(mg/L);

L_{5R}——河流中原有的 BOD_5 浓度(mg/L);

L_{5S1}——水质标准中河水的 BOD_5 最高允许浓度(mg/L)。

一般往往是按河流上某一验算点(例如,水源卫生防护区)进行计算。故式(4-15)中的 t 为由污水排放口到计算断面的流行时间,可用式(4-16)求得:

$$t=\frac{1000x}{86400v}\quad(\mathrm{d})\tag{4-16}$$

式中　x——由污水排放口至计算断面的距离(km);

v——河水平均流速(m/s)。

【例】 某城市的城市污水总流量 $q=4.2\mathrm{m^3/s}$,污水的 $BOD_5=420\mathrm{mg/L}$;$SS=400\mathrm{mg/L}$,污水温度 $T=20℃$,污水经二级处理后 $DO_{SW}=1.5\mathrm{mg/L}$。处理后的污水拟排入城市附近的河流。在水体自净的最不利情况下(若无法估计最不利情况,则需以不同季节的数据分别进行计算,然后选用最不利的一组计算结果),河水流量 $Q=19.5\mathrm{m^3/s}$。河水平均流速 $v=0.6\mathrm{m/s}$,河水温度 $T=25℃$。河中原含溶解氧 $DO_R=6.0\mathrm{mg/L}$。$BOD_5=3.0\mathrm{mg/L}$,$SS=55\mathrm{mg/L}$,SS 允许增加量 $P=0.75\mathrm{mg/L}$,设河水与污水能很快地完全混合,混合后 20℃ 的 $K_1=0.18\mathrm{d^{-1}}$;$K_2=0.3\mathrm{d^{-1}}$。在污水总出口下游 35km 处为集中取水口的卫生防护区,要求 BOD_5 不得超过 4mg/L。

试确定该城市污水处理厂的处理程度。

【解】 计算:

(1) 求 SS 的处理程度:

1) 计算污水总出口处 SS 的允许浓度:

$$C_e=p\left(\frac{Q}{q}+1\right)+b=0.75\left(\frac{19.5}{4.2}+1\right)+55$$
$$=59.2\mathrm{mg/L}$$

2) 求 SS 的处理程度:

$$E=\frac{C_i-C_e}{C_i}\times100=\frac{400-59.2}{400}\times100$$
$$=85.2\%$$

(2) 按河水中 DO 的容许最低浓度,计算对污水中 BOD_5 的处理程度:

1) 求排放口处 DO 的混合浓度及混合温度:

$$DO_m=\frac{QC_R+qC_{SW}}{Q+q}=\frac{19.5\times6.0+4.2\times1.5}{19.5+4.2}$$
$$=5.2\mathrm{mg/L}$$
$$t_m=\frac{19.5\times25+4.2\times20}{19.5+4.2}=24.1℃$$

2) 求水温为 24.1℃时的常数:

$$K_{1(24.1)}=K_{1(20)}\times\theta^{(24.1-20)}=0.18\times1.056^{4.1}$$
$$=0.225\mathrm{d^{-1}}$$

$$K_{2(24.1)}=K_{2(20)}\times 1.024^{(24.1-20)}$$
$$=0.3\times 1.024^{4.1}=0.331\text{d}^{-1}$$

3) 求起始点的亏氧量 D_0 和临界点的亏氧量 D_c：查表见给水排水设计手册第 1 册《常用资料》得出 24.1℃时的饱和溶解氧 $DO_s=8.51\text{mg/L}$。可算出

$$D_c=8.51-5.2=3.31\text{mg/L}$$
$$D_c=8.51-4.0=4.51\text{mg/L}$$

4) 用试算法求起始点 L_0 和临界时间 t_c 第一次试算：设临界时间 $t'_c=1.0\text{d}$，将此值及其他已知数代入式(4-12)：

$$D_c=\frac{K_1}{K_2}L_0 10^{-K_1 t_c}$$

$$4.51=\frac{0.225}{0.331}L_0 10^{-0.225\times 1}$$

$$L_0=11.13\text{mg/L}$$

将 $L_0=11.13\text{mg/L}$ 代入式(4-13)：

$$t_c=\frac{1}{K_2-K_1}\lg\left\{\frac{K_2}{K_1}\left[1-\frac{D_0(K_2-K_1)}{K_1L_0}\right]\right\}$$
$$=\frac{1}{0.331-0.225}\lg\left\{\frac{0.331}{0.225}\left[1-\frac{3.31(0.331-0.225)}{0.225\times 11.13}\right]\right\}$$
$$=0.9627\text{d}<t'_c=1.0\text{d}$$

第二次试算：

设临界时间 $t'_c=0.944\text{d}$，代入式(4-12)，得出：

$$L_0=10.82\text{mg/L}$$

将上值代入式(4-13)，得出：

$t_c=0.944\text{d}=t'_c$ 符合要求，[一般 $|(t_c-t'_c)|\leqslant 0.001$ 即符合要求]。

5) 求起点容许的混合 20℃ BOD_5：

$$L_{5m}=L_0(1-10^{-K_1 t})=10.82(1-10^{-0.18\times 5})$$
$$=9.46\text{mg/L}$$

6) 求污水处理厂允许排放的 20℃ BOD_5；

$$L_{5e}=L_{5m}\left(\frac{Q}{q}+1\right)-\frac{Q}{q}L_{5R}$$
$$=9.46\left(\frac{19.5}{4.2}+1\right)-\frac{19.5}{4.2}\times 3.0=39.43\text{mg/L}$$

7) 求处理程度：

$$E=\frac{420-39.43}{420}\times 100=90.6\%$$

(3) 按河流中 BOD_5 的最高允许浓度，计算污水 BOD_5 的处理程度：

第一种方法：按河水与污水混合后的实际温度(24.1℃)计算。

1) 计算由污水排放口流到35km处之时间：

$$t=\frac{1000X}{86400V}=\frac{1000\times35}{86400\times0.6}=0.675\text{d}$$

2) 将20℃ L_{5R}、L_{5ST}的数值换算成24.1℃的数值：20℃的 $L_{5ST}=4\text{mg/L}$

$$4=L_0(1-10^{-0.18\times5})$$

$$L_0=\frac{4}{0.874}=4.58\text{mg/L}$$

化为24.1℃的 L_{5ST}：

$$L_{5ST}=4.58(1-10^{-0.225\times5})=4.58\times0.925$$
$$=4.24\text{mg/L}$$

20℃的 $L_{5R}=3\text{mg/L}$

$$L_0=\frac{3}{0.874}=3.43\text{mg/L}$$

24.1℃的 $L_{5R}=3.43\times0.925=3.17\text{mg/L}$

3) 求24.1℃时的 L_{5e}：

$$L_{5e}=\frac{Q}{q}\left(\frac{L_{5ST}}{10^{-K_1t}}-L_{5R}\right)+\frac{L_{5ST}}{10^{-K_1t}}$$
$$=\frac{19.5}{4.2}\left(\frac{4.24}{10^{-0.225\times0.675}}-3.17\right)+\frac{4.24}{10^{-0.225\times0.675}}$$
$$=19.21\text{mg/L}$$

4) 将24.1℃的 L_{5e}转换成20℃的数值：

$$L_0=\frac{19.21}{0.925}=20.77\text{mg/L}$$

其20℃的 L_{5e}为

$$L_{5e}=20.77\times0.874=18.15\text{mg/L}$$

5) 计算处理程度：

$$E=\frac{420-18.15}{420}\times100=95.7\%$$

第二种方法：按河水与污水皆为20℃计算：

1) 求 L_{5e}：由排放口流到35km处之时间与第一种方法相同 $t=0.675\text{d}$：

$$L_{5e}=\frac{19.5}{4.2}\left(\frac{4}{10^{-0.18\times0.675}}-3\right)+\frac{4}{10^{-0.18\times0.675}}$$
$$=15.77\text{mg/L}$$

2) 求污水 BOD_5 的处理程度：

$$E=\frac{420-15.77}{420}\times100=96.25\%$$

(4) 根据以上计算，可确定污水的处理程度：

1) 悬浮物SS的处理程度为85.2%。

2) 由于按河流中 BOD_5 的最高允许浓度计算的污水处理程度为95.7%，高于按河水中DO的容许最低浓度的计算结果90.6%，故污水厂的 BOD_5 处理程度定为95.7%。

4.7 污水排入江海的扩散稀释计算

为了充分利用大水体(江、海)的稀释和自净能力,以及防止在岸边形成明显的污染带,宜采取多孔扩散器将污水从水体底部均匀排放。当排入海域时,根据海水流向,所用扩散器有 I、T、Y 型之分(见图 4-3)。当排入大江时,扩散器一般采用 I 型,其长度可只占部分江宽,以节省基建投资。

污水排入大水体,其自然的生物降解效果与水流的输移扩散造成的稀释效果相比是很小的,在初步计算中,生物自净作用可忽略不计,即 $K_1=0$,以留有余地。

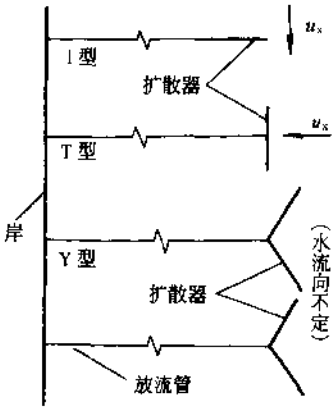


图 4-3 扩散器形式

4.7.1 污水排海的扩散稀释

4.7.1.1 总稀释度 S

总稀释度 S 为

$$S=S_1S_2S_3 \tag{4-17}$$

式中 S_1——流动水体中污水的初始轴线稀释度,即污水自扩散器孔口喷出后,在水流和排放水动量及海水浮力的共同作用下,浮升至最大高度时,轴线处污水被周围海水稀释的程度;

S_2——输移扩散稀释度,即污水经初始稀释后,在各种水动力因素的作用下,污染物沿水流方向输移扩散至 x 处轴线上的稀释度;

S_3——大肠菌群的衰亡稀释度。

4.7.1.2 初始稀释度

计算初始稀释度的数学模型,到目前为止,从其实质来看,可以分成三大类:

第一类是以动量、质量和浮力(或能量)守恒的精确的数学描述为基础的计算模型。其中最具有代表性的是 1993 年美国环保局推荐使用的 UM 模型,该模型于 1994 年美国环保局又作了若干修改。

第二类模型是由量纲分析和物理模型(或现场测试)产生的。从量纲分析中找出包含稀释度的无量纲数与影响稀释度的其他参数之间的关系。然后通过物理实验或现场测试来校准这种关系。其结果通常用图表形式来表述;在某些极限情况下,可以获得带有实验参数的渐近解形式。属于这类模型的有 Lee and Neville-Jones 模型(1987)和 RSB 模型(1989)等。

第三类模型主要是由现场和实验数据回归得出的经验公式。这些公式中比较著名的有 Agg -Wakeford 公式(1972)、Bennett 公式(1983)和 Sharp and Moore 公式(1987)。在应用上述公式时,应注意其使用条件:单孔射流排入密度均匀水体。属于此类模型的 CORMIX 模型(1993),其适用范围则广泛得多。

为便于在设计中采用上述三类模型,现将 UM 模型、RSB 模型和 CORMIX 模型的性能、要求输入的参数和输出的结果,分别介绍于后,以供读者根据实际情况选用。

(1) UM 模型:UM 模型是在理论模型的基础上建立起来的。它是最新的一种 La-

grangian 模型。原来应用于大气和淡水(1976 年),1979 年开始应用于海洋。该模型在一定的假设条件下,可以给出描述羽流运动的积分方程的精确解;但在复杂条件下,某些简化可能使理论有时不适用。UM 模型的两个显著的特点:Lagrangian 表述和投影面积卷吸假定。Lagrangian 表述使问题简化并有助于处理投影面积卷吸假定。投影面积卷吸是强制卷吸的另一种说法(所谓强制卷吸是由于存在环境横流,使得羽流周围流动的水体卷入到羽流中去)。

UM 模型计算需输入的参数:

排放的污水流量(m^3/s)。

污水中污染物浓度(mg/L)。

污水中可衰减物质的衰减率(d^{-1})。

污水的盐度(‰)、密度(kg/m^3)和温度(℃)。

扩散器喷孔数。

扩散器喷孔间距(m)。

扩散器喷孔直径(m)。

喷孔处的水深(m)。

喷孔距海床的高度(m)。

环境水流速度(m/s)、流向及与扩散器夹角。

环境水流密度、盐度和温度的垂向变化值(单位同前)。

UM 模型的输出结果如下:

污染物所获得的羽流轴线平均稀释度随距扩散器水平距离的变化情况。

污染物所获得的羽流轴线最小稀释度随距扩散器水平距离的变化情况。

污染羽流抬升高度随距扩散器水平距离的变化情况。

污染羽流的宽度随时间的变化情况。

(2) RSB 模型:RSB 模型是由 Roberts 等人(1989*a*、*b*、*c*)采用量纲分析方法得到的模型。其所基于的条件是存在环境横流、环境水体密度线性分层、直线型的扩散器,其上有等距离的水平圆形喷口,喷口位于扩散器两侧,喷口轴线与扩散器主管轴线相垂直,而与环境水流方向平行。

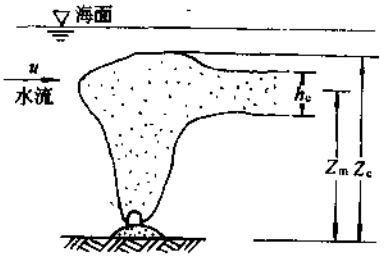


图 4-4　横流中污水场的侧面形状

在模型实验中,当排放的污水形成了稳定的污水场以后,可得到如图 4-4 的污水场侧面形状,图中各符号 h_e、Z_e 和 Z_m 分别表示污水场厚度、污水场顶部高度和最大浓度处高度。Z_m 处的最小初始稀释度为 S_m。计算中需用的其他参数有:污水的总流量(m^3/s)、单位长度扩散器上的污水流量 $q[m^3/(s\cdot m)]$、扩散器长度 L(m)、扩散器与水流的夹角 θ、浮力频率 N、$N=\left(-\frac{g}{\rho_{a0}}\frac{d\rho_a}{dz}\right)^{1/2}$、$g$ 为重力加速度(m/s^2)、ρ_a 为海水密度、ρ_{a0} 为排放孔处海水密度,以及喷孔流速 u_j(m/s)、单宽动量通量 $m=u_jq$(m^4/s^2)、单宽浮力通量 $b=g(\rho_{a0}-\rho_0/\rho_{a0})q$($m^4/s^3$)、排放的污水密度 ρ_0、环境横流速 u(m/s)、环境横流的弗劳德数 $F=u^3/b$(1/m)和孔距 s(m)。

进行量纲分析时,定义了三种特征长度:

$$l_q=\frac{q^2}{m}、l_b=\frac{b^{1/3}}{N}和l_m=\frac{m}{b^{2/3}}。$$

利用量纲分析最后获得了初始稀释度的表达式为

$$\frac{S_m qN}{b^{2/3}}=\left[\frac{l_m}{l_b}、\frac{s}{l_b}、F、\theta\right] \tag{4-18}$$

RSB 模型的具体关系式是通过实验室的试验得出的,试验的参数范围应满足下述条件(此也是采用 RSB 模型进行计算时应满足的条件):

$$0.31<\frac{s}{l_b}<1.92,0.078<\frac{l_m}{l_b}<0.5$$

RSB 模型所需的输入参数与 UM 模型一样。

RSB 模型计算所得到的结果如下:

污染羽流最大抬升高度。

污染羽流最大抬升高度处,污染物所获得的羽流轴线平均稀释度。

污染羽流最大抬升高度处,污染物所获得的羽流轴线最小稀释度。

污染羽流最大抬升高度处,距离扩散器的水平距离。

污染物所获得的羽流轴线平均稀释度,随距离扩散器的水平距离变化情况。

污染物所获得的羽流轴线最小稀释度,随距离扩散器的水平距离变化情况。

污染羽流宽度的变化情况。

(3) CORMIX 模型:又称 CORMIX 流分类模型,是"Cornell Mixing Zone"模型的缩写,由美国 CORNELL 大学的许多水力学与水动力学专家共同开发。目的在于弥补许多理论模型(如 UM 模型)和量纲分析模型(如 RSB 模型)应用于许多具体工程案例中的缺陷。

CORMIX 流分类模型是以实验室试验数据和已建成的工程案例海区现场测试数据为基础开发出的一套经验模型。它由 CORMIX1、CORMIX2 和 CORMIX3 三部分组成,它们分别适用于分析淹没的单孔排放、淹没的多孔排放和表面排放等情况。该组模型代表了大约 80 种不同的扩散器和环境流体条件的情景组合。CORMIX 流分类模型适用的扩散器形式见图 4-5。

CORMIX 流分类模型计算所需输入的参数:

排放的污水总量(m^3/s)。

污水中污染物浓度(mg/L)。

污水中衰减物质的衰减率(d^{-1})。

污水中的盐度(‰)、密度(kg/m^3)和温度(℃)。

排放口处平均水深(m)。

扩散器喷孔处水深(m)。

扩散器喷孔处距海床高度(m)。

环境水流速度(m/s)、流向 θ(°)。

海床摩阻系数。

海面平均风速(m/s)。

排放口处海水密度(kg/m^3)、盐度(‰)和温度(℃)的分层情况。

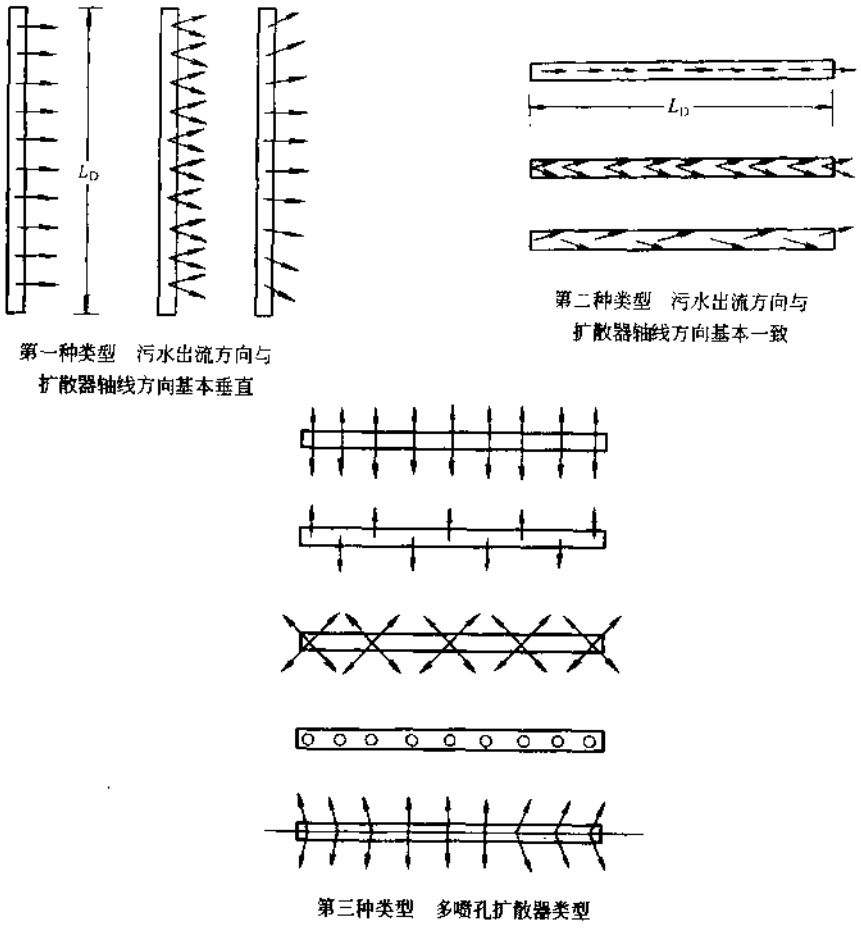


图 4-5　适用于 CORMIX 模型的扩散器结构类型

扩散器类型(从图 4-5 中选取)。

扩散器长度(m)。

喷孔数。

喷孔直径(m)。

上述盐度的实际输入值为 $X‰ \times 1000 = X$。

CORMIX 流分类模型计算所输出的结果如下:

污染羽流轴线的运动轨迹。

污染物所获得的轴线稀释度在 x、y、z 三个方向上的变化情况。

污染羽流的宽度、厚度随时间的变化情况。

上述三种计算排放口近区稀释度的数学模型,实际上是三组(套)数学公式,不是三个独立的计算式,但国外已将其编成计算软件,国内已有许多单位拥有这种软件。因此只要输入有关参数,便可方便地打印出所需结果。

4.7.1.3　输移扩散稀释度

(1) 不考虑回荡的影响:对于海域、或宽阔的海湾、或宽阔的没有明显槽滩分布的潮汐

河口，可不考虑潮汐的回荡作用。同时注意到，排污后达稳态时，有机污染物的生化降解作用远小于输移扩散作用，从安全角度，可忽略生化降解效应。而且由于水域的宽度远大于水深尺度，因此可视污染物竖向达完全混合。这样，该水域污染物的分布可用二维水质扩散模式描述：

$$-\frac{\partial}{\partial x}(uC)-\frac{\partial}{\partial y}(vC)+\frac{\partial}{\partial x}\left(D_x\frac{\partial C}{\partial x}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(D_y\frac{\partial C}{\partial y}\right)=0 \tag{4-19}$$

式中 u、v——分别为 x 方向和 y 方向的水流速度(m/s)；

D_x、D_y——分别为 x 和 y 方向的弥散系数(m^2/s)；

C——在(x,y)二元坐标点的浓度(mg/L)。

假如污染云随水流的移动是单向的、连续的和均速的，以及污水的横向扩散混合可用具有水平扩散系数的扩散过程来描述，N.H.Brooks 求解式(4-20)后得：

$$S_2=\frac{1}{\mathrm{erf}\sqrt{\dfrac{3/2}{\left[1+\dfrac{2}{3}\beta\dfrac{x}{L_D}\right]^3-1}}} \tag{4-20}$$

式中 erf(Ψ)——误差函数(Error Function)，

$$\mathrm{erf}(\Psi)=\frac{2}{\sqrt{\pi}}\int_0^{\Psi}e^{-\xi}d\xi$$

x——排放口至下游某点的水平距离(m)；

β——系数；

$$\beta=12\frac{E_0}{u}L_D \tag{4-21}$$

E_0——排放口处($x=0$)的涡流扩散系数(m^2/s)；

$$E_0=4.64\times10^{-4}L_D^{\frac{4}{3}}(m^{\frac{2}{3}}/s) \tag{4-22}$$

$$=0.01L_D^{\frac{4}{3}}(cm^{\frac{2}{3}}/s)$$

L_D——扩散器有效长度，式(4-22)中用 cm。

(2) 考虑回荡的影响：对于不太宽的潮汐河口，污水在一段受纳水体内经 n 次回荡叠加方能离开排放口向外海方向输移，此时的 S_2 由式(4-23)计算：

$$S_2=C_1\left[\frac{u_E(L_D+L_y)hC_P+2nQC_0}{u_E(L_D+L_y)h+2nQ}\right]^{-1} \tag{4-23}$$

式中 C_1——经初始稀释后污染云轴线上的浓度(mg/L)；

C_0——原污水中污染物的浓度(mg/L)；

Q——排放的污水量(m^3/s)；

C_P——海水中污染物浓度的本底值(mg/L)；

u_E——涨潮流速(m/s)；

n——污染物在潮汐作用下的回荡次数，

$$n=\frac{\sum_{i=1}^{K}\dfrac{u_{Ei}t_{Ei}}{u_{Fi}t_{Fi}-u_{Ei}t_{Ei}}}{K} \tag{4-24}$$

其中　t_{Ei}——第 i 个潮周的涨潮历时(s)；

t_{Fi}——第 i 个潮周的落潮历时(s)；

u_{Ei}，u_{Fi}——分别为第 i 个潮周的涨、落潮流速(m/s)；

K——观测的潮周期数；

L_y——污染云经 nT 时间后的横向增宽(m)，

$$L_y = 4\sqrt{2nTD_y} \tag{4-25}$$

其中　T——涨落潮历时(s)，

$$T = t_{涨} + t_{落}$$

D_y——横向弥散系数(m^2/s)，对于潮汐河口，D_y 可由式(4-26)估算：

$$D_y = 0.96hu_* \tag{4-26}$$

其中　u_*——河口的摩阻流速(m/s)，

$$u_* = \sqrt{ghi} \tag{4-27}$$

其中　i——河床的坡降；

其他符号意义同前。

做规划设计时，从安全考虑，可忽略由横向扩散所增加的稀释作用，或河口不宽，无充分的空间让污染物横向扩散，即 $L_y = 0$，由此计算的扩散器长度，应满足水质目标 C_m，即：

$$\frac{u_E L_D h C_P + 2nQC_0}{u_E L_D h + 2nQ} \leqslant C_m \tag{4-28}$$

此时，

$$S_2 = \frac{C_1}{C_m} = \frac{C_0}{S_1 C_m} \tag{4-29}$$

4.7.1.4　大肠菌群的衰亡稀释度

$$S_3 = \exp\left[\frac{2.3x}{T_{90}(3600)u}\right] \tag{4-30}$$

式中　u——为 x 处的流速(m/s)；

T_{90}——大肠菌群衰亡 90% 所需的时间(h)；

其他符号意义同前。

4.7.1.5　扩散器的计算

(1) 长度的计算：

1) 确定平均起始稀释度 $\overline{S}_1$：计算方法有两种：

① 由规划部门或环境保护管理部门，根据水域规划功能或相应的水质目标要求，提出一个设计中必须执行的平均起始稀释度 $\overline{S}_1$。

② 由实测的污水浓度，纳污水域的背景浓度和水质目标值，计算所要求的稀释度：

$$\overline{S}_{ni} = \frac{C_i}{C_{is} - C_{ib}} \tag{4-31}$$

式中　$\overline{S}_{ni}$——排放第 i 种污染物所要求的平均起始稀释度；

C_i——外排污水中第 i 种污染物的浓度(mg/L)；

C_{is}——第 i 种污染物的水质标准(mg/L)；

C_{ib}——受纳水体中第 i 种污染物的背景浓度(mg/L)。

将①种污染物所要求的平均起始稀释度列成表,然后进行逐个分析,根据技术经济与环境保护的可能与要求,排除最大和最小的值,选择一合适的所要求的平均起始稀释度 $\overline{S}_{1k}$,并由式(4-32)计算设计用的平均起始稀释度:

$$\overline{S}_1=\frac{\overline{S}_{nk}}{\alpha} \tag{4-32}$$

式中 α——调整系数,一般取 1.2~1.5。

2) 利用经验公式计算扩散器长度:

$$L_D=4.27Q(g')^{-\frac{1}{2}}(S_c/h)^{\frac{3}{2}} \tag{4-33}$$

式中 L_D——扩散器长度(m);

Q——排放的污水总量(m^3/s);

g'——折减加速度(m/s^2),

$$g'=\frac{\rho_a-\rho_0}{\rho_0}g$$

其中 ρ_a——周围海水密度;

ρ_0——污水密度;

g——重力加速度(m/s^2);

h——污水排放深度(m);

S_c——憩潮时羽流轴线处的起始稀释度,它与平均稀释度的关系为

$$S_c=\frac{1}{\sqrt{2}}\overline{S}_1 \text{ 或 } S_c=\frac{1}{\sqrt{2}}\overline{S}_{n1k}$$

3) 利用经验曲线查找:污水量较大时,可利用图 4-6 经验曲线查找扩散器长度。

4) 如考虑潮汐回荡的影响,则可由式(4-28)计算扩散器长度。

(2) 喷孔数 m:海底排污时,扩散器上喷孔的间距约取 1/3 水深,能较有效地利用海水的稀释能力,缩短扩散器的长度,减少投资。扩散器上的喷孔数目为

$$m=\frac{3L_D}{h} \tag{4-34}$$

(3) 喷孔的孔径 d:为使扩散器各孔口相对均匀地喷出污水,可把扩散器设计成直径不同的 3 段或 4 段管。这样,在每孔排放量基本相同的情况下,适当变动调整各段扩散器上喷孔的孔径和喷流速度。

假定污水的设计流量为 Q,则每个孔口的出流量为

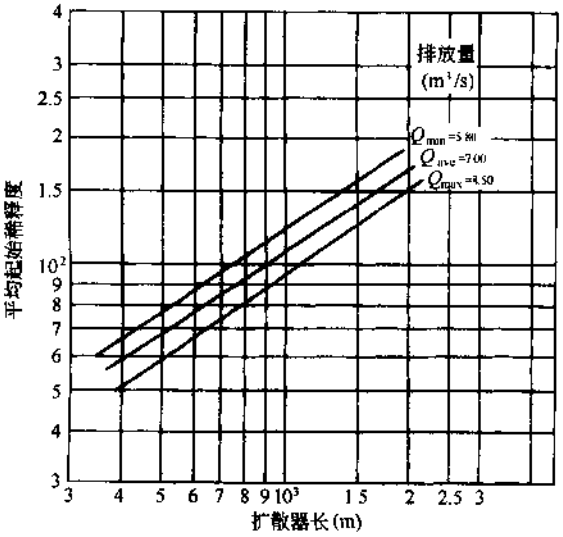


图 4-6 平均初始稀释度与扩散器长度的关系

$$q_d = \frac{Q}{m} \tag{4-35}$$

孔口出流公式为

$$q_{di} = C_{Di} A_i \sqrt{2gE_i} \tag{4-36}$$

式中　C_{Di}——第 i 段管上喷口的出流系数，C_D 值与孔角的几何形状有关，N.H.Brooks 等人经过试验获得经验公式：

对圆形人口的喷孔：

$$C_{Di} = 0.975(1 - V_{Di}^2/2gE_i)^{\frac{3}{8}} \tag{4-37}$$

对锐角形人口的喷孔：

$$C_{Di} = 0.63 - 0.58(V_{Di}^2/2gE_i) \tag{4-38}$$

V_{Di}——第 i 段扩散器内特定排放孔处的平均流速，其值就是该段管内已选定的经济流速(m/s)；

A_i——第 i 段扩散器中一个孔的截面积(m^2)；

$$A_i = \frac{\pi}{4} d_i^2 \tag{4-39}$$

d_i——第 i 段扩散器上喷孔的孔径(m)；

E_i——第 i 段扩散器上喷孔的总水头差(m)；

$$E_i = \left(\frac{\Delta P}{r}\right)_i + \frac{V_{Di}^2}{2g} \tag{4-40}$$

$\left(\frac{\Delta P}{r}\right)_i$——第 i 段扩散器上喷孔处管内外压力差(m)；

$\frac{\Delta P}{r}$ = 剩余水头 + 喷口局部水头损失 + 沿程水头损失

$\frac{V_{Di}^2}{2g}$ 第 i 段扩散器上喷孔的动水水头(m)；

第 i 段扩散器上喷孔的孔径：

$$d_i = \sqrt{\frac{4q_{di}}{\pi C_{Di}\sqrt{2gE_i}}} \tag{4-41}$$

污水在第 i 段扩散器上喷孔处的出流速度：

$$V_{di} = \frac{4q_{di}}{\pi d_i^2} = C_{Di}\sqrt{2gE_i} \tag{4-42}$$

(4) 污水入海的总水头 H_a：

$$H_a = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 \tag{4-43}$$

式中　h_1——放流管与扩散器水头损失(m)；

放流管就是扩散器与岸上污水转输管相连接的那段污水输送管道(见图 4-3)，其长由水下地形和对近岸水域的水质要求来确定。

h_2——剩余水头(m)；

h_3——最高潮位与扩散器终端海底高程(m)；

h_4——海水与污水密度差造成的压差(m),

$$h_4=(\rho_{a,0}-\rho_0)h_3; \tag{4-44}$$

其中 $\rho_{a,0}$——排放口处海水密度;

其他符号意义同前。

放流管内的水头损失,与陆上管内的计算相同。

【例】 某市污水量1.4m³/s,其BOD_5为100mg/L,污水密度0.999。拟用T型扩散器,排入一密度均匀,深10m的海域中,海水密度为1.026,岸边至排放口处的海床坡降为0.020;海水的流动方向垂直向岸(涨潮),排放口处的水流速度$u_a=0.3$m/s,近岸水域的流速为$u_x=0.03$m/s;最大潮差1.5m。规划要求排污后,憩潮时污染云轴线初始稀释度S_c不得小于85。试计算排海管及近岸水域BOD_5浓度的增值。

【解】

$$g'=\frac{\rho_{a,0}-\rho_0}{\rho_0}g=\frac{1.026-0.999}{0.999}\times 9.8$$
$$=0.265\text{m/s}^2$$
$$L_D=4.27Q(g')^{-\frac{1}{2}}(S_c/h)^{\frac{3}{2}}$$
$$=4.27\times 1.4\times(0.265)^{-\frac{1}{2}}(85/10)^{\frac{3}{2}}$$
$$=288\text{m},\text{取 }300\text{m。}$$

放流管长L_0为

$$L_0=10/0.020=500\text{m。}$$

放流管直径取1.2m,管内流速为1.24m/s,属经济流速。

孔间距取1/3水深,即3.3m。

孔数:

$$m=\frac{3L_D}{h}=\frac{3\times 300}{10}=90\text{ 个}$$

为使污水均匀排放,将扩散器分三段,每段长100m;中间段(带三通)管径取0.9m,两侧(即2、3)管段管径均取0.7m;相应各管段的流速分别为1.10和1.21m/s,均在经济流速范围内;相应各段扩散器的孔数为30个。

取扩散器剩余水头0.7m;喷口局部水头损失0.3m;中间段三通局部水头损失1.5m;计算结果见表4-15。

扩散器水力学计算结果 表4-15

管段号	多孔扩散器									喷孔		
	管长L_D(m)	管径D(m)	流量Q(m³/s)	流速V_D(m/s)	孔距ΔL(m)	孔数m(个)	沿程损失(m)	$V_D^2/2g$(m)	E(m)	C_D	孔径(d)m	流速V_d(m/s)
1	100	0.9	2×0.7	1.10	3.3	30	0.075	0.062	1.405	0.60	0.08	3.12
2	100	0.7	0.47	1.21	3.3	30	0.134	0.075	1.405	0.60	0.08	3.12
3	100	0.7	0.47	1.21	3.3	30	0.134	0.075	1.346	0.60	0.08	3.12

海底排污管总长:

$$L = L_0 + L_D = 500 + 300 = 800\text{m}$$

污水入海的总水头(不包括岸上管线损失等)：

$$\begin{aligned} H_a &= [0.65 + (0.075 + 0.134 + 0.134) \times 2 + 1.5 + 0.3] \\ &\quad + 0.7 + (1.5 + 10) + (1.026 - 0.999) \times (1.5 + 10) \\ &= 1.57\text{m} \end{aligned}$$

其中 0.65m 是 500m 放流管的沿程损失。其计算方法与一般管道阻力损失的计算方法一样，且扩散管的摩阻系数因防腐可按旧铁管考虑。

计算 $x = 500\text{m}$ 处，BOD_5 浓度的增值 ΔC：

$$E_0 = 0.01(30000)^{\frac{4}{3}}\text{cm}^{\frac{2}{3}}/\text{s} = 0.932\text{m}^2/\text{s}$$

$$\beta = \frac{12E_0}{u_x L_D} = \frac{12 \times 0.932}{0.03 \times 300} = 1.24$$

$$S_2 = \frac{1}{\text{erf}\sqrt{\dfrac{3/2}{\left[1 + \dfrac{2}{3} \times 1.24 \times \dfrac{500}{300}\right]^3 - 1}}}$$

$$= \frac{1}{0.38} = 2.63$$

由式(4-18)得：

$$S_1 = 85 \times \left(1 + \frac{\sqrt{2} \times 85 \times 0.00467}{0.3 \times 10}\right)^{-1} = 71.7$$

$$S = S_1 \times S_2 = 71.7 \times 2.63 = 188.6$$

$$\Delta C = \frac{[BOD_5]}{S} = \frac{100}{188.6} = 0.53\text{mg/L}$$

其中的总稀释度 S，亦可由 UM、RSB 和 CORMIX 模型中的任一个，直接求得。

4.7.2　污水排江的扩散稀释

污水在江河中的扩散示意见图 4-7。

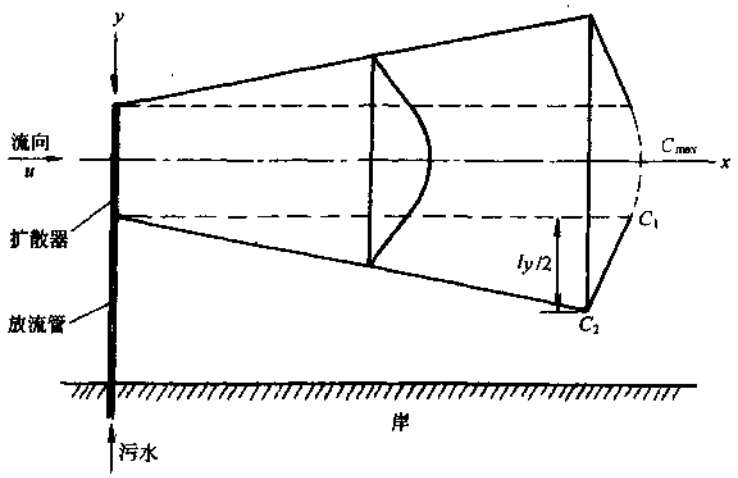


图 4-7　污水在江河中的扩散示意

由式(4-19),当横向流速 $v=0$;纵向弥散系数 D_x 与流速 u 相比作用甚微,可忽略不计;在横向弥散系数 D_y 为常数时,解式(4-19)可得:

$$C(x、y)=\frac{M\sqrt{h}}{\sqrt{2\pi u}\sigma_y}\exp\left(-\frac{y^2}{2\sigma_y^2}\right) \tag{4-45}$$

$$\sigma_y^2=2D_y\frac{x}{u} \tag{4-46}$$

$$D_y=\alpha_y\bar{h}u_* \tag{4-47}$$

$$u_*=\sqrt{g\bar{h}i}$$

式中 C——在$(x、y)$二之坐标点的浓度(mg/L);

M——排放源强度(g/s);

h——河流平均水深(m);

$\bar{u}$——河流平均流速(m/s);

σ_y——横向均方差;

α_y——无因次横向弥散系数;

u_*——摩阻流速(m/s);

i——河流平均水力坡降;

g——重力加速度(m/s^2)。

污水排放口下游 x 处的污染云横向增宽为

$$L_y=4\sqrt{2T_xD_y}$$

式中 T_x——河水流到 x 处所需时间(s)。

竖向混合系数为

$$\varepsilon_z=0.067\bar{h}u_* \tag{4-48}$$

污水在竖向上与河水完全混合时间为

$$T_z=0.4\frac{\bar{h}^2}{\varepsilon_z} \tag{4-49}$$

这时污水流经距离为

$$L_z=\bar{u}T_z \tag{4-50}$$

式(4-45)为单孔排放的计算式。从扩散稀释效果看,多孔排放显著优于单孔排放。这时排放源的强度为 M/n,n 为扩散孔数目。多孔排放的扩散计算只是单孔出流对(x,y)点的多孔叠加结果而已。很明显,扩散器中央的污染云浓度值为最大,其浓度增量为

$$\Delta C(x,0)=a+2\sum_{i=1}^{\frac{n-1}{2}}a\times\exp\left(-\frac{y_i^2}{2\sigma_y^2}\right) \tag{4-51}$$

$$\left(i=1、2、\cdots、\frac{n-1}{2}\right)$$

$$a=\frac{\frac{M}{n\bar{h}}}{\sqrt{2\pi}\,\bar{u}\,\sigma_y} \tag{4-52}$$

式中　$y_i = pi$，p 为孔间距。

设河流污染物浓度背景值为 C_b，则在排放口下游 x 处的最大浓度为

$$C_{max} = C_b + \Delta C \tag{4-53}$$

排放口下游 x 处扩散器端部的浓度增量为

$$\Delta C_1\left(x、\frac{L_D}{2}\right) = a + \sum_{i=1}^{n-1} a \times \exp\left(-\frac{y_i^2}{2\sigma_y^2}\right) \tag{4-54}$$

此处 y_i 的坐标原点在扩散器一端，

$$C_1 = C_b + \Delta C_1$$

污染云边缘的浓度增量为

$$\Delta C_2\left(x、\frac{L + L_Y}{2}\right) = \sum_{i=0}^{n-1} a \times \exp\left(-\frac{y_i^2}{2\sigma_y^2}\right) \tag{4-55}$$

式中

$$y_j = \frac{L_Y}{2} + p_i$$

y_j 的坐标原点在沿扩散器方向污染云的一端，

$$C_2 = C_b + \Delta C_2$$

【例】 某市污水流量为 $5.4m^3/s$，一级处理后的 $BOD_5 = 280mg/L$，通过多孔扩散器排入长江。该市长江宽 2000m，平均水深 20m，枯水期的日平均流量 $6000m^3/s$，江水 BOD_5 2.3mg/L，江水平均流速 0.16m/s，平均水力坡度 6.7×10^{-6}。在排污口下游 8km 处已建有集中式取水口，距岸 350m。计算污水排放后对取水口水质的影响。

【解】 扩散器长度取 300m，分三段，各长 100m，管径分别为 2、1.6、1.2m。孔径 ϕ175mm，孔数 45 个，孔间距 6.5m(取江水深的 1/3)。扩散器终端距岸 1000m。

$$u_* = \sqrt{g\bar{h}_i} = \sqrt{9.8 \times 20 \times 6.7 \times 10^{-6}}$$
$$= 0.0362m/s$$
$$\varepsilon_z = 0.067\bar{h}u_* = 0.067 \times 20 \times 0.0362$$
$$= 0.0485m^2/s$$
$$T_z = 0.4\frac{\bar{h}^2}{\varepsilon_z} = 0.4 \times \frac{20^2}{0.0485} = 3300s$$
$$L_z = \bar{u}T_z = 0.16 \times 3300 = 528m$$

根据华东水利学院对长江(南京段)的现场示踪试验结果，得到 $\alpha_y = 0.5$。该市长江江段的水文条件与南京段相接近，故亦采用此值。

$$D_y = \alpha_y\bar{h}u_* = 0.5 \times 20 \times 0.0362 = 0.362m^2/s$$

单个喷孔的排放源强度为

$$m = \frac{M}{n} = \frac{5.4 \times 280}{45} = 33.6g/s$$

通过式(4-45)～式(4-55)计算污染物扩散结果，见表 4-16。

污染物扩散结果 表 4-16

x(m)	2000	4000	8000
T_x(s)	12500	25000	50000
l_y(m)	380	538	760
σ_y^2	9050	18100	36200
σ_y	95	135	190
a(mg/L)	0.044	0.031	0.022
ΔC(mg/L)	1.41	1.16	0.90
C_{max}(mg/L)	3.71	3.46	3.2
ΔC_1(mg/L)			0.7
C_1(mg/L)			3.0
ΔC_2(mg/L)			0.04
C_2(mg/L)			2.34

由计算表明,取水口位于污染云边缘处,该处江水 BOD_5 约为 2.4mg/L,仍属二级水体(BOD_5<3mg/L),可认为是安全的。超过二级水体的江面面积约为 $3km^2$,其宽度约占江宽的 1/5,不致影响鱼类回游通道。

5 一 级 处 理

5.1 格　　栅

在污水处理系统(包括水泵)前,均须设置格栅,以拦截较大的呈悬浮或漂浮状态的固体污染物。按形状,可分为平面格栅和曲面格栅两种;按栅条净间隙,可分为粗格栅(50～100mm)、中格栅(16～40mm)、细格栅(3～10mm)三种;按清渣方式,可分为人工清除格栅和机械清除格栅两种。

5.1.1 设 计 数 据

(1) 水泵前格栅栅条间隙,应根据水泵要求确定。各种类型水泵前格栅的栅条间隙见第3.1.5节。

(2) 污水处理系统前格栅栅条净间隙,应符合下列要求:

1) 人工清除:25～100mm。

2) 机械清除:16～100mm。

3) 最大间隙:100mm。

污水处理厂可设置中、细两道格栅,大型污水处理厂亦可设置粗、中、细三道格栅。

(3) 栅渣量与地区的特点、格栅的间隙大小、污水流量以及下水道系统的类型等因素有关。在无当地运行资料时,可采用:

1) 格栅间隙16～25mm:0.10～0.05m^3 栅渣/10^3m^3 污水。

2) 格栅间隙30～50mm:0.03～0.01m^3栅渣/10^3m^3 污水。

栅渣的含水率一般为80%,密度约为960kg/m^3。

(4) 在大型污水处理厂或泵站前的大型格栅(每日栅渣量大于0.2m^3),一般应采用机械清渣。小型污水处理厂也可采用机械清渣。

(5) 机械格栅不宜少于2台。如为1台时,应设人工清除格栅备用。

(6) 过栅流速一般采用0.6～1.0m/s。

(7) 格栅前渠道内的水流速度,一般采用0.4～0.9m/s。

(8) 格栅倾角,一般采用45°～75°。人工清除的格栅倾角小时,较省力,但占地多。

(9) 通过格栅的水头损失,一般采用0.08～0.15m。

(10) 格栅间必须设置工作台,台面应高出栅前最高设计水位0.5m。工作台上应有安全和冲洗设施。

(11) 格栅间工作台两侧过道宽度不应小于0.7m。工作台正面过道宽度:

1）人工清除：不应小于 1.2m。

2）机械清除：不应小于 1.5m。

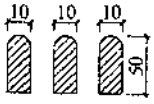
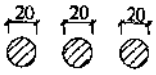
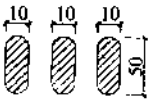
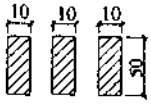
（12）机械格栅的动力装置一般宜设在室内，或采取其他保护设备的措施。

（13）设计格栅装置的构筑物，必须考虑设有良好的通风措施。

（14）格栅间内应安设吊运设备，以进行格栅及其他设备的检修、栅渣的日常清除。

（15）格栅的栅条断面形状，可按表 5-1 选用。

栅条断面形状及尺寸　　表 5-1

栅条断面形式	一般采用尺寸(mm)	栅条断面形式	一般采用尺寸(mm)
正 方 形		迎水面为半圆形的矩形	
圆　　形		迎水、背水面均为半圆形的矩形	
锐 边 矩 形			

5.1.2 计 算 公 式

计算公式见表 5-2。

【例】 已知某城市污水处理厂的最大设计污水量 $Q_{max}=0.2m^3/s$，总变化系数 $K_z=1.50$，求格栅各部分尺寸。

格栅计算公式　　表 5-2

名　称	公　式	符 号 说 明
1. 栅槽宽度	$B=S(n-1)+bn$　(m) $n=\frac{Q_{max}\sqrt{\sin\alpha}}{bhv}$ ①　(个)	S—栅条宽度(m) b—栅条间隙(m) n—栅条间隙数(个) Q_{max}—最大设计流量(m^3/s) α—格栅倾角(°) h—栅前水深(m) v—过栅流速(m/s)
2. 通过格栅的水头损失	$h_1=h_0k$　(m) $h_0=\xi\frac{v^2}{2g}\sin\alpha$　(m)	h_0—计算水头损失(m) g—重力加速度(m/s^2) k—系数，格栅受污物堵塞时水头损失增大倍数，一般采用 3 ξ—阻力系数，其值与栅条断面形状有关，可按表 5-3 计算

续表

名　称	公　式	符 号 说 明
3. 栅后槽总高度	$H=h+h_1+h_2$　(m)	h_2—栅前渠道超高，一般采用 0.3m
4. 栅槽总长度	$L=l_1+l_2+1.0+0.5+\frac{H_1}{\mathrm{tg}\alpha_1}$　(m) $l_1=\frac{B-B_1}{2\mathrm{tg}\alpha_1}$　(m) $l_2=\frac{l_1}{2}$　(m) $H_1=h+h_2$　(m)	l_1—进水渠道渐宽部分的长度(m) B_1—进水渠宽(m) α_1—进水渠道渐宽部分的展开角度，一般可采用 20°，由此得： $l_1=\frac{B-B_1}{0.73\mathrm{m}}$ l_2—栅槽与出水渠道连接处的渐窄部分长度(m) H_1—栅前渠道深(m)
5. 每日栅渣量	$W=\frac{Q_{max}W_1\times 86400}{K_z\times 1000}$　(m^3/d)	W_1—栅渣量($m^3/10^3m^3$ 污水)， 格栅间隙为 16～25mm 时，$W_1=0.10\sim0.05$ 格栅间隙为 30～50mm 时，$W_1=0.03\sim0.01$ K_z—生活污水流量总变化系数，见表 1-5

① $\sqrt{\sin\alpha}$—考虑格栅倾角的经验系数。

阻力系数 ξ 计算公式　　表 5-3

栅条断面形状	公　式	说　明
锐边矩形 迎水面为半圆形的矩形 圆　形 迎水、背水面均为半圆形的矩形	$\xi=\beta\left(\frac{S}{b}\right)^{\frac{4}{3}}$	形状系数 $\beta=2.42$ $\beta=1.83$ $\beta=1.79$ $\beta=1.67$
正　方　形	$\xi=\left(\frac{b+S}{\varepsilon b}-1\right)^2$	ε—收缩系数，一般采用 0.64

【解】 格栅计算草图，见图 5-1。

栅条的间隙数：设栅前水深 $h=0.4$m，过栅流速 $v=0.9$m/s，栅条间隙宽度 $b=0.021$m，格栅倾角 $\alpha=60°$，

$$n=\frac{Q_{max}\sqrt{\sin\alpha}}{bhv}=\frac{0.2\sqrt{\sin60°}}{0.021\times0.4\times0.9}\approx26\text{ 个}$$

(1) 栅槽宽度：设栅条宽度 $S=0.01$m，

$$B=S(n-1)+bn=0.01(26-1)+0.021\times26=0.8\text{m}$$

(2) 进水渠道渐宽部分的长度：设进水渠道宽 $B_1=0.65$m，其渐宽部分展开角度 $\alpha_1=20°$（进水渠道内的流速为 0.77m/s），

$$l_1=\frac{B-B_1}{2\mathrm{tg}\alpha_1}=\frac{0.8-0.65}{2\mathrm{tg}20°}\approx0.22\text{m}$$

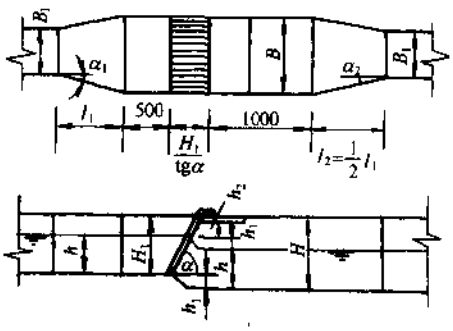


图 5-1　格栅示意

(3) 栅槽与出水渠道连接处的渐窄部分长度：

$$l_2=\frac{l_1}{2}=\frac{0.22}{2}=0.11\text{m}$$

(4) 通过格栅的水头损失：设栅条断面为锐边矩形断面(见表 5-3)

$$\begin{aligned}h_1&=\beta\left(\frac{S}{b}\right)^{\frac{4}{3}}\frac{v^2}{2g}\sin\alpha K\\&=2.42\left(\frac{0.01}{0.021}\right)^{\frac{4}{3}}\times\frac{0.9^2}{19.6}\sin60^\circ\times3\\&=0.097\text{m}\end{aligned}$$

(5) 栅后槽总高度：设栅前渠道超高 $h_2=0.3\text{m}$，

$$H=h+h_1+h_2=0.4+0.097+0.3\approx0.8\text{m}$$

(6) 栅槽总长度：

$$\begin{aligned}L&=l_1+l_2+0.5+1.0+\frac{H_1}{\text{tg}\alpha}\\&=0.22+0.11+0.5+1.0+\frac{0.4+0.3}{\text{tg}60^\circ}\\&=2.24\text{m}\end{aligned}$$

(7) 每日栅渣量：在格栅间隙 21mm 的情况下，设栅渣量为每 1000m^3 污水产 0.07m^3，

$$\begin{aligned}W&=\frac{Q_{\max}W_1\times86400}{K_z\times1000}=\frac{0.2\times0.07\times86400}{1.5\times1000}\\&=0.8\text{m}^3/\text{d}>0.2\text{m}^3/\text{d}\end{aligned}$$

宜采用机械清渣。

5.2 沉 砂 池

沉砂池的形式，按池内水流方向的不同，可分为平流式、竖流式和旋流式三种；按池型可分为平流式沉砂池、竖流式沉砂池、曝气沉砂池和旋流式沉砂池。

平流式沉砂池是常用的形式，污水在池内沿水平方向流动，具有构造简单、截留无机颗粒效果较好的优点。竖流式沉砂池是污水自下而上由中心管进入池内，无机物颗粒藉重力沉于池底，处理效果一般较差。曝气沉砂池是在池的一侧通入空气，使污水沿池旋转前进，从而产生与主流垂直的横向恒速环流。曝气沉砂池的优点是，通过调节曝气量，可以控制污水的旋流速度，使除砂效率较稳定，受流量变化的影响较小。同时，还对污水起预曝气作用。按生物除磷设计的污水处理厂，为了保证除磷效果，一般不采用曝气沉砂池。近年来日益广泛使用的旋流式沉砂池是利用机械力控制流态与流速，加速砂粒的沉淀，有机物则被留在污水中，具有沉砂效果好、占地省的优点。

5.2.1 一 般 规 定

城市污水处理厂应设置沉砂池。

(1) 沉砂池按去除相对密度 2.65、粒径 0.2mm 以上的砂粒设计。

(2) 设计流量应按分期建设考虑：

1) 当污水为自流进入时,应按每期的最大设计流量计算;当污水为提升进入时,应按每期工作水泵的最大组合流量计算。

2) 在合流制处理系统中,应按降雨时的设计流量计算。

(3) 沉砂池个数或分格数不应少于2个,并宜按并联系列设计。当污水量较少时,可考虑一格工作、一格备用。

(4) 城市污水的沉砂量可按 10^6m^3 污水沉砂 $30m^3$ 计算,其含水率为60%,容量为 $1500kg/m^3$;合流制污水的沉砂量应根据实际情况确定。

(5) 砂斗容积应按不大于2d的沉砂量计算,斗壁与水平面的倾角不应小于55°。

(6) 除砂一般宜采用泵吸式或气提式机械排砂,并设置贮砂池或晒砂场。排砂管直径不应小于200mm。

(7) 当采用重力排砂时,沉砂池和贮砂池应尽量靠近,以缩短排砂管长度,并设排砂闸门于管的首端,使排砂管畅通和易于养护管理。

(8) 沉砂池的超高不宜小于0.3m。

5.2.2 平流式沉砂池

5.2.2.1 设计数据

(1) 最大流速为0.3m/s,最小流速为0.15m/s。

(2) 最大流量时停留时间不小于30s,一般采用30~60s。

(3) 有效水深应不大于1.2m,一般采用0.25~1m,每格宽度不宜小于0.6m。

(4) 进水头部应采取消能和整流措施。

(5) 池底坡度一般为0.01~0.02。当设置除砂设备时,可根据设备要求考虑池底形状。

5.2.2.2 计算公式

第一种计算方法:当无砂粒沉降资料时,可按表5-4计算。

计 算 公 式　　表5-4

名　称	公　式	符 号 说 明
1. 长度	$L=vt$　(m)	v—最大设计流量时的流速(m/s) t—最大设计流量时的流行时间(s)
2. 水流断面面积	$A=\frac{Q_{max}}{v}$　(m^2)	Q_{max}—最大设计流量(m^3/s)
3. 池总宽度	$B=\frac{A}{h_2}$　(m)	h_2—设计有效水深(m)
4. 沉淀室所需容积	$V=\frac{Q_{max}XT86400}{K_z10^6}$　(m^3)	X—城市污水沉砂量,一般采用 $30m^3/10^6m^3$ 污水 T—清除沉砂的间隔时间(d) K_z—生活污水流量总变化系数,见表1-5
5. 池总高度	$H=h_1+h_2+h_3$　(m)	h_1—超高(m) h_3—沉砂室高度(m)
6. 验算最小流速	$v_{min}=\frac{Q_{min}}{n_1\omega_{min}}$　(m/s)	Q_{min}—最小流量(m^3/s) n_1—最小流量时工作的沉砂池数目(个) ω_{min}—最小流量时沉砂池中的水流断面面积(m^2)

第二种计算方法：当有砂粒沉降资料时，可按砂粒平均沉降速度计算，见表 5-5、6。

计 算 公 式 表 5-5

名 称	公 式	符 号 说 明
1. 水面面积	$F=\frac{Q_{max}}{u}\times 1000$ (m²) $u=\sqrt{u_0^2-w^2}$ (mm/s) $w=0.05v$	Q_{max}—最大设计流量(m³/s) u—砂粒平均沉降速度(mm/s) u_0—水温 15℃时砂粒在静水压力下的沉降速度(mm/s)，可按表 5-6 所列值采用 w—水流垂直分速度(mm/s) v—水平流速(mm/s) n—沉砂池个数(或分格数)
2. 水流断面积	$A=\frac{Q_{max}}{v}\times 1000$ (m²)	
3. 池总宽度	$B=\frac{A}{h_2}$ (m)	
4. 设计有效水深	$h_2=\frac{uL}{v}$ (m)	
5. 池的长度	$L=\frac{F}{B}$ (m)	
6. 每个沉砂池(或分格)宽度	$\beta=\frac{B}{n}$ (m)	

u_0 值 表 5-6

砂粒径(mm)	u_0(mm/s)	砂粒径(mm)	u_0(mm/s)
0.20	18.7	0.35	35.1
0.25	24.2	0.40	40.7
0.30	29.7	0.50	51.6

【例】 已知某城市污水处理厂的最大设计流量为 0.2m³/s，最小设计流量为 0.1m³/s，总变化系数 $K_z=1.50$，求沉砂池各部分尺寸。

【解】

(1) 按第一种方法计算(见图 5-2)：

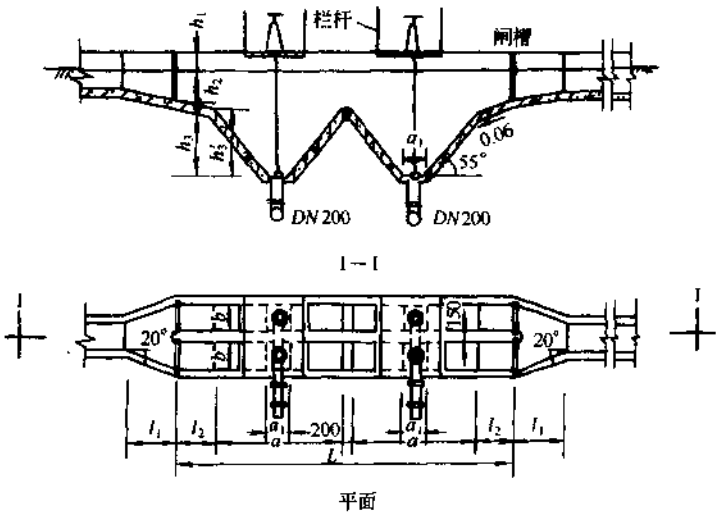


图 5-2 平流式沉砂池

1) 长度:设 $v=0.25\text{m/s}$, $t=30\text{s}$,

$$L=vt=0.25\times30=7.5\text{m}$$

2) 水流断面积:

$$A=\frac{Q_{max}}{v}=\frac{0.2}{0.25}=0.8\text{m}^2$$

3) 池总宽度:设 $n=2$ 格,每格宽 $b=0.6\text{m}$,

$$B=nb=2\times0.6=1.2\text{m}$$

4) 有效水深:

$$h_2=\frac{A}{B}=\frac{0.8}{1.2}=0.67\text{m}$$

5) 沉砂室所需容积:设 $T=2\text{d}$,

$$V=\frac{Q_{max}XT\times86400}{K_z\times10^6}$$

$$=\frac{0.2\times30\times2\times86400}{1.50\times10^6}=0.69\text{m}^3$$

6) 每个沉砂斗容积:设每一分格有两个沉砂斗,

$$V_0=\frac{0.69}{2\times2}=0.17\text{m}^3$$

7) 沉砂斗各部分尺寸:设斗底宽 $a_1=0.5\text{m}$,斗壁与水平面的倾角为 55°,斗高 $h'_3=0.35\text{m}$。

沉砂斗上口宽:

$$a=\frac{2h'_3}{\text{tg}55^\circ}+a_1=\frac{2\times0.35}{\text{tg}55^\circ}+0.5=1.0\text{m}$$

沉砂斗容积:

$$V_0=\frac{h'_3}{6}(2a^2+2aa_1+2a_1^2)$$

$$=\frac{0.35}{6}(2\times1^2+2\times1\times0.5+2\times0.5^2)$$

$$=0.2\text{m}^3(\approx0.17\text{m}^3)$$

8) 沉砂室高度:采用重力排砂,设池底坡度为 0.06,坡向砂斗,

$$h_3=h'_3+0.06l_2$$

$$=0.35+0.06\times2.65=0.51\text{m}$$

9) 池总高度:设超高 $h_1=0.3\text{m}$,

$$H=h_1+h_2+h_3=0.3+0.67+0.51=1.48\text{m}$$

10) 验算最小流速:在最小流量时,只用一格工作($n_1=1$),

$$v_{min}=\frac{Q_{min}}{n_1\omega_{min}}=\frac{0.1}{1\times0.6\times0.67}$$

$$=0.25\text{m/s}>0.15\text{m/s}$$

(2) 按第二种方法计算:在沉砂池中去除砂粒的最小粒径采用 0.2mm,其 $u_0=18.7\text{mm/s}$。

水流垂直分速度:设 $v=0.25\text{m/s}$,

$$w=0.05v=0.05\times250=12.5\text{mm/s}$$

1）砂粒平均沉降速度：

$$u=\sqrt{u_0^2-w^2}=\sqrt{18.7^2-12.5^2}=13.9\text{mm/s}$$

2）水面面积：

$$F=\frac{Q_{max}}{u}\times1000=\frac{0.2}{13.9}\times1000=14.4\text{m}^2$$

3）水流断面积：

$$A=\frac{Q_{max}}{v}=\frac{0.2}{0.25}=0.8\text{m}^2$$

4）池总宽度：设 $n=2$，每格宽 $b=0.6\text{m}$，

$$B=nb=2\times0.6=1.2\text{m}$$

5）有效水深：

$$h_2=\frac{A}{B}=\frac{0.8}{1.2}=0.67\text{m}$$

6）长度：

$$L=\frac{F}{B}=\frac{14.4}{1.2}=12\text{m}$$

7）最大设计流量时的流行时间：

$$t=\frac{h_2}{u}=\frac{0.67}{0.0139}=48\text{s}>30\text{s}$$

沉砂室计算同前。

5.2.3 竖流式沉砂池

5.2.3.1 设计数据(见图 5-3)

(1) 最大流速为 0.1m/s，最小流速为 0.02m/s。

(2) 最大流量时停留时间不小于 20s；一般采用 30～60s。

(3) 进水中心管最大流速为 0.3m/s。

5.2.3.2 计算公式

计算公式见表 5-7。

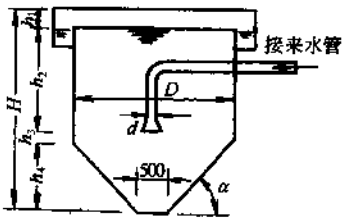


图 5-3 竖流式沉砂池

计 算 公 式 表 5-7

名 称	公 式	符 号 说 明
1. 中心管直径	$d=\sqrt{\frac{4Q_{max}}{\pi v_1}}$ (m)	v_1—污水在中心管内流速(m/s) Q_{max}—最大设计流量(m^3/s)
2. 池子直径	$D=\sqrt{\frac{4Q_{max}(v_1+v_2)}{\pi v_1 v_2}}$ (m)	v_2—池内水流上升速度(m/s)
3. 水流部分高度	$h_2=v_2t$ (m)	t—最大流量时的流行时间(s)

续表

名　称	公　式	符 号 说 明
4. 沉砂部分所需容积	$V=\frac{Q_{max}XT\times 86400}{K_z\times 10^6}$　(m^3)	X—城市污水沉砂量,一般采用 $30m^3/10^6m^3$ 污水 T—两次清除沉砂相隔时间(d) K_z—生活污水流量总变化系数
5. 沉砂部分高度	$h_4=(R-r)tg\alpha$　(m)	R—池子半径(m) r—圆截锥部分下底半径(m) α—截锥部分倾角(°)
6. 圆截锥部分实际容积	$V_1=\frac{\pi h_4}{3}(R^2+Rr+r^2)$　(m^3)	h_4—沉砂池锥底部分高度(m)
7. 池总高度	$H=h_1+h_2+h_3+h_4$　(m)	h_1—超高(m) h_3—中心管底至沉砂砂面的距离,一般采用 0.25m

【例】 已知某城市污水处理厂的最大设计流量为 $0.2m^3/s$,竖流沉砂池中心管流速 $v_1=0.3m/s$,池内水流上升速度 $v_2=0.05m/s$,最大设计流量时的流行时间 $t=20s$,总变化系数 $K_z=1.50$,沉砂每两日清除一次,求沉砂池各部分尺寸。

【解】

(1) 中心管直径:设 $n=2$,每格最大设计流量:

$$q_{max}=\frac{Q_{max}}{n}=\frac{0.2}{2}=0.1m^3/s$$

$$d=\sqrt{\frac{4q_{max}}{\pi v_1}}=\sqrt{\frac{4\times 0.1}{\pi\times 0.3}}=0.65m$$

(2) 池子直径:

$$D=\sqrt{\frac{4q_{max}(v_1+v_2)}{\pi v_1 v_2}}=\sqrt{\frac{4\times 0.1(0.3+0.05)}{\pi\times 0.3\times 0.05}}=1.72m$$

(3) 水流部分高度:

$$h_2=v_2t=0.05\times 20=1m$$

(4) 沉砂部分所需容积:

$$V=\frac{Q_{max}XT\times 86400}{K_z10^6}=\frac{0.2\times 30\times 2\times 86400}{1.50\times 10^6}=0.69m^3$$

(5) 每个沉砂斗容积:

$$V_0=\frac{0.69}{2}=0.35m^3$$

(6) 沉砂部分高度:设沉砂室锥底直径为 0.5m,

$$h_4=(R-r)tg\alpha=(0.86-0.25)tg55°=0.87m$$

(7) 圆截锥部分实际容积:

$$V_1=\frac{\pi h_4}{3}(R^2+Rr+r^2)=\frac{\pi\times 0.87}{3}(0.86^2+0.86\times 0.25+0.25^2)=0.92m^3>0.35m^3$$

(8) 池总高度:

$$H=h_1+h_2+h_3+h_4=0.3+1+0.25+0.87=2.42m$$

(9) 排砂方法:采用重力排砂或水射器排砂。

5.2.4 曝气沉砂池

5.2.4.1 设计数据

(1) 旋流速度应保持 0.25~0.3m/s。

(2) 水平流速为 0.06~0.12m/s。

(3) 最大流量时停留时间为 1~3min。

(4) 有效水深为 2~3m,宽深比一般采用 1~2。

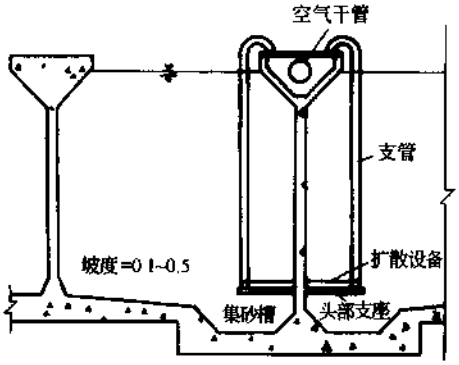
(5) 长宽比可达 5。当池长比池宽大得多时,应考虑设计横向挡板。

(6) 每立方米污水的曝气量为 $0.2m^3$ 空气,或 $3\sim5m^3/(m^2\cdot h)$,也可按表 5-8 所列值采用。

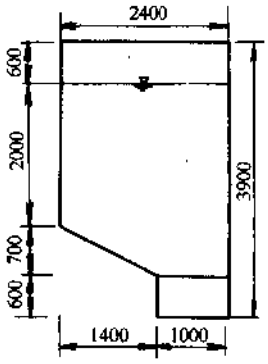
单位池长所需空气量 表 5-8

曝气管水下浸没深度(m)	最低空气用量[$m^3/(m\cdot h)$]	达到良好除砂效果最大空气量[$m^3/(m\cdot h)$]
1.5	12.5~15.0	30
2.0	11.0~14.5	29
2.5	10.5~14.0	28
3.0	10.5~14.0	28
4.0	10.0~13.5	25

(7) 空气扩散装置设在池的一侧(见图 5-4),距池底约 0.6~0.9m,送气管应设置调节气量的闸门。



外形构造



断面尺寸

图 5-4 曝气沉砂池

(8) 池子的形状应尽可能不产生偏流或死角,在集砂槽附近可安装纵向挡板。

(9) 池子的进口和出口布置,应防止发生短路,进水方向应与池中旋流方向一致,出水方向应与进水方向垂直,并宜考虑设置挡板。

(10) 池内应考虑设消泡装置。

5.2.4.2 计算公式

计算公式见表 5-9。

计 算 公 式　　表 5-9

名　称	公　式	符 号 说 明
1. 池子总有效容积	$V=Q_{max}t\times60$　(m^3)	Q_{max}—最大设计流量(m^3/s) t—最大设计流量时的流行时间(min)
2. 水流断面积	$A=\frac{Q_{max}}{v_1}$　(m^2)	v_1—最大设计流量时的水平流速(m/s),一般采用 0.06~0.12
3. 池总宽度	$B=\frac{A}{h_2}$　(m)	h_2—设计有效水深(m)
4. 池长	$L=\frac{V}{A}$　(m)	
5. 每小时所需空气量	$q=dQ_{max}\times3600$　(m^3/h)	d—每立方米污水所需空气量(m^3/m^3)

【例】 已知某城市污水处理厂的最大设计流量为 $1.2m^3/s$,求曝气沉砂池的各部分尺寸(见图 5-4)。

【解】

(1) 池子总有效容积:设 $t=2min$,

$$V=Q_{max}t\times60=1.2\times2\times60=144m^3$$

(2) 水流断面积:设 $v_1=0.1m/s$,

$$A=\frac{Q_{max}}{v_1}=\frac{1.2}{0.1}=12m^2$$

(3) 沉砂池设两格,每格断面尺寸如图 5-4 所示,池宽 2.4m,池底坡度 0.5,超高 0.6m,全池总高 3.9m。

(4) 每格沉砂池实际进水断面面积:

$$A'=2.4\times2.0+\left(\frac{2.4+1.0}{2}\right)\times0.7=6m^2$$

(5) 池长:

$$L=\frac{V}{A}=\frac{144}{12}=12m$$

(6) 每格沉砂池沉砂斗容量:

$$V_0=0.6\times1.0\times12=7.2m^3$$

(7) 每格沉砂池实际沉砂量:设含砂量为 $20m^3/10^6m^3$ 污水,每两天排砂一次,

$$V_0'=\frac{20\times0.6}{10^6}\times86400\times2=2.1m^3<7.2m^3$$

(8) 每小时所需空气量:设曝气管浸水深度为 2.5m,查表 5-8 可得单位池长所需空气

量为 $28m^3/(m\cdot h)$，

$$q=28\times12(1+15\%)\times2=772.8m^3$$

式中(1+15%)为考虑到进出口条件而增长的池长。

5.2.5 旋流式沉砂池Ⅰ

旋流式沉砂池Ⅰ为一种涡流式沉砂池(见图 5-5)，由进水口、出水口、沉砂分选区、集砂区、砂提升管、排砂管、电动机和变速箱组成。污水由流入口沿切线方向流入沉砂区，利用电动机及传动装置带动转盘和斜坡式叶片旋转，在离心力的作用下，污水中密度较大的砂粒被甩向池壁，掉入砂斗，有机物则被留在污水中。调整转速，可达到最佳沉砂效果。沉砂用压缩空气经砂提升管、排砂管清洗后排除，清洗水回流至沉砂区。

根据处理污水量的不同，旋流式沉砂池Ⅰ可分为不同型号，各部分尺寸见图 5-6 及表 5-10。

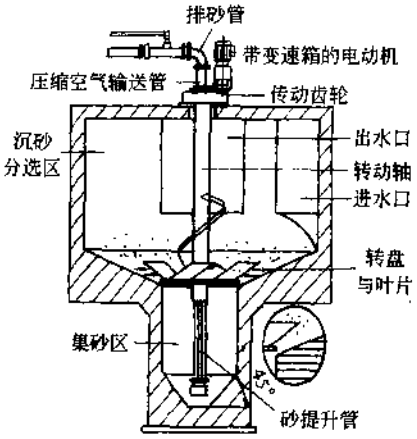


图 5-5 旋流式沉砂池Ⅰ

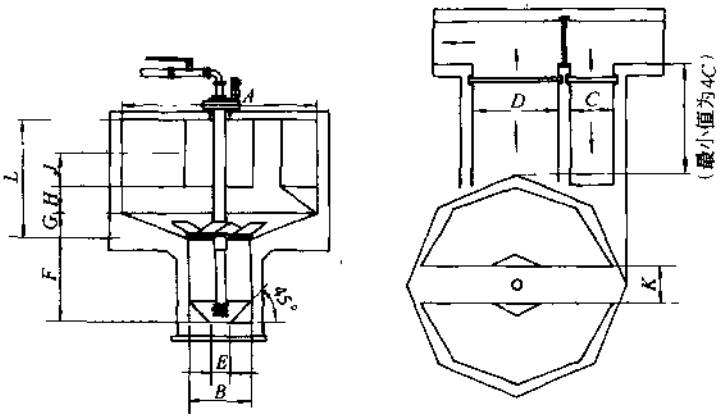


图 5-6 旋流式沉砂池Ⅰ各部分尺寸

旋流式沉砂池Ⅰ型号及尺寸(mm) 表 5-10

型 号	流量 (L/s)	A	B	C	D	E	F	G	H	J	K	L
50	50	1830	1000	305	610	300	1400	300	300	200	800	1100
100	110	2130	1000	380	760	300	1400	300	300	300	800	1100
200	180	2430	1000	450	900	300	1350	400	300	400	800	1150
300	310	3050	1000	610	1200	300	1550	450	300	450	800	1350
550	530	3650	1500	750	1500	400	1700	600	510	580	800	1450
900	880	4870	1500	1000	2000	400	2200	1000	510	600	800	1850
1300	1320	5480	1500	1100	2200	400	2200	1000	610	630	800	1850
1750	1750	5800	1500	1200	2400	400	2500	1300	750	700	800	1950
2000	2200	6100	1500	1200	2400	400	2500	1300	890	750	800	1950

5.2.6 旋流式沉砂池Ⅱ

旋流式沉砂池Ⅱ为又一种涡流式沉砂池(见图5-7),由进水口、出水口、沉砂分选区、集砂区、砂抽吸管、排砂管、砂泵和电动机组成。该沉砂池的特点是:在进水渠末端设有能产生池壁效应的斜坡,令砂粒下沉,沿斜坡流入池底,并设有阻流板,以防止紊流;轴向螺旋桨将水流带向池心,然后向上,由此形成了一个涡形水流,平底的沉砂分选区能有效地保持涡流形态,较重的砂粒在靠近池心的一个环形孔口落入集砂区,而较轻的有机物由于螺旋桨的作用而与砂粒分离,最终引向出水渠。沉砂用的砂泵经砂抽吸管、排砂管清洗后排除,清洗水回流至沉砂区。

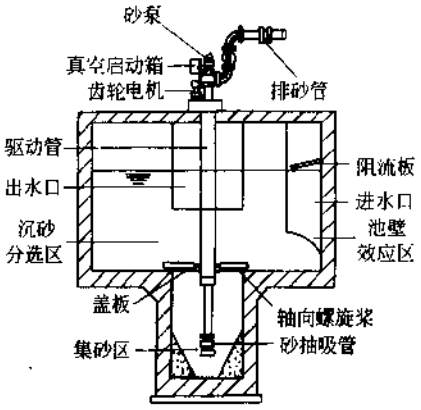


图5-7　旋流式沉砂池Ⅱ

根据处理污水量的不同,旋流式沉砂池Ⅱ可分为不同型号。其各部尺寸见图5-8及表5-11。

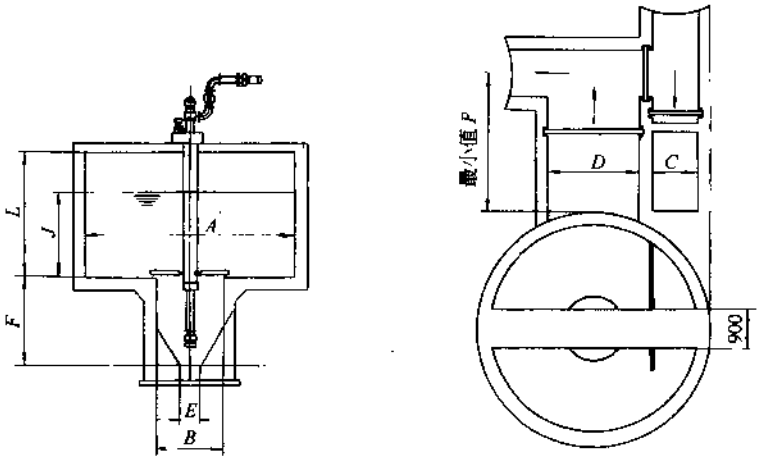


图5-8　旋流式沉砂池Ⅱ各部分尺寸

旋流式沉砂池Ⅱ型号及尺寸(mm)　　表5-11

型　号	流　量 (万 m^3/d)	A	B	C	D	E	F	J	L	P	A
1	0.40	1830	910	310	610	310	1520	430	1120	610	45
2.5	1.00	2130	910	380	760	310	1520	580	1120	760	45
4	1.50	2440	910	460	910	310	1520	660	1220	910	45
7	2.70	3050	1520	610	1220	460	1680	760	1450	1220	60
12	4.50	3660	1520	720	1520	460	2030	940	1520	1520	60
20	7.50	4880	1520	1070	2130	460	2080	1070	1680	1830	60
30	11.40	5490	1520	1220	2440	550	2130	1300	1980	2130	60
50	19.00	6100	1520	1370	2740	460	2440	1780	2130	2740	60
70	26.50	7320	1830	1680	3350	460	2440	1800	2130	3050	60

5.3 沉 淀 池

沉淀池一般分平流式、竖流式和幅流式。

每种沉淀池均包含五个区，即进水区、沉淀区、缓冲区、污泥区和出水区。

沉淀池各种池型优缺点和适用条件，见表 5-12。

各种沉淀池优缺点和适用条件 表 5-12

池 型	优 点	缺 点	适用条件
平流式	(1) 沉淀效果好 (2) 对冲击负荷和温度变化的适应能力较强 (3) 施工简易 (4) 平面布置紧凑 (5) 排泥设备已趋定型	(1) 配水不易均匀 (2) 采用多斗排泥时，每个泥斗需单独设排泥管各自排泥，操作量大 (3) 采用机械排泥时，设备复杂，对施工质量要求高	适用于大、中、小型污水处理厂
竖流式	(1) 排泥方便，管理简单 (2) 占地面积较小	(1) 池子深度大，施工困难 (2) 对冲击负荷和温度变化的适应能力较差 (3) 池径不宜过大，否则布水不匀	适用于小型污水处理厂
幅流式	(1) 多为机械排泥，运行可靠，管理较简单 (2) 排泥设备已定型化	机械排泥设备复杂，对施工质量要求高	适用于大、中型污水处理厂

注：排泥设备详见《给水排水设计手册·材料设备》(续册)第 3 册。

5.3.1 一 般 规 定

(1) 设计流量应按分期建设考虑：

1) 当污水为自流进入时，应按每期的最大设计流量计算。

2) 当污水为提升进入时，应按每期工作水泵的最大组合流量计算。

3) 在合流制处理系统中，应按降雨时的设计流量计算，沉淀时间不宜小于 30min。

(2) 沉淀池的个数或分格数不应少于 2 个，并宜按并联系列设计。

(3) 当无实测资料时，城市污水沉淀池的设计数据，可参照表 5-13 选用。

城市污水沉淀池设计数据 表 5-13

沉淀池类型		沉淀时间 (h)	表面负荷 (日平均流量) [$m^3/(m^2 \cdot h)$]	污泥含水率 (%)	固体负荷 [$kg/(m^2 \cdot d)$]	堰口负荷 [$L/(s \cdot m)$]
初次沉淀池		1.0~2.5	1.2~2.0	95~97		≤2.9
二次沉淀池	活性污泥法后	2.0~5.0	0.6~1.0	99.2~99.6	≤150	≤1.7
	生物膜法后	1.5~4.0	1.0~1.5	96~98	≤150	≤1.7

注：工业污水沉淀池的设计数据应按实际水质试验确定，或参照采用类似工业污水的运转或试验资料。

(4) 池子的超高至少采用0.3m。

(5) 沉淀池的有效水深 h_2、沉淀时间 t 与表面负荷 q' 的关系见表 5 14。当表面负荷一定时，有效水深与沉淀时间之比亦为定值，即 $h_2/t=q'$。一般沉淀时间不小于1.0h；有效水深多采用2～4m，对辐流沉淀池指池边水深。

有效水深、沉淀时间与表面负荷的关系　　表 5-14

表面负荷 q' [$m^3/(m^2 \cdot h)$]	沉淀时间 t(h)				
	$h_2=2.0m$	$h_2=2.5m$	$h_2=3.0m$	$h_2=3.5m$	$h_2=4.0m$
2.0	1.0	1.3	1.5	1.8	2.0
1.5	1.3	1.7	2.0	2.3	2.7
1.2	1.7	2.1	2.5	2.9	3.3
1.0	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0
0.6	3.3	4.2	5.0		

(6) 沉淀池的缓冲层高度，一般采用0.3～0.5m。

(7) 污泥斗的斜壁与水平面的倾角，方斗不宜小于60°，圆斗不宜小于55°。

(8) 初次沉淀池的污泥区容积，一般按不大于2d的污泥量计算，采用机械排泥时，可按4h污泥量计算；二次沉淀池的污泥区容积按不小于2h贮泥量考虑，泥斗中污泥浓度按混合液浓度及底流浓度的平均浓度计算。

(9) 排泥管直径不应小于200mm。

(10) 沉淀池的污泥一般采用静水压力排除，初次沉淀池的静水头不应小于1.5m；二次沉淀池的静水头，生物膜法后不应小于1.2m，曝气池后不应小于0.9m。

(11) 沉淀池的污泥，采用机械排泥时可连续排泥或间歇排泥，不用机械排泥时应每日排泥。

(12) 采用多斗排泥时，每个泥斗均应设单独的闸阀和排泥管。

(13) 初次沉淀池应设置撇渣设施。

(14) 沉淀池的人口和出口均应采取整流措施。

(15) 为减轻堰的负荷，或为改善水质，可采用多槽沿程出水布置。

(16) 当每组沉淀池有两个池以上时，为使每个池的人流量相等，应在人流口设置调节闸门，以调整流量。

(17) 当采用重力排泥时，污泥斗的排泥管一般采用铸铁管，其下端伸人斗内，顶端敞口，伸出水面，以便于疏通，在水面以下1.5～2.0m处，由排泥管接出水平排出管，污泥藉静水压力由此排至池外。

(18) 进水管有压力时，应设置配水井，进水管应由井壁接人，不宜由井底接人，且应将进水管的进口弯头朝向井底。

5.3.2 平流式沉淀池

5.3.2.1 设计数据

(1) 池子的长宽比不小于4，以4～5为宜。当长宽比过小时，池内水流的均匀性差，容积效率低，影响沉降效果；大型沉淀池可考虑设导流墙。

(2) 采用机械排泥时,宽度根据排泥设备确定。

(3) 池子的长深比不小于8,以8~12为宜。

(4) 池底纵坡:采用机械刮泥时,不小于0.005,一般采用0.01~0.02。

(5) 按表面负荷计算时,应对水平流速进行校核。最大水平流速:初次沉淀池为7mm/s;二次沉淀池为5mm/s。

(6) 刮泥机的行进速度不大于1.2m/min,一般采用0.6~0.9m/min。

(7) 入口的整流措施(见图5-9),可采用溢流式入流装置,并设置多孔整流墙(穿孔墙),见图5-9(a);底孔式入流装置,底部设有挡流板,见图5-9(b);淹没孔与挡流板的组合,见图5-9(c);淹没孔与有孔整流墙的组合,见图5-9(d)。有孔整流墙上的开孔总面积为池断面积的6%~20%。

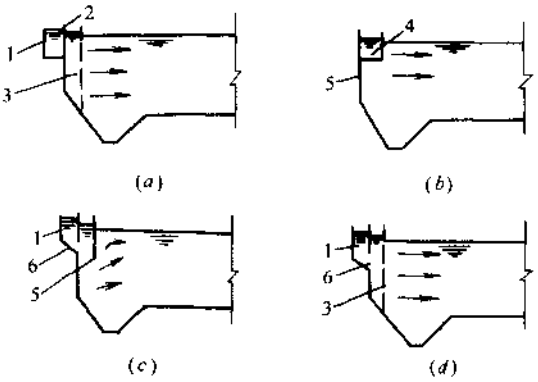


图5-9 平流沉淀池入口的整流措施

1—进水槽;2—溢流堰;3—有孔整流墙;4—底孔;5—挡流板;6—淹没孔

(8) 出口的整流措施可采用溢流式集水槽。集水槽的形式,见图5-10。溢流式出水堰的形式,见图5-11;其中锯齿形三角堰应用最普遍,水面宜位于齿高的$\frac{1}{2}$处。为适应水流的变化或构筑物的不同沉降,在堰口处需设置使堰板能上下移动的调整装置。

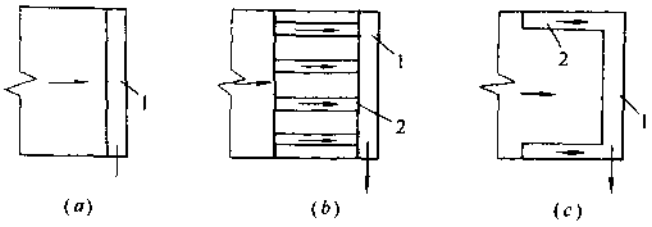


图5-10 平流式沉淀池的集水槽形式

(a)沿沉淀池宽度设置的集水槽;(b)设置平行出水支槽的集水槽;(c)沿部分池长设置出水支槽的集水槽

1—集水槽;2—集水支渠

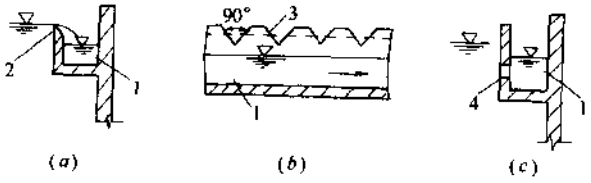


图5-11 平流式沉淀池的出水堰形式

(a)自由堰式的出水堰;(b)锯齿三角堰式的出水堰;(c)出流孔口式的出水堰

1—集水槽;2—自由堰;3—锯齿三角堰;4—淹没孔口

(9) 进出口处应设置挡板,高出池内水面 0.1~0.15m。挡板淹没深度:进口处视沉淀池深度而定,不应小于 0.25m,一般为 0.5~1.0m;出口处一般为 0.3~0.4m。挡板位置:距进水口为 0.5~1.0m;距出水口 0.25~0.5m。

(10) 在出水堰前应设置收集与排除浮渣的设施(如可转动的排渣管、浮渣槽等)。当采用机械排泥时,可一并结合考虑(见图 5-12、13)。

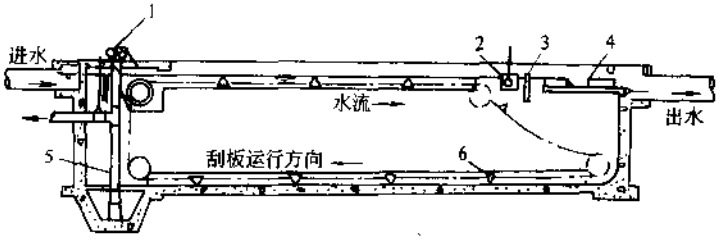


图 5-12　设有链带式刮泥机的平流式沉淀池

1—集渣器驱动;2—浮渣槽;3—挡板;4—可调节的出水堰;5—排泥管;6—刮板

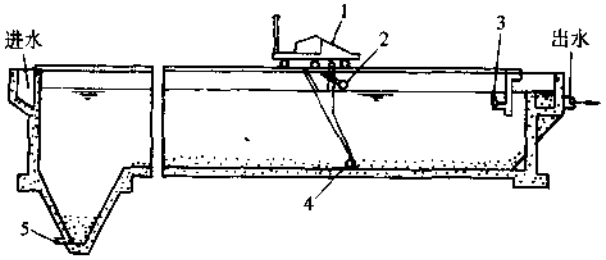


图 5-13　设有行车式刮泥机的平流式沉淀池

1—驱动装置;2—刮渣板;3—浮渣槽;4—刮泥板;5—排泥管

(11) 当沉淀池采用多斗排泥时,污泥斗平面呈方形或近于方形的矩形,排数一般不宜多于两排(见图 5-14)。

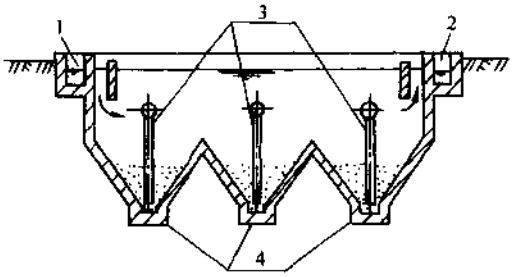


图 5-14　多斗式平流式沉淀池

1—进水槽;2—出水槽;3—排泥管;4—污泥斗

5.3.2.2　计算公式

(1) 第一种计算方法:当无污水悬浮物沉降资料时,可按表 5-15 计算。

计 算 公 式 表 5-15

名 称	公 式	符 号 说 明
1. 池子总表面积	$A=\frac{Q\times 3600}{q'}$ (m²)	Q—日平均流量(m³/s) q'—表面负荷[m³/(m²·h)]
2. 沉淀部分有效水深	$h_2=q't$ (m)	t—沉淀时间(h)
3. 沉淀部分有效容积	$V'=Qt\times 3600$ (m³) 或 $V'=Ah_2$ (m³)	
4. 池长	$L'=vt\times 3.6$ (m)	v—水平流速(mm/s)
5. 池子总宽度	$B=\frac{A}{L'}$ (m)	
6. 池子个数(或分格数)	$n=\frac{B}{b}$ (个)	b—每个池子(或分格)宽度(m)
7. 污泥部分所需的总容积	(1) $V=\frac{SNT}{1000}$ (m³) (2) $V=\frac{Q(C_1-C_2)\times 86400\times 100T}{\gamma(100-\rho_0)}$ (m³)	S—每人每日污泥量[L/(人·d)],一般采用0.3~0.8 N—设计人口数(人) T—两次清除污泥间隔时间(d) C_1—进水悬浮物浓度(t/m³) C_2—出水悬浮物浓度(t/m³) γ—污泥密度(t/m³),其值约为1 ρ_0—污泥含水率(%)
8. 池子总高度	$H=h_1+h_2+h_3+h_4$ (m)	h_1—超高(m) h_3—缓冲层高度(m) h_4—污泥部分高度(m)
9. 污泥斗容积	$V_1=\frac{1}{3}h''_4(f_1+f_2+\sqrt{f_1f_2})$ (m³)	f_1—斗上口面积(m²) f_2—斗下口面积(m²) h''_4—泥斗高度(m)
10. 污泥斗以上梯形部分污泥容积	$V_2=\left(\frac{l_1+l_2}{2}\right)h'_4b$	l_1、l_2—梯形上、下底边长(m) h'_4—梯形的高度(m)

注：池宽在25m以上大型平流式沉淀池刮(吸)泥机现有宜兴市新纪元环保有限公司制造生产，详见给水排水设计手册第11册《常用设备》。

(2) 第二种计算方法：当有污水悬浮物沉降资料时，可按表5-16计算。

计 算 公 式 表 5-16

名 称	公 式	符 号 说 明
1. 池长	$L_1=\frac{v}{u-w}h_2$ (m)	v—污水水平流速(m/s) u—与所需沉淀效率相应的最小沉降速度(mm/s),一般采用0.33mm/s w—垂直分速度(mm/s),当 v 在5~10mm/s时,采用0.05mm/s h_2—沉淀部分有效水深(m) Q_{max}—最大设计流量(m³/s)
2. 池子总宽度	$B=\frac{Q_{max}}{vh_2}\times 1000$ (m)	
3. 沉淀时间	$t=\frac{L}{v\times 3.6}$ (h)	
4. 污泥部分所需容积	同第一种计算方法	

(3) 第三种计算方法：当有污水悬浮物最小沉降速度和脉动垂直分速度资料时，可按表5-17计算。

计 算 公 式　　表5-17

名　称	公　式	符 号 说 明
1. 沉淀池流动水层平均深度	$h_m=0.465h_2+0.10$ (m)	h_2—沉淀池水流部分建筑深度，采用0.8～3.0m
2. 池长	$L=1.15\sqrt{\frac{2.15}{K_0}(h_m-h_0)}+\frac{h_2}{\mathrm{tg}\alpha}$ (m)	K_0—比例系数，与流速有关，当 $v=1\sim10$mm/s 时，$K_0=0.10\sim0.17$ h_0—沉淀池入口处流动水层深度，与沉淀池进水设备有关；如进水设备为一般溢水槽时，$h_0=0.25$m α—沉淀池出水处水流收缩角，一般采用25°～30°
3. 沉淀时间	$t=\frac{1000h_m}{u_0-w}$ (s)	u_0—污水中应去除的悬浮物质的最小沉降速度，根据污水沉降曲线决定(mm/s) w—脉动垂直分速度，当 $v=5\sim10$mm/s 时，$w=0.05$mm/s；当 $v<5$mm/s 时，取 $w=0$
4. 池总宽度	$B=\frac{Q_{max}}{vh_m}$ (m)	Q_{max}—最大设计流量(m^3/s) v—设计流速(m/s)

【例】 某城市污水处理厂的日平均流量 $Q=0.2m^3/s$，设计人口 $N=100,000$ 人，沉淀时间 $t=1.5h$，采用链带式刮泥机刮泥。求平流式沉淀池各部分尺寸，见图5-15。

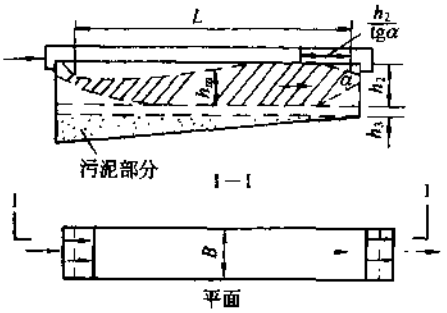


图5-15　平流式沉淀池计算示意

【解】 按第一种计算方法计算：

池子总表面积：设表面负荷 $q'=2m^3/(m^2\cdot h)$，

$$A=\frac{Q\times3600}{q}=\frac{0.2\times3600}{2}=360m^2$$

(1) 沉淀部分有效水深：

$$h_2=q't=2\times1.5=3.0m$$

(2) 沉淀部分有效容积：

$$V'=Qt\times3600=0.2\times1.5\times3600=1080m^3$$

(3) 池长：设水平流速 $v=3.7$mm/s，

$$L=vt\times3.6=3.7\times1.5\times3.6=20m$$

(4) 池子总宽度：

$$B=\frac{A}{L}=\frac{360}{20}=18m$$

(5) 池子个数：设每格池宽 $b=4.5$m，

$$n=\frac{B}{b}=\frac{18}{4.5}=4\text{ 个}$$

(6) 校核长宽比、长深比：

长宽比：$\frac{L}{b}=\frac{20}{4.5}=4.4>4$(符合要求)

长深比：$\frac{L}{h_2}=\frac{20}{2.4}=8.3$(符合要求)

(7) 污泥部分所需的总容积：设 $T=2\text{d}$，污泥量为 25g/(人·d)，污泥含水率为 95%，

$$S=\frac{25\times100}{(100-95)\times1000}=0.5\text{L/(人·d)}$$

$$V=\frac{SNT}{1000}=\frac{0.5\times100000\times2}{1000}=100\text{m}^3$$

(8) 每格池污泥部分所需容积：

$$V''=\frac{V}{n}=\frac{100}{4}=25\text{m}^3$$

(9) 污泥斗容积：采用污泥斗尺寸(见图 5-16)，

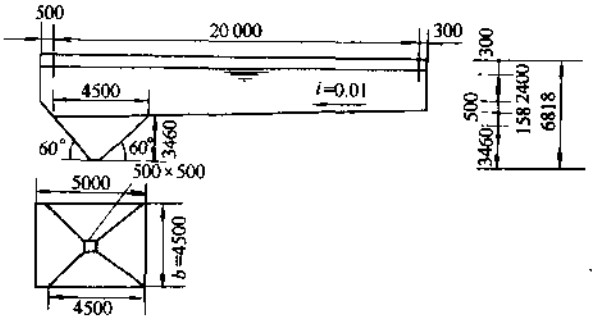


图 5-16 沉淀池污泥斗

$$V_1=\frac{1}{3}h''_4(f_1+f_2+\sqrt{f_1f_2})$$

$$h''_4=\frac{(4.5-0.5)}{2}\text{tg}60^\circ=3.46\text{m}$$

$$V_1=\frac{1}{3}\times3.46(4.5\times4.5+0.5\times0.5+\sqrt{4.5^2\times0.5^2})$$

$$=26\text{m}^3$$

(10) 污泥斗以上梯形部分污泥容积：

$$V_2=\frac{l_1+l_2}{2}h'_4b$$

$$h'_4=(20+0.3-4.5)\times0.01=0.158\text{m}$$

$$l_1=20+0.3+0.5-20.8\text{m}$$

$$l_2=4.5\text{m}$$

$$V_2=\frac{(20.8+4.5)}{2}\times0.158\times4.5=9.0\text{m}^3$$

(11) 污泥斗和梯形部分污泥容积：

$$V_1 + V_2 - 26 + 9 = 35\text{m}^3 > 25\text{m}^3$$

(12) 池子总高度：设缓冲层高度 $h_3 = 0.5\text{m}$，

$$H = h_1 + h_2 + h_3 + h_4$$

$$h_4 = h'_4 + h''_4 = 0.158 + 3.46 = 3.62\text{m}$$

$$H = 0.3 + 2.4 + 0.5 + 3.62 = 6.82\text{m}$$

斗内污泥可用静水压或泵吸式吸泥机排除。

【例】 已知某工厂的工业污水量 $Q = 2400\text{m}^3/\text{d}$，总变化系数为 $K_z = 1.5$，原水中悬浮物质浓度 $C_1 = 1600\text{mg/L}$，处理后污水中悬浮物质浓度 C_2 要求不超过 80mg/L，该厂污水悬浮物质的沉降曲线，见图 5-17。

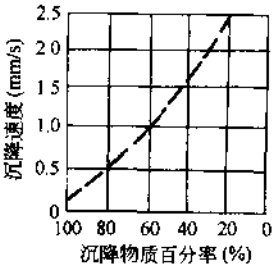


图 5-17　沉降曲线

【解】 用第三种计算方法计算平流式沉淀池设计污水量：

$$Q_{max} = \frac{K_z Q}{24 \times 60 \times 60} = \frac{1.5 \times 2400}{24 \times 60 \times 60} = 0.042\text{m}^3/\text{s}$$

(1) 处理程度：

$$E = \frac{(C_1 - C_2)100}{C_1} = \frac{(1600 - 80) \times 100}{1600} = 95\%$$

(2) 根据图 5-17，当要求达到 95% 沉淀效率时，$u_0 = 0.2\text{mm/s}$

(3) 取 $h_2 = 2.0\text{m}$，则流动水层平均深度：

$$h_m = 0.465h_2 + 0.10 = 0.465 \times 2 + 0.10 = 1.0\text{m}$$

(4) 沉淀时间，第一次计算时，取 $w = 0$，

$$t = \frac{h_m}{u_0 - w} = \frac{1.0 \times 1000}{0.2 - 0} = 5000\text{s}$$

(5) 沉淀池长度：

$$L = 1.15\sqrt{\frac{2.15}{K_0}(h_m - h_0)} + \frac{h_z}{\text{tg}\alpha} = 1.15\sqrt{\frac{2.15}{0.10}(1.0 - 0.25)} + \frac{2.0}{\text{tg}30^\circ} = 8.08\text{m}$$

取 $L = 9\text{m}$。

(6) 设计流速：

$$v = \frac{L}{t} = \frac{9000}{5000} = 1.8\text{mm/s}$$

当 $v = 3.0\text{mm/s}$ 时，w 值很小，接近 $w = 0$，故不必重新计算 t 值。

(7) 池总宽：

$$B = \frac{Q_{max}}{vh_m} = \frac{0.042}{0.0018 \times 1.0} = 23.3\text{m}，取 B = 24\text{m}。$$

考虑维护管理上的要求，取每格宽 $b = 3.0\text{m}$。

(8) 池数：

$$n = \frac{B}{b} = \frac{24}{3.0} = 8\text{ 个}$$

5.3.3 竖流式沉淀池

5.3.3.1 设计数据

(1) 为了使水流在沉淀池内分布均匀，池子直径(或正方形的一边)与有效水深之比值不大于3。池子直径不宜大于8m，一般采用4～7m；最大有达10m。

(2) 中心管内流速不大于30mm/s。

(3) 中心管下口应设有喇叭口和反射板(见图5-18)：

1) 反射板板底距泥面至少0.3m。

2) 喇叭口直径及高度为中心管直径的1.35倍。

3) 反射板的直径为喇叭口直径的1.30倍，反射板表面与水平面的倾角为17°。

4) 中心管下端至反射板表面之间的缝隙高在0.25～0.5m范围内时，缝隙中污水流速，在初次沉淀池中不大于20mm/s，在二次沉淀池中不大于15mm/s。

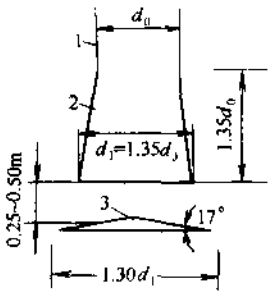


图5-18 中心管和反射板尺寸

1—中心管；2—喇叭口；3—反射板

(4) 当池子直径(或正方形的一边)小于7m时，澄清污水沿周边流出；当直径 $D\geqslant7$m时，应增设辐射式集水支渠(见图5-19)。

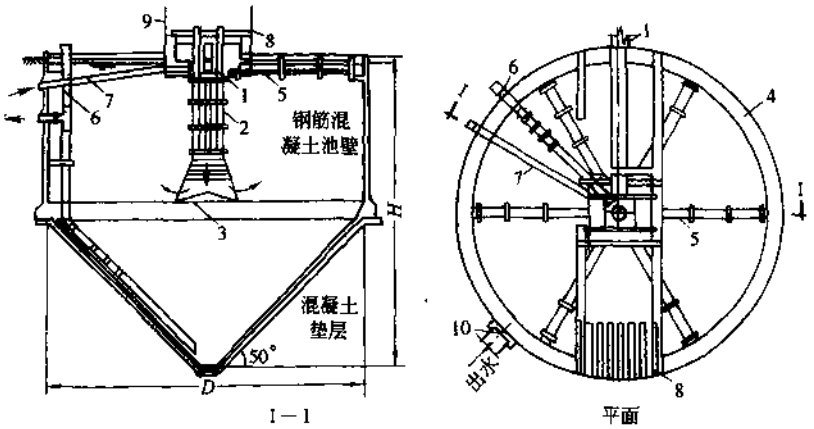


图5-19 设有辐射式支渠的竖流式沉淀池

1—进水槽；2—中心管；3—反射板；4—集水槽；5—集水支渠；6—排泥管；7—浮渣管；8—木盖板；9—挡板；10—闸板

(5) 排泥管下端距池底不大于0.2m，管上端超出水面不小于0.4m。

(6) 浮渣挡板距集水槽0.25～0.5m，高出水面0.1～0.15m，淹没深度0.3～0.4m。

竖流式沉淀池结构，见图5-20。

5.3.3.2 计算公式

竖流式沉淀池计算公式见表5-18。

【例】 某城市污水处理厂的最大设计流量 $Q_{max}=0.088m^3/s$，设计人口 $N=50,000$ 人，求竖流式沉淀池各部分尺寸。

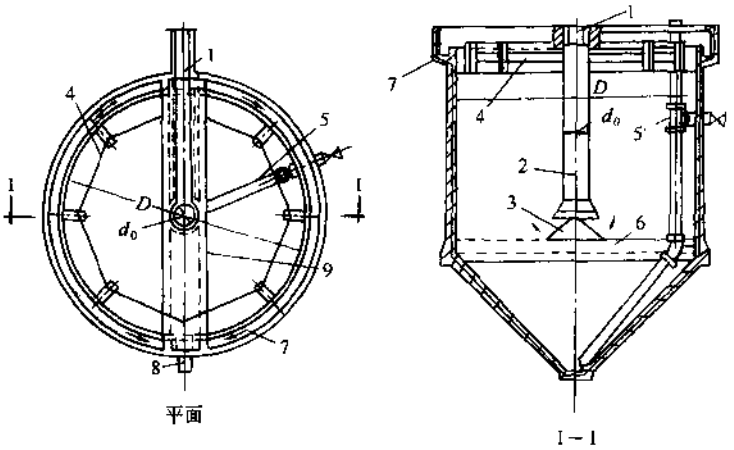


图 5-20　竖流式沉淀池

1—进水槽;2—中心管;3—反射板;4—挡板;5—排泥管;6—缓冲管;
7—集水槽;8—出水管;9—过桥

计 算 公 式　　表 5-18

名　称	公　式	符 号 说 明
1. 中心管面积	$f=\frac{q_{max}}{v_0}$　(m²)	q_{max}—每池最大设计流量(m³/s) v_0—中心管内流速(m/s) v_1—污水由中心管喇叭口与反射板之间的缝隙流出速度(m/s) d_1—喇叭口直径(m) v—污水在沉淀池中流速(m/s) t—沉淀时间(h) S—每人每日污泥量[L/(人·d)]—般采用0.3~0.8 N—设计人口数(人) T—两次清除污泥相隔时间(d) C_1—进水悬浮物浓度(t/m³) C_2—出水悬浮物浓度(t/m³) K_z—生活污水流量总变化系数 γ—污泥密度(t/m³),其值约为1 P_0—污泥含水率(%) h_1—超高(m) h_2—中心管淹没深(m) h_4—缓冲层高(m) h_5—污泥室圆截锥部分的高度(m) R—圆截锥上部半径(m) r—圆截锥下部半径(m)
2. 中心管直径	$d_0=\sqrt{\frac{4f}{\pi}}$　(m)	
3. 中心管喇叭口与反射板之间的缝隙高度	$h_3=\frac{q_{max}}{v_1\pi d_1}$　(m)	
4. 沉淀部分有效断面积	$F=\frac{q_{max}}{K_z v}$　(m²)	
5. 沉淀池直径	$D=\sqrt{\frac{4(F+f)}{\pi}}$　(m)	
6. 沉淀部分有效水深	$h_A=vt3600$　(m)	
7. 沉淀部分所需总容积	(1)　$V=\frac{SNT}{1000}$　(m³) (2)　$V=\frac{q_{max}(C_1-C_2)T\times86400\times100}{K_z\gamma(100-P_0)}$　(m³)	
8. 圆截锥部分容积	$V_1=\frac{\pi h_5}{3}(R^2+Rr+r^2)$　(m³)	
9. 沉淀池总高度	$H=h_1+h_2+h_3+h_4+h_5$　(m)	

【解】 计算示意,见图 5-21。

(1) 中心管面积:设 $v_0=0.03\text{m/s}$,采用 4 个竖流式沉淀池,每池最大设计流量:

$$q_{max}=\frac{Q_{max}}{n}=\frac{0.088}{4}=0.022\text{m}^3/\text{s}$$

$$f=\frac{q_{max}}{v_0}=\frac{0.022}{0.03}=0.73\text{m}^2$$

(2) 中心管直径:

$$d_0=\sqrt{\frac{4f}{\pi}}=\sqrt{\frac{4\times0.73}{\pi}}=0.96\text{m}$$

取 $d_0=1\text{m}$。

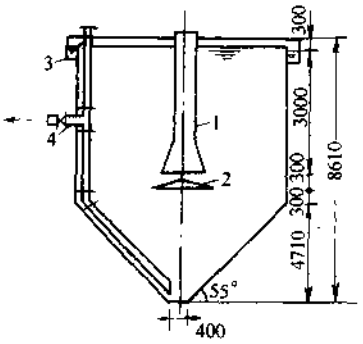


图 5-21 竖流式沉淀池计算示意

1—中心管;2—反射板;3—集水槽;4—排泥管

(3) 中心管喇叭口与反射板之间的缝隙高度:设 $v_1=0.02\text{m/s}$,$d_1=1.35$,$d_0=1.35\times1=1.35\text{m}$,

$$h_3=\frac{q_{max}}{v_1\pi a_1}=\frac{0.022}{0.02\times\pi\times1.35}=0.26\text{m},$$

取 $h_3=0.3\text{m}$。

(4) 沉淀部分有效断面积:设表面负荷 $q'=1.5\text{m}^3/(\text{m}^2\cdot\text{h})$,则 $v=\frac{1.5}{3600}\times1000=4\text{mm/s}$,

$$F=\frac{q_{max}}{k_z v}=\frac{0.022}{1.65\times0.0004}=33.3\text{m}$$

(5) 沉淀池直径:

$$D=\sqrt{\frac{4(F+f)}{\pi}}=\sqrt{\frac{4(33.3+0.73)}{\pi}}=6.6\text{m}$$

采用 $D=7\text{m}$

(6) 沉淀部分有效水深:设 $t=2h$,

$$h_2=vt\times3600=0.0004\times2\times3600=2.9\text{m},\text{取 } h_2=3\text{m}。$$

$$3h_2=3\times3=9\text{m}>7\text{m}(D)(\text{符合要求})。$$

(7) 校核集水槽出水堰负荷:集水槽每米出水堰负荷为

$$\frac{q_{max}}{\pi D}=\frac{22}{\pi\times7}=1\text{L/(s·m)}<2.9\text{L/(s·m)}(\text{符合要求})。$$

(8) 沉淀部分所需总容积:设 $T=2$,$S=0.5\text{L/(人·d)}$,

$$V=\frac{SNT}{1000}=\frac{0.5\times50000\times2}{1000}=50\text{m}^3$$

每个池子所需污泥室容积为

$$\frac{50}{4}=12.5\text{m}^3$$

(9) 圆截锥部分容积:设圆截锥体下底直径为 0.4m,则

$$h_5=(R-r)\text{tg}55^\circ=(3.5-0.2)\text{tg}55^\circ=4.71\text{m}$$

$$V_1=\frac{\pi h_5}{3}(R^2+Rr+r^2)=\frac{\pi\times4.71}{3}(3.5^2+3.5\times0.2+0.2^2)=64.0\text{m}^3>12.5\text{m}^3$$

(10) 沉淀池总高度:设超高及缓冲层各为0.3m,

$$H=h_1+h_2+h_3+h_4+h_5=0.3+3+0.3+0.3+4.71=8.61\text{m}$$

5.3.4 辐流式沉淀池

5.3.4.1 设计数据

(1) 池子直径(或正方形的一边)与有效水深的比值,宜为6~12。

(2) 池径,不宜小于16m。

(3) 池底坡度,一般采用0.05。

(4) 一般均采用机械刮泥,也可附有空气提升或静水头排泥设施(见图5-22)。

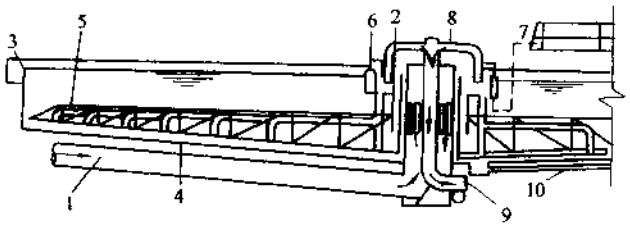


图5-22　带有中央驱动装置的吸泥型辐射式沉淀池

1—进口;2—挡板;3—堰;4—刮板;5—吸泥管;6—冲洗管的空气升液器;
7—压缩空气入口;8—排泥虹吸管;9—污泥出口;10—放空管

(5) 当池径(或正方形的一边)较小(小于20m)时,也可采用多斗排泥(见图5-23)。

(6) 进出水的布置方式可分为:

1) 中心进水周边出水(见图5-24)。

2) 周边进水中心出水(见图5-25)。

3) 周边进水周边出水(见图5-26)。

(7) 池径小于20m,一般采用中心传动的刮泥机,其驱动装置设在池子中心走道板上(见图5-27);池径大于20m时,一般采用周边传动的刮泥机,其驱动装置设在桁架的外缘(见图5-28)。

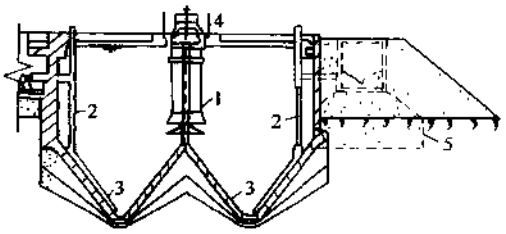


图5-23　多斗排泥的辐流式沉淀池

1—中心管;2—污泥管;3—污泥斗;4—栏杆;5—砂垫

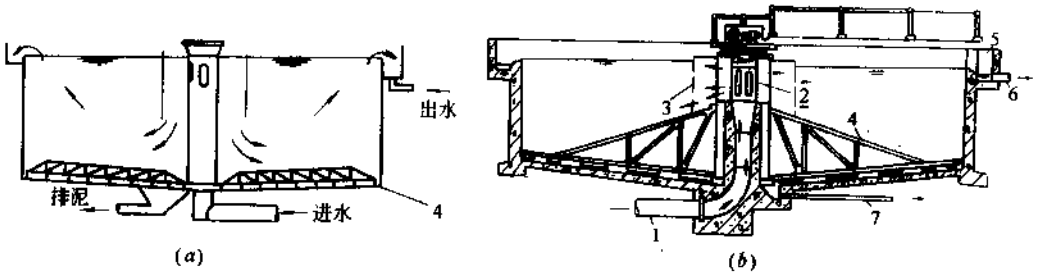


图5-24　中心进水的辐射式沉淀池

(a)型式Ⅰ;(b)型式Ⅱ

1—进水管;2—中心管;3—穿孔挡板;4—刮泥机;5—出水槽;6—出水管;7—排泥管

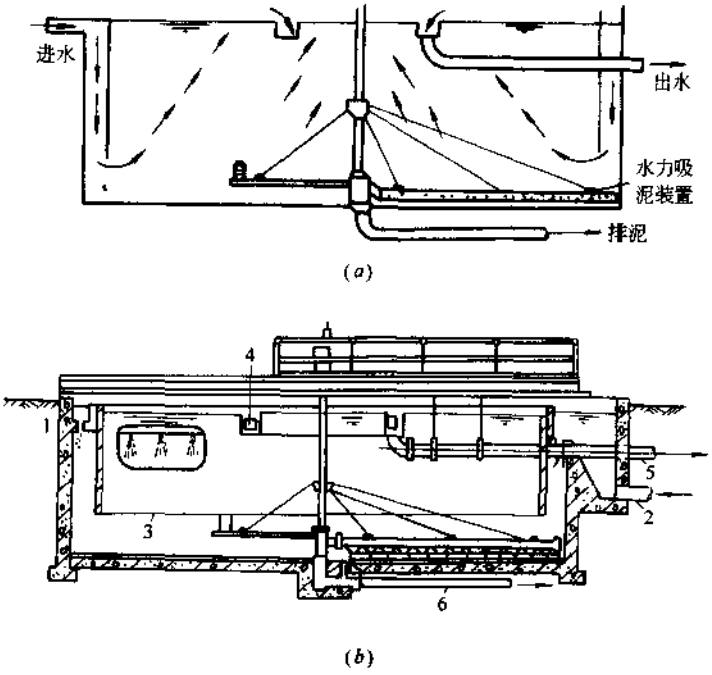


图 5-25 周边进水中心出水的辐流式沉淀池

(a)型式Ⅰ;(b)型式Ⅱ

1—进水槽;2—进水管;3—挡板;4—出水槽;5—出水管;6—排泥管

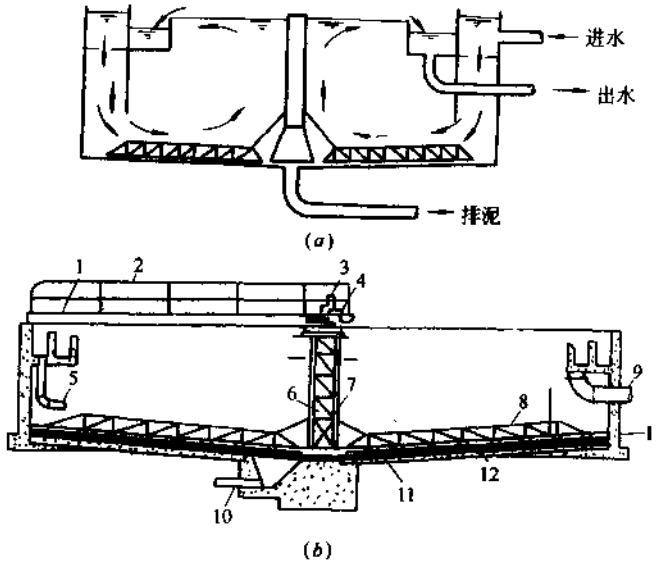


图 5-26 周边进水周边出水的辐射式沉淀池

(a)型式Ⅰ;(b)型式Ⅱ

1—过桥;2—栏杆;3—传动装置;4—转盘;5—进水下降管;6—中心支架;7—传动器罩;8—桁架式耙架;9—出水管;10—排泥管;11—刮泥板;12—可调节的橡皮刮板

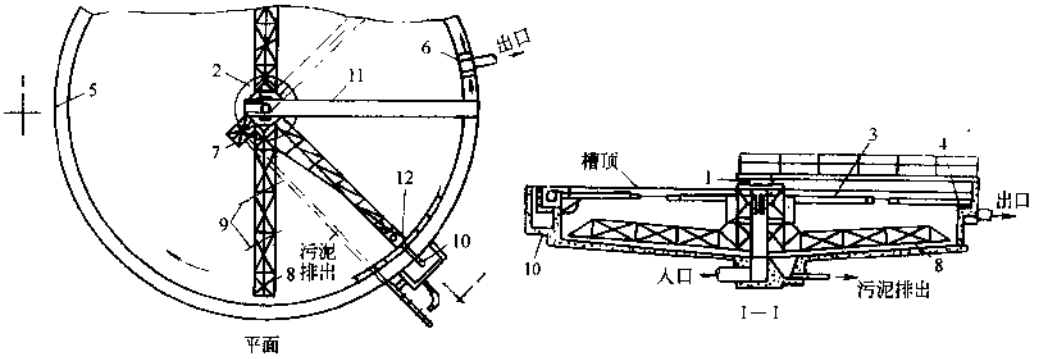


图 5-27　中央驱动式辐流式沉淀池

1—驱动装置;2—整流筒;3—撇渣挡板;4—堰板;5—周边出水槽;6—出水井;7—污泥斗;8—刮泥板桁架;9—刮板;10—污泥井;11—固定桥;12—球阀式撇渣机构

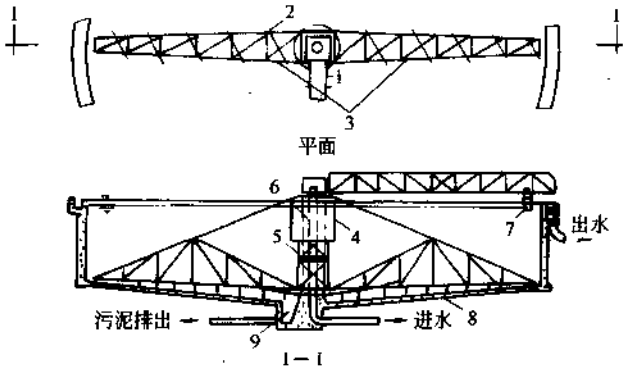


图 5-28　周边驱动式辐流式沉淀池

1—步道;2—弧形刮板;3—刮板旋壁;4—整流筒;5—中心架;6—钢筋混凝土支承台;7—周边驱动;8—池底;9—污泥斗

刮泥机旋转速度一般为 1～3r/h,外周刮泥板的线速不超过 3m/min,一般采用 1.5 m/min。

(8) 在进水口的周围应设置整流板,整流板的开孔面积为池断面积的 10%～20%。

(9) 浮渣用浮渣刮板收集,刮渣板装在刮泥机桁架的一侧,在出水堰前应设置浮渣挡板(见图 5-29)。

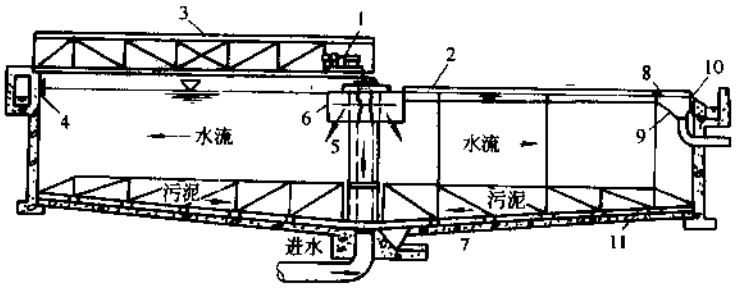


图 5-29　辐流式沉淀池(刮渣板装在刮板机桁架的一侧)

1—驱动;2—装在一侧桁架上的刮渣板;3—桥;4—浮渣挡板;5—转动挡板;6—转筒;7—排泥管;8—浮渣刮板;9—浮渣箱;10—出水堰;11—刮泥板

(10) 周边进水的辐流式沉淀池是一种沉淀效率较高的池型，与中心进水、周边出水的辐流式沉淀池相比，其设计表面负荷可提高1倍左右。

5.3.4.2 计算公式

辐流式沉淀池取半径$\frac{1}{2}$处的水流断面作为计算断面，计算公式见表5-19。周边进水的辐流式沉淀池计算公式见表5-20。

计 算 公 式 表5-19

名 称	公 式	符 号 说 明
1. 沉淀部分水面面积	$F=\frac{Q}{nq'}$ (m²)	Q—日平均流量(m³/h) n—池数(个) q'—表面负荷[m³/(m²·h)]
2. 池子直径	$D=\sqrt{\frac{4F}{\pi}}$ (m)	
3. 沉淀部分有效水深	$h_2=q't$ (m)	t—沉淀时间(h)
4. 沉淀部分有效容积	$V'=\frac{Q}{n}t$ (m³) 或 $V'=Fh_2$ (m³)	
5. 污泥部分所需的容积	(1) $V=\frac{SNT}{1000n}$ (m³) (2) $V=\frac{Q(C_1-C_2)24\times100T}{\gamma(100-\rho_0)n}$ (m³)	S—每人每日污泥量[L/(人·d)]，一般采用0.3~0.8 N—设计人口数(人) T—两次清除污泥间隔时间(d) C_1—进水悬浮物浓度(t/m³) C_2—出水悬浮物浓度(t/m³) γ—污泥密度(t/m³)，其约值为1 ρ_0—污泥含水率(%)
6. 污泥斗容积	$V'=\frac{\pi h_5}{3}(r_1^2+r_1r_2+r_2^2)$ (m³)	h_5—污泥斗高度(m) r_1—污泥斗上部半径(m) r_2—污泥斗下部半径(m)
7. 污泥斗以上圆锥体部分污泥容积	$V_2=\frac{\pi h_4}{3}(R^2+Rr_1+r_1^2)$ (m³)	h_4—圆锥体高度(m) R—池子半径(m)
8. 沉淀池总高度	$H=h_1+h_2+h_3+h_4+h_5$ (m)	h_1—超高(m) h_3—缓冲层高度(m)

注：XJYϕ100m大型辐流式沉淀池周边(中心)驱动刮(吸)泥机现有宜兴市新纪元环保有限公司专利制造生产，详见给水排水设计手册第11册《常用设备》。

计 算 公 式　　表 5-20

名　称	公　式	符 号 说 明
1. 沉淀部分水面面积	$F=\frac{Q}{nq'}$　(m^2)	Q—日平均流量(m^3/h) n—池数(个) q'—表面负荷[$m^3/(m^2\cdot h)$]
2. 池子直径	$D=\sqrt{\frac{4F}{\pi}}$　(m)	
3. 校核堰口负荷	$q_1'=\frac{Q_0}{3.6\pi D}$　(s·m)	Q_0—单池设计流量(m^3/h), $Q_0=Q/n$
4. 校核固体负荷	$q_2'=\frac{(1+R)Q_0N_w\times 24}{F}$　[kg/(m^2·d)]	N_w—混合液悬浮物浓度(kg/m^3) R—污泥回流比
5. 澄清区高度	$h_2'=\frac{Q_0t}{F}$　(m)	t—沉淀时间(h)
6. 污泥区高度	$h_2''=\frac{(1+R)Q_0N_wt'}{0.5(N_w+C_u)F}$　(m)	t'—污泥停留时间(h) C_u—底流浓度(kg/m^3)
7. 池边水深	$h_2=h_2'+h_2''+0.3$	0.3—缓冲层高度(m)
8. 沉淀池总高度	$H=h_1+h_2+h_3+h_4$	h_1—池子超高(m) h_3—池中心与池边落差(m) h_4—池泥斗高度(m)

【例】 某城市污水处理厂的日平均流量 $Q=2450m^3/h$,设计人口 $N=34$ 万人,采用机械刮泥,求辐流式沉淀池各部分尺寸。

【解】 计算示意,见图 5-30。

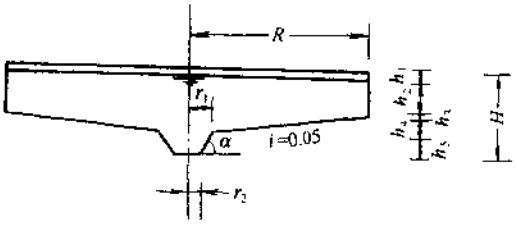


图 5-30　辐流式沉淀池计算示意

(1) 沉淀部分水面面积:设表面负荷 $q'=2m^3/(m^2\cdot h)$,$n=2$ 个,

$$F=\frac{Q}{nq'}=\frac{2450}{2\times 2}=612.5m^2$$

(2) 池子直径:

$$D=\sqrt{\frac{4F}{\pi}}=\sqrt{\frac{4\times 612.5}{\pi}}=27.9m$$

取 $D=28m$。

(3) 沉淀部分有效水深:设 $t=1.5h$,

$$h_2=q't=2\times 1.5=3m$$

(4) 沉淀部分有效容积:

$$V'=\frac{Q}{n}t=\frac{2450}{2}\times 1.5=1838m^3$$

污泥部分所需的容积：设 $S=0.5L/(人\cdot d)$，$T=4h$，

$$V=\frac{SNT}{1000n}=\frac{0.5\times340000\times4}{1000\times2\times24}=14.2m^3$$

污泥斗容积：设 $r_1=2m$，$r_2=1m$，$\alpha=60°$，则

$$h_5=(r_1-r_2)tg\alpha=(2-1)tg60°=1.73m$$

$$V_1=\frac{\pi h_5}{3}(r_1^2+r_1r_2+r_2^2)=\frac{\pi\times1.73}{3}(2^2+2\times1+1^2)=12.7m^3$$

(5) 污泥斗以上圆锥体部分污泥容积：设池底径向坡度为 0.05，则

$$h_4=(R-r)\times0.05=(14-2)\times0.05=0.6m$$

$$V_2=\frac{\pi h_4}{3}(R^2+Rr_1+r_1^2)=\frac{\pi\times0.6}{3}(14^2+14\times2+2^2)=143.3m^3$$

(6) 污泥总容积：

$$V_1+V_2=12.7+143.3=156m^3>14.2m^3$$

(7) 沉淀池总高度：设 $h_1=0.3m$，$h_3=0.5m$，

$$H=h_1+h_2+h_3+h_4+h_5=0.3+3+0.5+0.60+1.73=6.13m$$

(8) 沉淀池池边高度：

$$H'=h_1+h_2+h_3=0.3+3+0.5=3.8m$$

(9) 径深比：

$D/h_2=28/3=9.3$(符合要求)。

【例】 某城市污水处理厂设计流量 $Q=4167m^3/h$，曝气池混合液悬浮浓度 $N_w=3kg/m^3$，回流污泥浓度 $C_u=8kg/m^3$，污泥回流比 $R=0.6$，试求周边进水二次沉淀池的各部分尺寸。

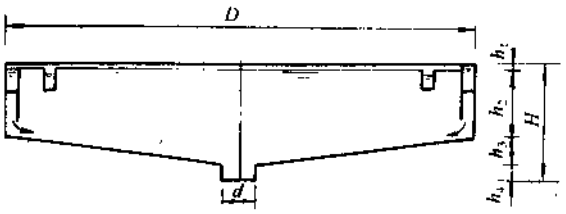


图 5-31 周边进水二次沉淀池计算示意

【解】 计算示意，见图 5-31。

沉淀部分水面面积：设池数 $n=2$ 个，表面负荷 $q'=1m^3/(m^2\cdot h)$，

$$F=\frac{Q}{nq'}=\frac{4167}{2\times1}=2084m^2$$

(1) 池子直径：

$$D=\sqrt{\frac{4F}{\pi}}=\sqrt{\frac{4\times2084}{\pi}}=51.5m，取\ D=55m$$

(2) 实际水面面积：

$$F=\frac{\pi D^2}{4}=\frac{\pi\times55^2}{4}=2376m^2$$

(3) 实际表面负荷：

$$q'=\frac{Q}{nF}=\frac{4167}{2\times2376}=0.88m^3/(m^2\cdot h)$$

(4) 单池设计流量：

$$Q_0 = Q/n = 4167/2 = 2084\text{m}^3/\text{h}$$

(5) 校核堰口负荷：

$$q_1' = \frac{Q_0}{2\times 3.6\pi} = \frac{2084}{2\times 3.6\times \pi\times 55} = 1.68\text{L/(s·m)} < 1.7\text{L/(s·m)}$$

校核固体负荷：

$$q_2' = \frac{(1+R)Q_0N_w\times 24}{F} = \frac{(1+0.6)\times 2084\times 3\times 24}{2376}$$

$$= 101\text{kg/(m}^2\text{·d)} < 150\text{kg/(m}^2\text{·d)}\text{(符合要求)。}$$

(6) 澄清区高度：设 $t = 1.5\text{h}$，

$$h_2' = \frac{Q_0t}{F} = \frac{2084\times 1.5}{2376} = 1.32\text{m}$$

按在澄清区最小允许深度 1.5m 考虑，取 $h_2' = 1.5\text{m}$。

(7) 污泥区高度：设 $t' = 1.5\text{h}$，

$$h_2'' = \frac{(1+R)Q_0N_wt'}{0.5(N_w+C_u)F} = \frac{(1+0.6)\times 2084\times 3\times 1.5}{0.5(3+8)\times 2376} = 1.15\text{m}$$

(8) 池边深度：

$h_2 = h_2' + h_2'' + 0.3 = 1.5 + 1.15 + 0.3 = 2.95\text{m}$，取 $h_2 = 3.5\text{m}$。

(9) 沉淀池高度：设池底坡度为 0.05，污泥斗直径 $d = 2\text{m}$，池中心与池边落差 $h_3 = 0.05\times\frac{D-d}{2} = 0.05\times\frac{55-2}{2} = 1.33\text{m}$，超高 $h_1 = 0.5\text{m}$，污泥斗高度 $h_4 = 1.0\text{m}$

$$H = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 = 0.5 + 3.5 + 1.33 + 1.0 = 6.33\text{m}$$

5.3.5 斜板(管)沉淀池

斜板(管)沉淀池是根据“浅层沉淀”理论，在沉淀池中加设斜板或蜂窝斜管，以提高沉淀效率的一种沉淀池。它具有沉淀效率高、停留时间短、占地少等优点。斜板(管)沉淀池应用于城市污水的初次沉淀池中，其处理效果稳定，维护管理工作量也不大；斜板(管)沉淀池应用于城市污水的二次沉淀池中，当固体负荷过大时，其处理效果不太稳定，耐冲击负荷的能力较差。斜板(管)设备在一定条件下，有孳长藻类等问题，给维护管理工作带来一定困难。

按水流与沉泥的相对运动方向，斜板(管)沉淀池可分为异向流、同向流和侧向流三种形式。在城市污水处理厂中主要采用升流式异向流斜板(管)沉淀池。

5.3.5.1 设计数据

(1) 在需要挖掘原有沉淀池潜力，或需要压缩沉淀池占地等技术经济要求下，可采用斜板(管)沉淀池。见图 5-32。

(2) 升流式异向流斜板(管)沉淀池的设计表面负荷，一般可比普通沉淀池的设计表面负荷提高一倍左右。对于二次沉淀池，应以固体负荷[一般在平均水力负荷及平均混合液浓度时不大于 192kg/(m²·d)]核算。

(3) 斜板垂直净距一般采用 80～100mm，

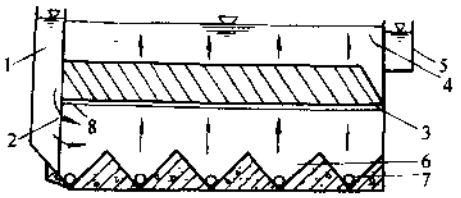


图 5-32　斜板(管)沉淀池

1—配水槽；2—穿孔墙；3—斜板或斜管；4—淹没孔口；5—集水槽；6—集泥斗；7—排泥管；8—阻流板

斜管孔径一般采用50～80mm。

(4) 斜板(管)斜长一般采用1～1.2m。

(5) 斜板(管)倾角一般采用60°。

(6) 斜板(管)区底部缓冲层高度,一般采用0.5～1.0m。

(7) 斜板(管)上部水深,一般采用0.5～1m。

(8) 在池壁与斜板的间隙处应装设阻流板,以防止水流短路。斜板上缘宜向池子进水端后倾安装(见图5-32)。

(9) 进水方式一般采用穿孔墙整流布水,出水方式一般采用多槽出水,在池面上增设几条平行的出水堰和集水槽,以改善出水水质,加大出水量。

(10) 斜板(管)沉淀池一般采用重力排泥。每日排泥次数至少1～2次,或连续排泥。

(11) 池内停留时间:初次沉淀池不超过30min,二次沉淀池不超过60min。

(12) 斜板(管)沉淀池应设斜板(管)冲洗措施。

5.3.5.2 计算公式

斜板(管)沉淀池计算公式见表5-21。

计 算 公 式 表5-21

名 称	公 式	符 号 说 明
1. 池子水面面积	$F=\frac{Q}{nq'\times 0.91}$ (m²)	Q—日平均流量(m³/h) n—池数(个) q'—设计表面负荷[m³/(m²·h)] 0.91—斜板区面积利用系数
2. 池子平面尺寸	(1) 圆形池直径: $D=\sqrt{\frac{4F}{\pi}}$ (m) (2) 方形池边长: $a=\sqrt{F}$ (m)	
3. 池内停留时间	$t=\frac{(h_2+h_3)60}{q'}$ (min)	h_2—斜板(管)区上部水深(m),一般采用0.5～1 h_3—斜板(管)高度(m),一般为0.866～1
4. 污泥部分所需的容积	(1) 算法一: $V=\frac{SNT}{1000n}$ (m³) (2) 算法二: $V=\frac{Q(C_1-C_2)\times 24\times 100T}{\gamma(100-\rho_0)n}$ (m³)	S—每人每日污泥量[L/(人·d)],一般采用0.3～0.8 N—设计人口数(个) T—污泥室储泥周期(d) C_1—进水悬浮物浓度(t/m³) C_2—出水悬浮物浓度(t/m³) γ—污泥密度(t/m³),其约值为1 ρ_0—污泥含水率(%)
5. 污泥斗容积	(1) 圆锥体: $V_1=\frac{\pi h_5}{3}(R^2+Rr_1+r_1^2)$ (m³) (2) 方锥体: $V_1=\frac{h_5}{6}(2a^2+2aa_1+2a_1^2)$ (m³)	h_5—污泥斗高度(m) R—污泥斗上部半径(m) r_1—污泥斗下部半径(m) a_1—污泥斗下部边长(m)
6. 沉淀池总高度	$H=h_1+h_2+h_3+h_4+h_5$ (m)	h_1—超高(m) h_4—斜板(管)区底部缓冲层高度(m),一般采用0.6～1.2

注:当斜板(管)沉淀池为矩形池时,其计算方法与方形池类同。

【例】 某城市污水处理厂的日平均流量 $Q=710m^3/h$，初次沉淀池采用升流式异向流斜管沉淀池，斜管斜长为1m，斜管倾角为60°，设计表面负荷 $q'=4m^3/(m^2\cdot h)$，进水悬浮物浓度 $C_1=250mg/L$，出水悬浮物浓度 $C_2=125mg/L$，污泥含水率平均为96%，求斜管沉淀池各部分尺寸。

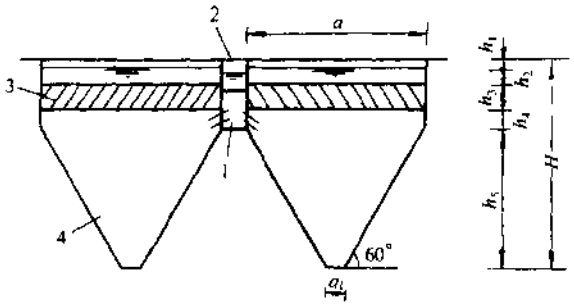


图 5-33　斜管沉淀池计算示意

1—进水槽；2—出水槽；3—斜管；4—污泥斗

【解】 计算示意，见图5-33。

池子水面面积：设 $n=4$ 个，

$$F=\frac{Q}{nq'\times0.91}=\frac{710}{4\times4\times0.91}=49m^2$$

(1) 池子边长：

$$a=\sqrt{F}+\sqrt{49}=7m$$

(2) 池内停留时间：设 $h_2=0.7m$，$h_3=1\times\sin60°=0.866m$，

$$t=\frac{(h_2+h_3)60}{q'}=\frac{(0.7+0.866)60}{4}=23.5min$$

(3) 污泥部分所需容积：设 $T=2d$，

$$V=\frac{Q(C_1-C_2)24\times100\times T}{\gamma(100-\rho_0)n}=\frac{710\times(0.00025-0.000125)\times24\times100\times2}{1\times(100-96)\times4}=26.6m^3$$

(4) 污泥斗容积：设 $a_1=0.8m$，$h_5=\left(\frac{a}{2}-\frac{a_1}{2}\right)tg60°=\left(\frac{7}{2}-\frac{0.8}{2}\right)tg60°=5.37m$，

$$V_1=\frac{h_5}{6}(2a^2+2aa_1+2a_1^2)=\frac{5.37}{6}(2\times7^2+2\times7\times0.8+2\times0.8^2)=98.3m^3>26.6m^3$$

(5) 沉淀池总高度：设 $h_1=0.3m$，$h_4=0.764m$，

$$H=h_1+h_2+h_3+h_4+h_5=0.3+0.7+0.866+0.764+5.37=8m$$

6 二级处理—活性污泥法

6.1 活性污泥法的基本模式

活性污泥法亦称悬浮生长系统，它的核心为反应池。由于活性污泥法一般为好氧系统，反应池中须鼓入空气，使溶解氧保持 2mg/L 左右，故反应池亦称曝气池。活性污泥法的变型很多，其基本模式称常规曝气(conventional aeration)，亦称普通曝气或传统曝气。

为避免粗大物质对后续处理的干扰，曝气池前必须有预处理设施，包括粗格栅、细格栅、沉砂池等。

为避免活性污泥出现膨胀现象(bulking)，破坏二次沉淀池出水水质，近年国内外相继出现生物预处理设施，如酸化池(亦称水解池)、选择池(selector)等。

一级处理中，除预处理设施外，主要为初次沉淀池。根据来水水质情况，以及曝气池各种不同变型的要求，初次沉淀池往往可以取消，例如当曝气池采用氧化沟法、A-B 法等时。但曝气池后的二次沉淀池，关系活性污泥系统的出水水质和回流污泥的浓度，不但不可缺少，而且一般都采用较高的设计标准。

常规曝气活性污泥法的基本模式，见图 6-1。图中符号意义说明见第 6.2 节。

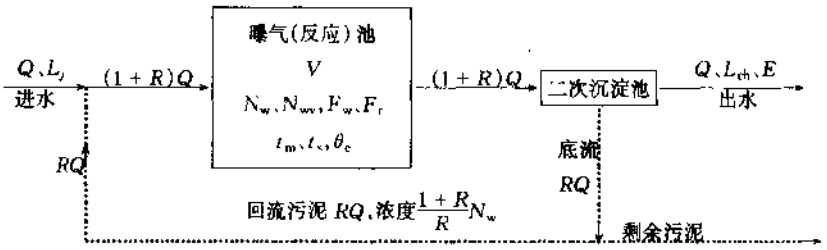


图 6-1 常规曝气活性污泥法的基本模式

6.2 常规曝气池的基本计算公式

6.2.1 处 理 效 率

$$E=\frac{L_j-L_{ch}}{L_j}\times 100\% \tag{6-1}$$

$$=\frac{L_r}{L_j}\times 100\% \tag{6-2}$$

式中　E——BOD_5 去除效率(%)；

L_j——进水 BOD_5 浓度(kg/m^3)；

L_{ch}——出水 BOD_5 浓度(kg/m^3)；

L_r——去除的 BOD_5 浓度(kg/m^3)。

6.2.2 曝气池容积

$$V=\frac{QL_r}{N_{wv}F_w} \tag{6-3}$$

$$=\frac{QL_r}{F_r} \tag{6-4}$$

$$f=N_{wv}/N_w \tag{6-5}$$

$$F_r=N_{wv}F_w \tag{6-6}$$

式中　V——曝气池容积(m^3)；

Q——进水设计流量(m^3/d)；

N_{wv}——混合液挥发性悬浮物浓度(MLVSS kg/m^3)；

N_w——混合液悬浮物浓度(MLSS kg/m^3)；

f——N_{wv}/N_w 比，一般为 0.7～0.8；

F_w——污泥负荷[kg BOD_5/(kg MLVSS·d)]；

F_r——容积负荷[kg BOD_5/(m^3·d)]。

6.2.3 水力停留时间(HRT)

$$t_m=\frac{V}{Q} \tag{6-7}$$

$$t_s=\frac{V}{(1+R)Q} \tag{6-8}$$

式中　t_m——名义水力停留时间(d)；

t_s——实际水力停留时间(d)；

R——污泥回流比。

6.2.4 污泥产量

$$\Delta=YQL_r-K_dVN_{wv} \tag{6-9}$$

$$=\frac{YQL_r}{1+K_d\theta_c} \tag{6-10}$$

$$y=YF_w-K_d \tag{6-11}$$

$$x=\frac{YK_d}{F_w} \tag{6-12}$$

式中　Δ——系统每日产泥量(kg/d)；

Y——污泥产泥系数[kg VSS/(kg BOD_5·d)],20℃时为0.4~0.8;

K_d——衰减系数[kg VSS/(kg VSS·d)]或(d^{-1}),20℃时为0.04~0.075;

y——每kg活性污泥日产泥量[kg VSS/(kg VSS·d)]或(d^{-1});

x——去除每kg BOD_5产泥量[kg VSS/(kg BOD_5·d)]或(d^{-1})。

6.2.5 泥 龄 (SRT)

$$\theta_c = \frac{1}{YF_w - K_d} = \frac{1}{y} \tag{6-13}$$

式中 θ_c——泥龄,亦称污泥停留时间,即SRT。

当剩余污泥由曝气池排出时,

$$q = \frac{V}{\theta_c} \tag{6-14}$$

当剩余污泥由二次沉淀池排出时,

$$q = \frac{VR}{(1+R)\theta_c} \tag{6-15}$$

式中 q——剩余污泥排放流量(m^3/d)。

6.2.6 曝气池需氧量

$$O = aQL_r + bVN_{wv} \tag{6-16}$$

式中 O——系统中混合液每日需氧量(kg O_2/d);

a——氧化每kg BOD_5需氧kg数(kg O_2/kg BOD_5),一般0.42~0.53;

b——污泥自身氧化需氧率[kg O_2/(kg MLVSS·d)]或(d^{-1}),一般0.19~0.11。

$$\Delta O_a = aF_w + b \tag{6-17}$$

$$\Delta O_b = a + \frac{b}{F_w} \tag{6-18}$$

式中 ΔO_a——每kg污泥日需氧量[kg O_2/(kg MLVSS·d)];

ΔO_b——去除每kg BOD_5需氧量[kg O_2/(kg BOD_5)]。

【例】 设城市污水一级出水BOD_5=200mg/L(0.2kg/m^3),曝气池设计流量=400m^3/h(9600m^3/d),要求二级出水BOD_5=20mg/L,求曝气池的有关数据。

【解】 根据要求,处理效率:

$$E = \frac{0.2-0.02}{0.2} = \frac{0.18}{0.2} = 90\%$$

设N_w=3g/L(kg/m^3),f=0.7,则N'_w=0.7×3=2.1kg/m^3,采用F_w=0.4,曝气池容积为

$$V = \frac{9600 \times 0.18}{2.1 \times 0.4} = 2057m^3$$

故 $F_r = 2.1 \times 0.4 = 0.84$kg BOD/($m^3$·d)

名义水力停留时间:

$$t_m=\frac{2057}{9600}=0.214d=5.1h$$

取 $R=0.5$,

$$t_s=\frac{2057}{(1+0.5)9600}=3.4h$$

污泥产量:

设 $Y=0.6$ $K_d=0.08$,

则系统每日排出剩余污泥量为

$$\Delta=0.6\times9600\times0.18-0.08\times2057\times2.1=691.2kg/d$$

去除每千克 BOD_5 的产泥量为

$$x=0.6-\frac{0.08}{0.4}=0.4kg/kg\ BOD_5$$

泥龄为 $$\theta_c=\frac{1}{0.6\times0.4-0.08}=6.25d$$

如由曝气池排剩余污泥,则排泥量为

$$q=\frac{2057}{6.25}=329m^3/d$$

如由二次沉淀池底流排剩余污泥,则排泥量为

$$q=\frac{2057\times0.5}{(1+0.5)\times6.25}=110m^3/d$$

需氧量:

设 $a=0.5$,$b=0.16$,则曝气池每日需氧量为

$$O=0.5\times9600\times0.18+0.16\times2057\times2.1=1555kgO_2/d$$

去除每千克 BOD_5 需氧量为

$$\Delta O_b=0.5+\frac{0.16}{0.4}=0.9kg\ O_2/kg\ BOD_5$$

6.3 活性污泥法的多种变型

活性污泥法问世接近百年,已经发展出多种变型。这些变型,有的已经趋于淘汰,有的还在广泛应用,新出现的商品处理工艺还在市场上接受实践中的考验。采用时须慎重区别对待,因地因时地加以选择。此外,尚应考虑知识产权问题。

出现这些变型的控制因素(变数)很多,现分述如下。

(1) 反应时间的长、短:对于城市污水,常规曝气的曝气(反应)时间一般在 4～8h 间。以此作为中值,属于短时曝气的如"改良"曝气(modified aeration),高速曝气(high rate aeration),其曝气时间可短达 0.5h(见第 6.3.1 节)。属于长时间曝气的统称延时曝气(extended aeration),其曝气时间可长达 1d,对于某些工业废水可达数日。有些处理工艺(如氧化沟)多采用延时曝气(见第 6.3.6 节)。

常规曝气主要去除碳源污染物,随着曝气时间的延长,出现硝化阶段,将氨氮氧化为硝酸盐。

(2) 进水布置:过去曝气多为一点进水,阶段曝气(step aeration)改为多点进水,使负荷逐步加入,减少冲击。现已广泛应用,多为中时曝气(见第6.3.2节)。

(3) 进气布置:

渐减曝气(tapered aeration)的进气布置系随污水进程而减少,目的是使供气量与负荷始终适应。目前在实用中已不多见,不如阶段曝气广泛(见第6.3.4节)。

(4) 回流污泥再生:吸附再生法单设再生段,使回流污泥得到再生和保护。我国在实践中往往在常规曝气中结合阶段曝气和吸附再生的作法,增加工艺的选择多样性(见第6.3.5节)。

(5) 不同曝气设备:用鼓风机供氧,称为鼓风曝气,至今仍最普遍,尤适用于大型污水厂。其后发展出的机械曝气,如采用表面曝气机的表面曝气,也已普及,更适用于中小污水处理。也有鼓风机和搅拌装置相结合的联合曝气,静态曝气器(亦称固定螺旋)也属之。还有采用水泵经射流器供氧的射流曝气,噪声较小,采用通用机械,制造安装较为简便。此外,也可用鼓风所产生的气流大小,区分曝气装置,如大、中、小、微气泡曝气装置。

(6) 不同池型:推流式(plug flow)最普遍,完全混合式(completely mixed flow)次之。还有封闭环流式(closed loop reactor,CLR),即氧化沟,兼有推流和完全混合的特点。

(7) 曝气池、二次沉淀池分建或合建:曝气池和二次沉淀池一般系分建,自出现机械曝气及完全混合池型后,出现合建的曝气-沉淀池,亦称加速曝气池,它将曝气、沉淀两个过程联体为一个结构物。

(8) 不同水深:曝气池采用较大水深时,可以节省系统占地,但受曝气装置能力的制约,一般水深在4~5m以内,达到7~10m者即属深水。所谓因卡(Inka)曝气,系采用低压风机,将出风口设在水面下1m左右的浅层位置,而池深仍可保持4m左右,可称浅层曝气。同理,采用5m以内风压的风机,出风口设在池深中层(水面下3~4m)时,池深可达7m以上,称深水中层曝气。将曝气装置设在池底者,称底层曝气,受风机性能限制,即使辅以机械搅拌,池深也只能达到10m左右。近年随着钻井技术的进步,出理深井曝气(shaft aeration),井深至少30~50m,深的可达100~200m,它采用U形管概念,使氧利用率提高,其二次沉淀池还可利用气浮作用。

(9) 间歇流和连续流:早期的污水处理,由于水量小,技术水平较低,多采用间歇法(batch reactor)处理,如氧化沟早期的pasveer等处理工艺。以后水量渐增,技术水平渐高,连续流工艺逐渐成为主流。近年来,由于仪表的进步,自动化技术的发展,间歇流的序批法(sequencing batch reactor,SBR)出现,形成间歇流和连续流并存的局面。目前市场上很多商品处理工艺(如unitank)都属于序批法一类,有的则是连续流和序批法的联合工艺(如dat-iat法)。

(10) 空气供氧和氧气供氧:迄今为止,曝气池的供氧一直是以空气为主。20世纪70年代以来,随着制氧工艺的进步,出现了以纯氧(或富氧)供氧的氧气曝气(oxygen aeration)新工艺,目前虽然还未占据主流,但在环保要求高的地方,以及针对某些工业废水处理,已经显出其优越性。

(11) 好氧和厌氧

活性污泥法最初是以好氧为特性出现的。厌氧起初只在化粪池等中应用。随着厌氧处理技术的发展和去除污水中营养物要求的提出,在好氧活性污泥系统中增加厌氧段和缺氧

段，使活性污泥系统在除碳之外，还能去除氮、磷等营养物，如 A^2O 法、A_pO 法（除磷）、A_NO 法（除氮），在很多 SBR 系统中也可设置厌氧、缺氧段，达到除磷、除氮的目的。

（12）活性污泥法与其他方法的联合运用：在曝气池系统中添加混凝剂改善水质，添加活性炭粉挖掘潜力，（PACT 法，powder activated carbon treat-ment），以及活性污泥法与生物膜法的联合应用，都已成为挖掘潜力，提高出水水质，适应日渐提高的水环境要求的有效措施。

6.3.1　"改良"曝气和高速曝气

"改良"曝气是推流式常规曝气的变型。两者都是短时曝气，主要不同之处是混合液浓度。前者特低，后者特高。因此两者的运行参数有差异（见表 6-1）。根据实践，改良曝气处理效率最低，且由于容易出现丝状菌过度繁殖，污泥沉降性能不好，出水水质较差。高速曝气由于污泥浓度很高，容积负荷也高，故曝气池的搅拌特别需要加强，出水水质也有不稳定现象。两者的污泥产量都较高。因此，这两种曝气方式现在单独应用较少，往往在出水水质要求不高或工程发展初期阶段的地方使用，或作为扩建时的挖潜措施，或作为两段或多段生物处理中的第一段应用，例如作为 A-B 法的 A 段，参见第 6.3.7 节。

6.3.2　阶　段　曝　气

为推流式常规曝气的变型，是为了解决曝气池起点负荷集中而供氧往往不足的缺点而出现的。在阶段进水段内，既降低了污染质负荷，又提高了活性污泥浓度。阶段曝气实质是多点进水，简便易行；操作上的灵活性是其最大优点。因此目前凡采用常规曝气的场合，一般都采用阶段曝气，多点进水。见图 6-2。

6.3.3　渐　减　曝　气

与阶段曝气一样，均为推流式常规曝气的变型，也是为了解决曝气池起点负荷集中但供氧不足的缺点而出现的。其解决办法是使曝气池起点供气量最大，沿程将进气管间距拉大，使供气量向下游渐减。由于作用与阶段曝气类似，而运行中的灵活性、可靠性则不如阶段曝气，故现已较少应用。

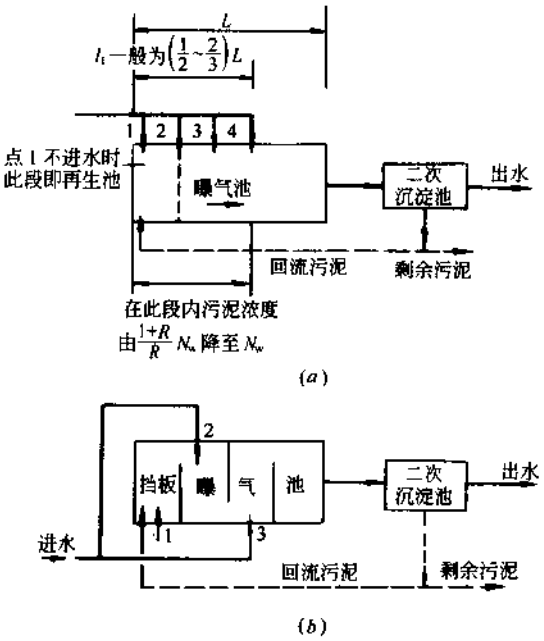


图 6-2　阶段曝气进水方式
（a）型式Ⅰ；（b）型式Ⅱ

6.3.4　合建式曝气沉淀池

这是一种完全混合式活性污泥法的变型，曝气沉淀池的名称是我国 1974 年排水规范中

定名的，一般亦称加速曝气池。这种池型特点如下：

(1) 曝气池一般用表曝机供氧(但实践证明，鼓风曝气亦可采用)。

(2) 池型多为圆形，曝气池在中央，二次沉淀池在外环。实践证明，矩形池型亦可采用，二次沉淀池在两侧。

(3) 二次沉淀池与曝气池底部有回流缝相通，运行时靠表曝机的提升作用使污泥循环回流，出水则由二次沉淀池的出水堰溢出。为保证回流缝不致堵塞，故缝隙较大，因之回流比也大，一般为 100% 以上，高时可达 500% 甚至以上。所以这种曝气池名义水力停留时间虽有 3～5h，但实际水力停留时间往往不到 1h，实际应属短时曝气。

合建式表曝池由于池型一体化，设备也简化，且表曝机动力效率较高，故一度在国内应用很广。一般认为，此法回流比大，污水稀释倍数大，故对冲击负荷的缓冲作用也大，这是其优点。但由于污水在曝气区中停留时间很短，短路机会多，故一般出水水质低于常规曝气。见图 6-3。

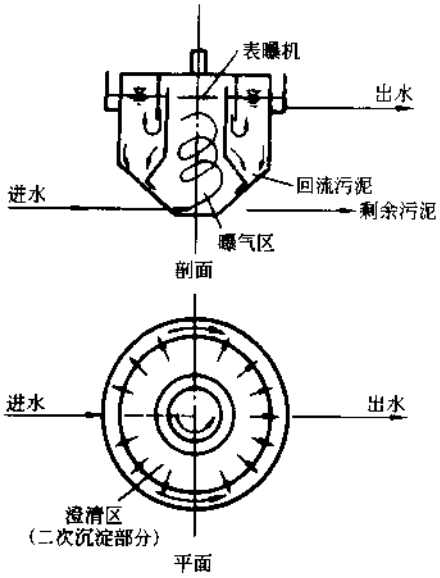


图 6-3 合建式曝气沉淀池示意

6.3.5 吸附再生法

吸附再生法亦称生物吸附法(biosorption)，国外多称接触稳定法(contact stabilization)。其流程见图 6-4。

在图 6-4 中，再生池分建。当进水中有毒物等冲击负荷时，分建的再生池对污泥可起更好的保护、再生作用。但在城市污水受工业废水影响较少的情况下，多采用图 6-4(*b*)的布置方式，较为灵活。特别是我国近年设计多将常规曝气、阶段曝气与吸附再生三种方法进行结合，在曝气池前部设多点进水，当第一进水点不进水时，第二进水点以前的曝气池段即作为再生池使用。这样，系统的灵活性得以提高，可任选常规法、阶段法和吸附再生法运行。但此时风管布置及其阀门设计应有足够的灵活性，以保证多种运行时足够的供氧。

实践证明，吸附时间为 1～3h 的吸附再生法，出水 BOD_5 去除率可达 90%，略低于常规法，但容积负荷可提高较多。有些超负荷的已建常规曝气池，在不增加池容的情况下，经简单改造，采用吸附再生法，往往可使产水量增加很多。

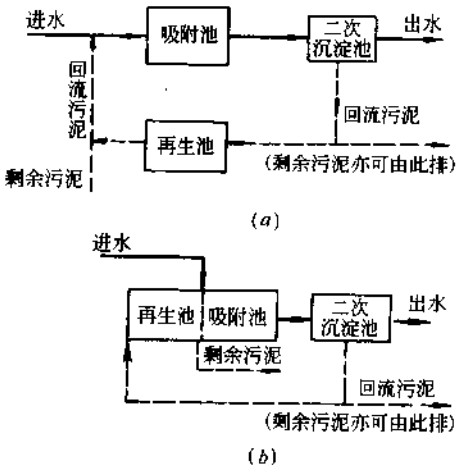


图 6-4 吸附再生法示意

(*a*)吸附再生池分建；(*b*)吸附再生池合建

不同曝气时间的常规曝气变型的参数比较 表 6-1

序号	变法名称		生化反应阶段	名义曝气时间 t_m(h)	泥龄 θ_c(d)	混合液悬浮物浓度 N_w (MLSS)(kg/m³)	污泥负荷 F_w(kg BOD₅/kg MLVSS·d)	容积负荷 F_r[kg BOD₅/(m³·d)]	处理效率 E (%)	污泥回流比 R (%)	每千克 BOD₅ 需氧量 ΔO_b(kg O₂/kg BOD₅)	每千克 BOD₅ 污泥产量 x (kg 产泥/kg BOD₅)	污泥增殖系数 Y	污泥自身氧化率 K_d (1/d)	每千克 BOD₅ 需氧系数 a (kg O₂/kg BOD₅)	污泥自身氧化需氧率 b(1/d)	常用曝气方式	常用池型
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)	(17)	(18)	(19)
Ⅰ—1	短 时	"改良"曝气	去除碳源 BOD，无硝化作 用	1~2	<1	0.4~1	1.5~3	2~2.4	60~75	10~30	0.4~0.6	0.8~1.2	0.7	0.04	0.42	0.11	鼓 风	推 流
Ⅰ—2		高速曝气		0.5~2	2~4	3~8	0.4~1.5	2~4	75~85	≥100	0.7~0.9	0.5~0.7					机 械	完全混合
Ⅱ—1	中 时	合建式沉淀池曝气		3~5	2~4	3~5	0.2~0.6	0.6~2	85~90	100~500	0.7~1.1	0.4~0.6					机 械	完全混合
Ⅱ—2		吸附再生	吸附段无硝化	1~3（吸附段）	3~10	1.5~3（吸附段）	0.2~0.6	0.5~1.4	85~90	50~100	0.7~1.1	0.4~0.6					鼓风、机械	推 流
Ⅱ—3		阶段曝气	可能有硝化	3~8	5~15	1.5~3（进水段以后）	0.2~0.5	0.4~1	85~95	25~75	0.8~1.1	0.4~0.6					鼓风、机械	推 流
Ⅱ—4		常规曝气		4~12	5~15	1.5~3	0.2~0.4	0.4~0.9	90~95	25~50	0.8~1.1	0.4~0.6					鼓风、机械	推 流
Ⅲ—1 Ⅲ—2	长 时	延时曝气	有硝化	>16	>15	2~5	0.05~0.15	0.1~0.4	≥95	75~150	1.4~1.8	0.15~0.3	0.5	0.10	0.53	0.19	鼓风、机械	推流、完全混合
参数变化趋势				↓	↓		↑	↑	↓		↓	↑	↑	↓	↓	↓		

对于城市污水，再生池与吸附池的容积比，一般采用1:1。

吸附再生法的机理是吸附、二次沉淀、氧化，不宜采用过长的曝气时间，否则其机理可能转变为合成、二次沉淀、好氧硝化。

6.3.6 延 时 曝 气

延时曝气(extended aeration)，即长时间曝气的活性污泥法，或称完全氧化法。这种方法曝气时间长，负荷低，一般在末端会有硝化作用发生，有机物去除率高，污泥产量少。这种污水厂为了简化污泥的处理和处置，往往不设初次沉淀池。其缺点是当污水量大时，占地面积大，工程量大，且出水中往往有微凝絮，不易沉降。

延时曝气多采用常规曝气方式(鼓风或机械曝气)。氧化沟是封闭环式的特种活性污泥法，多为延时曝气，但也可采用较短曝气时间。详见第6.9节。

表6-1为不同曝气时间的常规曝气变型的参数比较。

6.3.7 两段曝气(及A-B法)

两段曝气法指两个活性污泥系统的串联系统，两者各有其独立的二次沉淀池，分别向各自的曝气池回流处于不同生长阶段的活性污泥。以一般城市污水为例，第一段多为短时曝气，第二段多为中时曝气，而最终出水水质往往能达到延时曝气的水平，出水BOD_5在20mg/L以下。

近年来源出德国的A-B法，是两段曝气的一种著名典型。A-B的名称，为德文缩写而来。A-B法已有多项成功的工程实践，其典型的运行数据见图6-5：

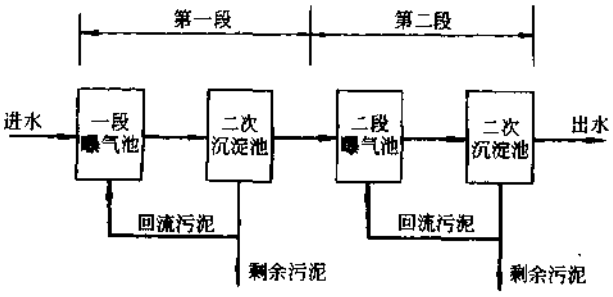


图6-5 两段曝气系统示意

A段曝气池：曝气时间0.5h。

MLVSS约2g/L。

污泥负荷可大于2kg BOD_5/(kg MLSS·d)。

二次沉淀池水力停留时间≤1.5h。

B段曝气池：曝气时间5h。

MLVSS约3.5g/L。

污泥负荷约0.3kg BOD_5/(kg MLVSS·d)。

二次沉淀池水力停留时间≤4h。

A-B法一般不设一次沉淀池。

采用两段法时，在 B 段中设置厌氧段或(及)缺氧段，也能达到除磷或(和)除氮的目的。

6.3.8 序　批　法

序批法即程序控制的批量活性污泥法，其主要构筑物为序批反应池(sequencing batch reactor)，简称 SBR。在序批池的一个工作周期内，运行程序依次为进水、反应(曝气等)静沉、排水。进水及排水用水位控制，反应及沉淀用时间控制。周期依负荷及出水要求而异，一般为 4～12h，其中反应占 40%左右，其余程序各占约 20%。序批池有效池容为周期内进水与所需污泥体积之和。

序批法是仪表和自控技术发展的产物，近年应用日益扩大。通过对运行的调整，序批池还可进行生物除磷、除氮，并进行化学处理，以回收污水利用。

【例】 某项城市污水，$Q=5000m^3/d$，$BOD_5=170mg/L$，需进行二级处理，试设计序批法反应池。

【解】 采用污泥负荷 0.3kg BOD_5/(kg MLVSS·d)。

设 $f=0.85$；$SV_1=150mL/g(m^3/t)$

故污泥沉降体积为

$$\frac{5000\times170\times10^{-6}\times150}{0.85\times0.3}=3.33t\times150=500m^3$$

采用周期为 6h，池个数为 4

每池的有效池容应为

$$\frac{5000\times6}{4\times24}+\frac{500}{4}=312.5+125=437.5m^3$$

选定每池尺寸为 $L\times B\times H=15\times7.5\times4=450m^3>437.5m^3$

采用超高 0.5m，故池全深为 4.5m。见图 6-6。

各程序时间分配：

进水：$\frac{6}{4}=1.5h$

曝气：3.5h(进水 1h 开始)

静沉：1h

排水：0.5h

排水口底高为

$$4-\frac{312.5}{15\times7.5}=1.22m>\frac{125}{15\times7.5}=1.11m(安全)。$$

排水装置可有三种方案：

(1) 多层排水管(附阀门)。

(2) 潜污泵。

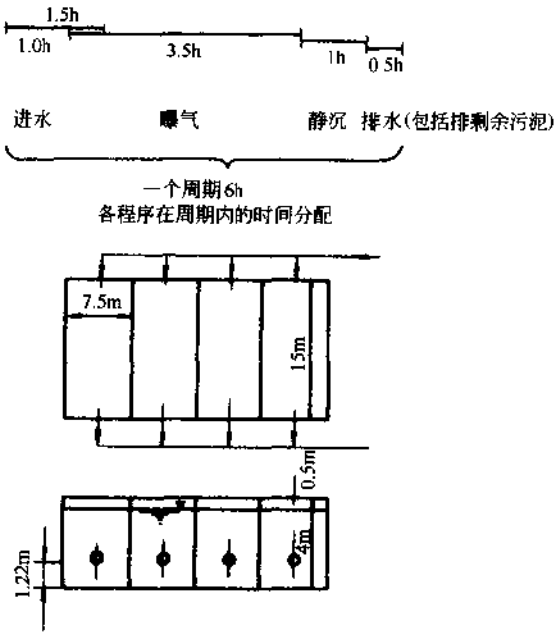


图 6-6　序批式曝气池设计示例

(3) 伸缩式浮动排水口(固定水头)。

采用方案(3)为好,排水管 DN 可用 500,管中流速 0.9m/s。

总需氧量计算$\left(设出水\ BOD_5=15mg/L, a'=0.5, b'=0.16\frac{1}{d}\right)$

$$0.5(170-15)\times5000+0.16\times3.33\times10^6=840kg\ O_2/d$$

最大供氧速率为 $$\frac{840}{4\times3.5}=60kg/h$$

6.4 曝 气 设 施

6.4.1 一 般 要 求

对曝气设施一般有以下要求:

(1) 在满足曝气池设计流量时生化反应的需氧量以外,还应使混合液含有一定剩余 DO 值,一般按 2mg/L 计。

(2) 使混合液始终保持悬浮状态,不致产生沉淀,一般应使池中平均水流速度在 0.25m/s 左右。

(3) 设施的充氧能力应便于调节,有适应需氧变化的灵活性。

(4) 充氧装置一般是选用易于购到的可靠商品,附有清水试验的技术资料。

(5) 在满足需氧要求的前提下,充氧装置的动力效率[kg O_2/(kW·h)]和氧利用率(%)应力求较高。

(6) 充氧装置应易于维修,不易堵塞;出现故障时,应易于排除。

(7) 应考虑气候因素,如冬季溅水结冰问题。

(8) 应考虑环境因素,如噪声问题、臭气问题等。

此外,还应结合工艺的要求(如池型、水深、有无脱硝要求等)综合考虑对曝气设施的选择。

6.4.2 鼓风曝气设施

鼓风曝气亦称压气曝气,其设施包括风机、风机房、风管系统,充氧装置(或曝气头)。

(1) 风机的选择:国产各种罗茨鼓风机、离心式鼓风机、通风机的规格,参见样本。

罗茨(定容式)鼓风机在中、小型污水厂最常用,国产单机风量在 $80m^3$/min 以下,风压有 35.5、50.7、71、91.2、111.5kPa,而以 50.7kPa 者运行最稳定,采用最多。罗茨鼓风机噪声大,必须采取消声、隔声措施。

离心式鼓风机噪声较小,一般可达 85dB,且效率较高,适用于大中型污水厂。我国离心式鼓风机使用经验还不多,特别是大型离心式鼓风机还有待试制,选用时应与生产厂密切配合。机组工作点应避开湍振区,湍振区须由生产厂提供。风压在 12kPa 以下的轴流通风机,在浅层曝气中采用。

(2) 风管系统计算:

1) 风管系统包括由风机出口至充氧装置(曝气头)的管道。一般用焊接钢管。

2) 曝气池的风管宜联成环网,以增加灵活性。

风管接入曝气池(或污泥池)时,管顶应高出水面至少0.5m,以免回水。

3) 风管中空气流速一般采用:

干、支管:10～15m/s;

竖管、小支管:4～5m/s。

流速不宜过高,以免发出噪声。

4) 计算温度采用鼓风机的排风温度(参照风机资料),在寒冷地区空气如需加温时,采用加温后的空气温度计算。

5) 风管的直径 DN(mm)、流量 q(m^3/h)、流速 v(m/s)之间的关系见图 6-7。风管的总阻力 h 可用下式计算:

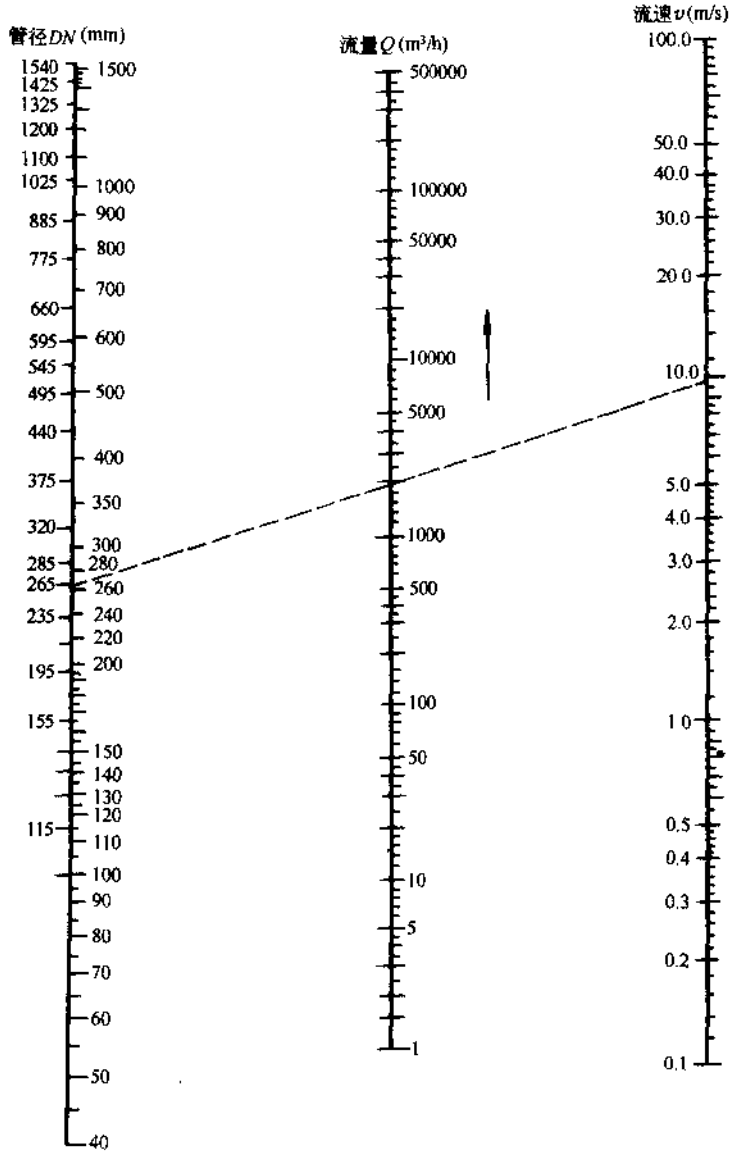


图 6-7　空气管道计算

$$h = h_1 + h_2 \quad (\text{Pa}) \tag{6-19}$$

式中 h_1——风管的沿程阻力(Pa)；

h_2——风管的局部阻力(Pa)。

① 风管的沿程阻力，可按式(6-20)计算(见表 6-2)：

空气管沿程阻力损失值[流速 v(m/s)，阻力损失 i(Pa)] **表 6-2**

Q		DN(mm)					
		25		40		50	
m^3/h	m^3/s	v	i	v	i	v	i
5.76	0.0016	3.26	10.38				
6.48	0.0018	3.67	13.00				
7.20	0.0020	4.08	16.00				
8.10	0.00225	4.59	19.80				
9.00	0.00250	5.10	24.50				
9.90	0.00275	5.61	29.30				
10.80	0.00300	6.12	34.60				
12.60	0.00350	7.14	46.80				
14.40	0.0040	8.16	60.70	3.18	5.420		
16.20	0.0045	9.18	76.50	3.58	7.000		
18.00	0.0050	10.20	93.00	3.97	8.400		
21.60	0.0060	12.24	131.00	4.76	11.900	3.06	3.760
25.20	0.0070	14.28	178.00	5.57	16.000	3.57	5.080
28.80	0.0080	16.30	227.00	6.38	20.600	4.08	6.560
32.40	0.0090	18.35	290.00	7.18	27.100	4.59	8.230
36.00	0.0100	20.40	353.00	7.96	31.700	5.10	10.070

Q		DN(mm)									
		40		50		75		100		150	
m^3/h	m^3/s	v	i	v	i	v	i	v	i	v	i
43.20	0.0120	9.54	44.200	6.12	14.260						
50.40	0.0140	11.20	63.000	7.14	19.250	3.17	2.400				
57.60	0.0160	12.80	81.30	8.16	24.80	3.62	3.080				
64.80	0.0180	14.30	100.00	9.18	31.10	4.08	3.920				
72.00	0.0200	15.96	121.00	10.20	38.10	4.53	4.770				
81.00	0.0225	17.90	153.00	11.50	47.70	5.09	5.950				
90.00	0.0250	19.90	188.00	12.75	59.10	5.66	7.330	3.18	1.680		
99.00	0.0275			14.04	70.5	6.23	8.75	3.50	2.02		
108.00	0.0300			15.30	83.2	6.80	0.45	3.82	2.39		
126.00	0.0350			17.85	112.5	7.93	14.05	4.45	3.20		

续表

Q		DN(mm)									
		40		50		75		100		150	
m^3/h	m^3/s	v	i	v	i	v	i	v	i	v	i
144.00	0.0400			20.40	144.5	9.06	18.30	5.09	4.14		
162.00	0.0450			22.95	181.0	10.20	22.70	5.72	5.18		
180.00	0.050					11.32	27.90	6.36	6.35		
216.00	0.060					13.60	39.70	7.64	9.05	3.40	1.14
252.00	0.070					15.85	52.70	8.91	12.13	3.96	1.52
288.00	0.080					18.11	69.10	10.18	15.80	4.53	1.97
324.00	0.090					20.35	86.00	11.45	19.55	5.09	2.47

Q		DN(mm)													
		100		150		200		250		300		350		400	
m^3/h	m^3/s	v	i	v	i	v	i	v	i	v	i	v	i	v	i
360.00	0.100	12.72	23.90	5.66	3.01	3.18	0.692								
432.00	0.120	15.27	34.40	6.79	4.30	3.82	0.935								
504.00	0.140	17.81	46.00	7.93	5.77	4.46	1.320								
576.00	0.160	20.35	59.70	9.06	7.41	5.09	1.700	3.27	0.544						
648.00	0.180			10.19	9.30	5.73	2.150	3.68	0.683						
720.00	0.200			11.32	11.50	6.36	2.62	4.08	0.84						
810.00	0.225			12.75	14.40	7.16	3.28	4.59	1.04	3.19	0.410				
500.00	0.250			14.15	17.50	7.96	4.04	5.10	1.29	3.54	0.502				
990.00	0.275			15.55	21.10	8.78	4.88	5.61	1.54	3.90	0.608				
1080.00	0.300			16.98	24.95	9.55	5.78	6.12	1.79	4.25	0.714	3.12	0.327		
1260.00	0.350			19.80	35.20	11.13	7.68	7.14	2.46	4.96	0.950	3.64	0.438		
1440.00	0.400					12.73	9.91	8.16	3.17	5.66	1.235	4.16	0.570	3.19	0.286
1620.00	0.450					14.32	12.52	9.18	4.00	6.36	1.545	4.68	0.712	3.59	0.360
1800.00	0.500					15.91	15.30	10.20	4.87	7.08	1.900	5.20	0.870	3.99	0.440
2160.00	0.600					19.10	21.70	12.24	6.88	8.50	2.720	6.24	1.237	4.78	0.628
2520.00	0.700							14.28	9.40	9.91	3.66	7.28	1.655	5.58	0.847
2880.00	0.800							16.30	11.93	11.31	4.71	8.32	2.155	6.38	1.084

Q		DN(mm)													
		250		300		350		400		450		500		600	
m^3/h	m^3/s	v	i	v	i	v	i	v	i	v	i	v	i	v	i
1800.00	0.500									3.15	0.240				
2160.00	0.600									3.78	0.335	3.06	0.196		
2520.00	0.700									4.40	0.456	3.57	0.265		
2880.00	0.800									5.03	0.591	4.08	0.342		

续表

Q		DN(mm)													
		250		300		350		400		450		500		600	
m^3/h	m^3/s	v	i	v	i	v	i	v	i	v	i	v	i	v	i
3240.00	0.900	18.35	15.3	12.75	5.90	9.35	2.700	7.18	1.365	5.66	0.742	4.59	0.428	3.19	0.170
3600.00	1.000	20.40	18.50	14.15	7.19	10.40	3.320	7.96	1.670	6.29	0.910	5.10	0.524	3.54	0.209
3960.00	1.100			15.57	8.63	11.42	3.940	8.77	2.000	6.92	0.995	5.61	0.631	3.89	0.250
4320.00	1.200			17.00	10.22	12.47	4.67	9.56	2.37	7.55	1.295	6.12	0.743	4.24	0.296
5040.00	1.400			19.80	14.45	14.55	6.35	11.17	3.17	8.80	1.730	7.14	1.002	4.96	0.395
5760.00	1.600					16.61	8.10	12.75	4.10	10.06	2.250	8.16	1.280	5.66	0.512
6480.00	1.800					18.70	10.20	14.35	5.15	11.32	2.820	9.18	1.630	6.37	0.643
7200.00	2.000					20.80	12.60	15.95	6.38	12.58	3.460	10.20	1.980	7.08	0.789
3100.00	2.250							17.90	7.95	14.15	4.30	11.50	2.48	7.96	0.988
9000.00	2.500							19.95	9.80	15.71	5.30	12.75	3.08	8.85	1.220
9900.00	2.750									17.30	6.38	14.04	3.67	9.75	1.460
10800.00	3.000									18.87	7.55	15.30	4.33	10.61	1.700
12600.00	3.500											17.85	5.86	12.40	2.320
14400.00	4.000											20.40	7.52	14.15	2.98

Q		DN(mm)									
		600		700		800		900		1000	
m^3/h	m^3/s	v	i	v	i	v	i	v	i	v	i
4320.00	1.200			3.12	0.14						
5040.00	1.400			3.64	0.180						
5760.00	1.600			4.16	0.234	3.19	0.1180				
6480.00	1.800			4.68	0.292	3.58	0.1485				
7200.00	2.000			5.20	0.357	3.98	0.1825	3.14	0.0985		
8100.00	2.250			5.85	0.450	4.48	0.227	3.64	0.130		
9000.00	2.500			6.50	0.550	4.98	0.279	3.93	0.153	3.18	0.0873
9900.00	2.750			7.15	0.660	5.47	0.336	4.32	0.182	3.50	0.1055
10800.00	3.000			7.80	0.780	5.97	0.395	4.71	0.213	3.82	0.1240
12600.00	3.500			9.10	1.050	6.97	0.530	5.50	0.288	4.46	0.1670
14400.00	4.000			10.40	1.370	7.97	0.686	6.28	0.372	5.09	0.216
16200.00	4.500	15.93	3.79	11.70	1.695	8.96	0.864	7.07	0.466	5.73	0.270
18000.00	5.000	17.70	4.61	13.00	2.080	9.95	1.055	7.85	0.569	6.37	0.331
19600.00	5.500	19.47	5.56	14.3	2.520	10.45	1.170	8.64	0.685	7.00	0.397
21600.00	6.000			15.5	2.970	11.95	1.510	9.42	0.811	7.64	0.472
25200.00	7.000			18.19	3.97	13.93	2.02	11.00	1.11	8.91	0.635
28800.00	8.000			20.78	5.17	15.91	2.63	12.57	1.42	10.20	0.821

续表

Q		DN(mm)									
		600		700		800		900		1000	
m^3/h	m^3/s	v	i	v	i	v	i	v	i	v	i
32400.00	9.000					17.90	3.28	14.13	1.77	11.45	1.020
36000.00	10.000					19.90	4.04	15.70	2.16	12.70	1.250
39600.00	11.000							17.30	2.62	14.00	1.510
43200.00	12.000							18.85	3.10	15.28	1.80
46800.00	13.000							20.42	3.60	16.53	2.05
50400.00	14.000									17.81	2.40
54000.00	15.000									19.06	2.74
57600.00	16.000									20.35	3.12

$$h_1 = iL\alpha_T\alpha_P \quad (\text{Pa}) \tag{6-20}$$

式中　i——单位管长阻力(Pa/m)，在 $T=20℃$，标准压力 0.1MPa 时，

$$i = 67\times\frac{v^{1.924}}{d^{1.281}} \quad (\text{Pa/m}) \tag{6-21}$$

L——风管长度(m)；

α_T——温度为 T℃时，空气密度的修正系数(见表 6-3)。

温度修正系数 α_T值　　表 6-3

空气温度(℃)	α_T	空气温度(℃)	α_T	空气温度(℃)	α_T
-20	1.13	0	1.07	20	1.00
-15	1.10	5	1.05	30	0.98
-10	1.09	10	1.03	40	0.95
-5	1.08	15	1.02	50	0.92

$$\alpha_T = \left(\frac{\rho_T}{\rho_{20}}\right)^{0.852} \tag{6-22}$$

其中　ρ_T——温度为 T℃时的空气密度(kg/m^3)；

ρ_{20}——温度为 20℃时的空气密度(kg/m^3)；

α_p——大气压力为 p 时的压力修正系数，

$$\alpha_P = p^{0.852} \tag{6-23}$$

α_p 值可由表 6-4 查得。

压力修正系数 α_P值　　表 6-4

p(MPa)	α_P	p(MPa)	α_P	p(MPa)	α_P
0.100	1.0	0.140	1.33	0.180	1.65
0.110	1.085	0.150	1.41	0.190	1.73
0.120	1.17	0.160	1.49	0.200	1.81
0.130	1.25	0.170	1.57		

② 风管的局部阻力 h_2，可按式(6-24)计算：

$$h_2=\xi\frac{v^2}{2g}\rho\times10\quad(\text{Pa})\tag{6-24}$$

式中 ξ——局部阻力系数，见给水排水设计手册第1册《常用资料》；

v——风管中平均空气流速(m/s)；

ρ——空气密度(kg/m³)。

当温度为20℃，标准压力760×133.322Pa时，空气密度为1.205kg/m³；在其他情况下，ρ 值可用式(6-25)试算：

$$\rho=\frac{1.293\times273\times p\times10}{(273+T)}\quad(\text{kg/m}^3)\tag{6-25}$$

其中 p——空气绝对压力(MPa)；

T——空气温度(℃)。

③ 压缩空气的绝对压力，可由式(6-26)计算：

$$p=\frac{h_1+h_2+h_3+h_4+h_5}{h_5}\tag{6-26}$$

式中 h_1、h_2——(kPa)；

h_3——充氧装置(曝气头)以上的曝气池水深(kPa)；

h_4——充氧装置的阻力(kPa)，根据试验数据或有关资料；

h_5——当地大气压力(kPa)，根据当地地面标高，由表6-5查得。

不同地面标高的大气压力(kPa) 表6-5

标高(m)	0	100	200	300	400	500	600
大气压(kPa)	104.4	103.4	102.3	101.3	99.3	98.3	97.3
标高(m)	700	800	900	1000	1500	2000	
大气压(kPa)	96.3	95.3	94.2	93.2	89.2	85.1	

④ 风机所需压力(相对压力)，可按式(6-27)计算：

$$H=h_1+h_2+h_3+h_4\quad(\text{kPa})\tag{6-27}$$

此外，根据设备和系统的具体情况，尚宜酌留适当剩余压力(2000～3000Pa)。沿程阻力计算，亦可利用图6-8。

(3) 鼓风机房：

1) 鼓风机房的设计(建筑、机组布置、起重设备等)应遵守排水规范有关规定，一般可参照泵房的设计，但机组基础间距应不小于1.5m。

2) 鼓风机房内外应采取必要的防噪声措施，使之分别符合《工业企业噪声卫生标准》和《城市区域环境噪声标准》的有关规定。

吸风和出风管段上应安装消声器。

3) 每台风机均应设单独基础，且不与机房基础连接。风机出口与管道连接处应采用软管减振。各种减振接头及必要的减振器可参见样本。

4) 风管最低点应设油、水的排泄口。

5) 机房应设双电源，或其他动力源。供电设备的容量，应按全部机组(包括备用及其他

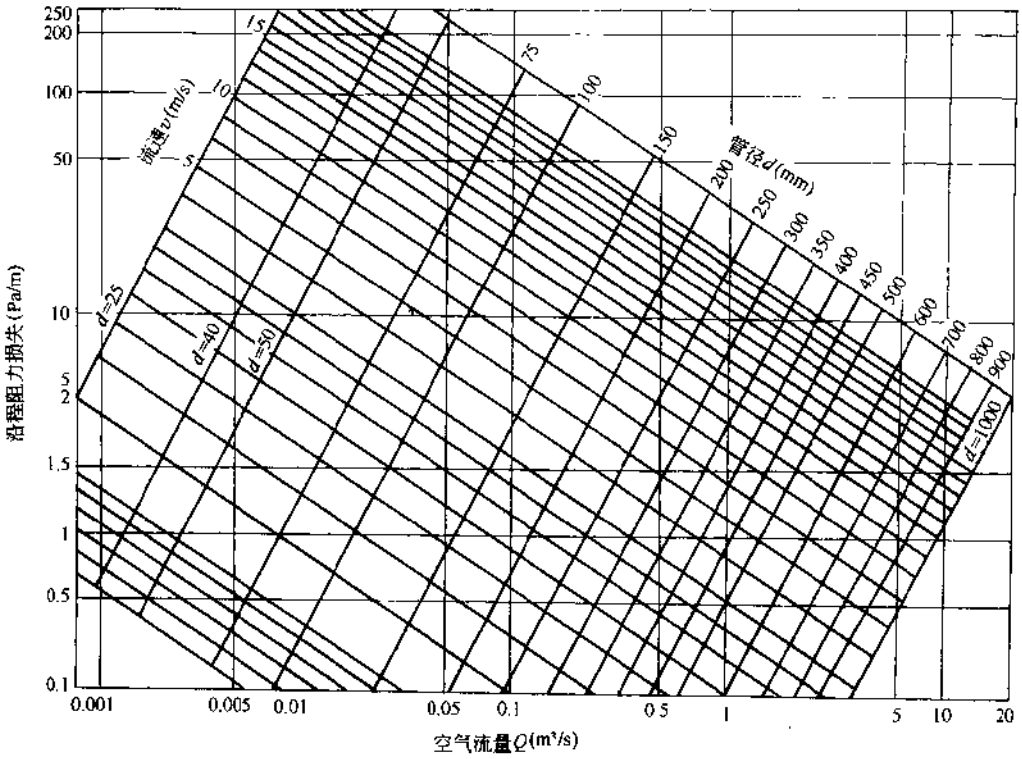


图 6-8　空气管沿程阻力损失

用电)同时开动的负荷设计。

6) 鼓风机房一般应包括值班室、配电室、工具室和必要的配套公用设施(小型机房可与其他建筑合并考虑),值班室应有隔声措施,并设有机房主要设备工况的指示或报警装置。

7) 在同一供气系统中,鼓风机应选同一类型。

8) 鼓风机的备用台数:

工作风机≤3 台时,备用 1 台

工作风机≥4 台时,备用 2 台

备用风机应按设计的最大机组设置。

9) 鼓风机应按产品要求设置回风管和相应阀门,以便开停。一般风机厂均要求设置止回阀,当考虑减少阻力而不设置时,则须在并联运行时注意操作,防止回风。

10) 鼓风机的进风应有净化装置。进风口应高出地面 2m 左右,可设四面为百叶窗的进风箱。进风管的内壁应有防腐涂层,进风道内壁应光洁。

(4) 曝气装置(或曝气头):曝气装置种类繁多,在国际上已经完全商品化。我国近年也开始走上商品化的道路,现有的增氧机、曝气机产品详见《给水排水设计手册·材料设备》(续册)第 3 册。充氧装置的研制,主要是生产厂和科研单位的任务,而设计的任务则主要是根据商品的性能数据选用,或进行导试(Pilot test),取得设计数据。

鼓风曝气的曝气装置亦即鼓泡装置,可分小气泡型和大、中气泡型两大类。

1) 大、中气泡型:可分以下六种:

① 竖管、穿孔管:竖管多为 13 或 25mm 直径,下端打扁,为大气泡。最不易堵,但效率

最低，氧利用率一般3%～4%；穿孔管一般系在支管上交叉向下开3mm孔。间距50mm左右，水深在5m以内时，氧利用率为4%～6%，动力效率可达1kg O_2/(kW·h)左右。但3mm孔易堵，只有在提上式(图6-9)以及浅层曝气中可用，一般以开5mm孔为宜。

图6-10为浅层曝气所用穿孔管栅示意，由于穿孔管仅在水下800～900mm深，故氧利用率只有2.5%左右，但动力效率可达2kg O_2/(kW·h)以上。

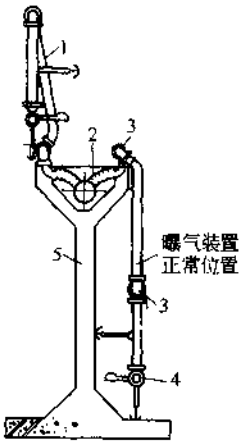


图6-9 可提上曝气装置示意
1—曝气装置提上位置；2—软管；3—活节(另有提升器械未示)；4—散气管或盘；5—曝气池壁

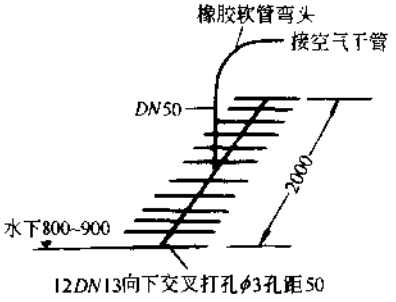


图6-10 浅层曝气用穿孔管栅示意

② 防堵式：有很多曝气头的设计是立足于防堵，如盆型曝气器。曝气器的橡皮压盖在鼓风时开启，停风时关闭，可防止沉下的污泥漏入缝内，避免堵塞。这种曝气器起动阻力较大，效率一般为0.8～1.2kg O_2/(kW·h)。

③ 水力冲击(或剪切)式：利用本身构造，通过水(气)力冲击或剪切，将大气泡剪小，从而提高效率。如金山Ⅰ号。竖管及穿孔管如在出风孔口处加设挡板，起冲击及配气作用，也可将效率提高。

④ 空气升液式：利用空气升液的原理，将曝气筒(或管)置于水中，在筒(管)内曝气，使筒(管)内外形成密度差，造成水的提升和充氧搅拌。国内近年已采用的有固定螺旋和密集多喷嘴曝气筒。

(ⅰ) 固定螺旋(静态搅拌器)见图6-11：原为工业用搅拌器，发展到用于污水处理的充氧。国内近年有所发展，现在已有一、二、三通道的三种固定螺旋商品。动力效率单螺旋实测值为2.1kg O_2/(kW·h)，氧利用率10%，每个固定螺旋服务面积约3～5m^2。二、三通道的性能还稍有提高。每个单螺旋需气量为0.5～1m^3/min，二、三通道时需气略多。每个螺旋的阻力约为2000Pa。

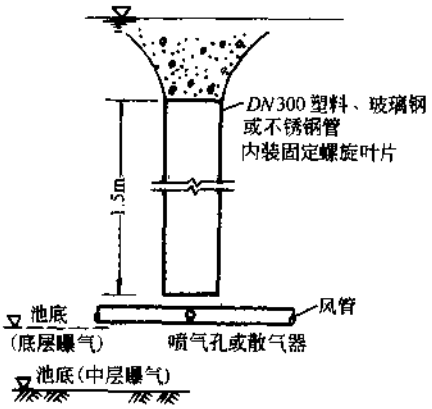


图6-11 固定螺旋(单通道)示意

固定螺旋国外多用于生物塘(稳定塘),国内则多用于活性污泥法。固定螺旋适用于完全混合池,但也能应用于推流式池。设计时应注意螺旋下面风管的出风口不宜过大,一般不大于12mm,以免阻力过小,导致位于风管上游的螺旋进风量过大,而下游的过小。池底的风管一般设计成水平,为防配气不均,也可使风管的坡降可调,使气量平衡。目前存在的问题是价格尚高,如能解决塑料注射的模具,则价格可以降低。

(ⅱ)密集多喷嘴曝气筒[见图6-12及6-32(c)]:在10m×10m×7m(长×宽×深)的曝气池中,设置密集多喷嘴曝气筒2座。筒全为钢结构。每筒中设ϕ5.8mm(内径)喷嘴120个,在曝气池的中层喷出。喷嘴出口流速为80～100m/s。采用此种曝气筒时,应注意曝气池水位与反射板高程的配合。曝气池出水应经溢流堰,不宜采用出水管,以保持水位稳定,否则反射板可能脱水或淹没过多。亦可将反射板的高程设计为可以调节的。此种曝气筒不易堵塞,在相同条件下,氧利用率接近固定单螺旋,多应用于中层曝气,水深可达7～10m。

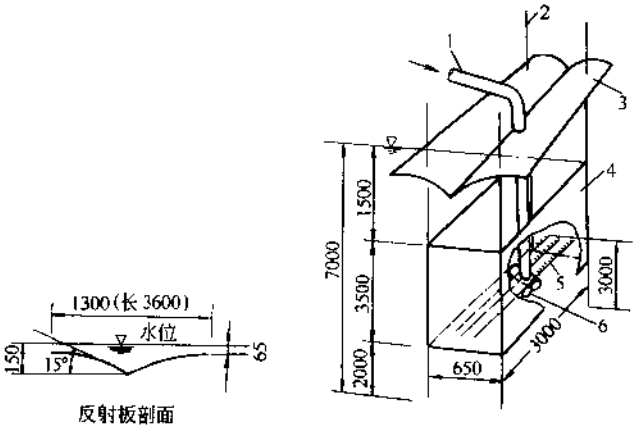


图6-12　密集多喷嘴曝气筒示意

1—空气管;2—支柱接工作台;3—反射板;4—曝气筒;5—喷嘴;
6—竖管下延开口段

⑤ 射流器:国外用射流器充氧、搅拌,应用于活性污泥法,已有不少经验,多为用鼓风机供气。动力效率一般为1.6～2.2kg O_2/(kW·h)。我国近年来,在城市污水和工业污水射流曝气方面进行了多项试验和工程实践,但绝大多数为自吸式,动力效率也达到1.1～2kg O_2/(kW·h)。在后文介绍。

⑥ 水下叶轮曝气器(见图6-13):空气由水下通过环形穿孔管或喷嘴送入,水下叶轮由电机及齿轮箱传动,将气泡打碎。叶轮转速一般为37～100r/min。叶片可为一层或多层,可为辐流式或轴流式,轴流式可以提水。亦可压水。动力效率一般为1.1～1.4kg O_2/(kW·h),包括风机功率在内。

此法的优点是可以调节风量,尤适用于寒冷地区,无结冰及溅水问题。在硝化及脱硝过程中,这种装置既可用作曝气器,也可用作搅拌器。当需要在脱硝区格内创造缺氧条件时,即可停止供风,只用搅拌器搅拌,进行生物脱硝。

缺点是既需设鼓风设备,又需搅拌设备,造价高,所需总功率也高。

2) 小气泡型:从理论上讲,在气量一定时,气泡直径越小,气泡表面积增加越多,氧传递

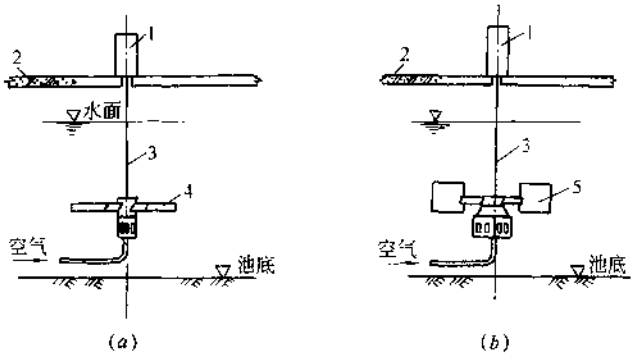


图 6-13 水下叶轮曝气器示意

(a)轴流叶轮;(b)辐流叶轮

1—电动机;2—平台;3—轴;4—轴流叶轮;5—辐流叶轮

效率越高。但产生直径在 200μm 以下的微气泡时,空气利用率虽高,阻力也大,只有在氧气曝气中有所应用。国外用微孔(陶瓷、塑料、钛板、橡胶、缠丝等)材料制成的散气板(箱、管、盘)等装置,所产小气泡直径可达 1.5mm。国内目前已开始试制,并进入试用阶段。这种小气泡曝气装置,能耗比穿孔管低 30%。过去虽有堵塞问题,但据国外经验,已经基本解决,使用期可达 10a 以上。即使出现堵塞,也有多种再生方法,因此近年日益普及。

设计这种小气泡曝气系统时,除参照产品说明,采用服务面积、充氧能力、动力效率、曝气量、阻力、氧利用率等技术数据外,尚应注意以下事项:

① 活性污泥系统的污泥负荷不宜过高,小于 0.4kg BOD_5/(kg MLVSS·d)为宜;

② 风机进风必须过滤,最好用静电除尘;

③ 供气系统应无油雾进入,采用无油气源(离心风机);

④ 输气管如用钢管时,内壁应严格防腐,配气管及管件宜用塑料管。钢管与塑料管接口需设伸缩缝;

⑤ 曝气器一般在池底匀布,距池壁不小于 200mm,配气管间距 300~750mm。池的长宽比一般为 8~16:1。

⑥ 全池曝气器表面高差不超过 ±5mm;

⑦ 运行中停气时间不应超过 4 小时,否则宜放空污水,充以 1m 左右深的清水或二级出水,并以小风量持续曝气。

6.4.3 机械曝气设施

和鼓风曝气的水下鼓泡相对比,机械曝气主要是表面曝气。表面曝气机有竖轴和卧轴之分,竖轴中又分低转速和高转速。

(1) 竖轴表曝机:

1) 辐流式低转速表曝机:一般所谓表曝机都是专指此种。

转速: 一般 20~100r/min

最大叶轮: 直径可达 4m

最大线速: 4.5~6m/s

动力效率：　2～3kg O_2/(kW·h)

表曝机可采用无级调速，但造价贵，维修麻烦。一般多用双速或三速，双速中的低速一般为常速的 50%。也有采用直流电机的调整电压来调速，效率高，运转稳定，但调压设备大、占地多。

叶轮淹没深度一般在 10～100mm，视叶轮型式而异。淹没深度大时提升水量大，但功率增加，齿轮箱负荷也大。降低淹没度，可减小负荷。可用电动堰板调节水位，从而调节淹没度。

当池深大于 4.5m(直至 9m)时，可考虑设提升筒，以增加提升量，但功率也增加。当叶轮半包在提升筒内时，提升的水量会扩散到空气中；叶轮不在筒内则部分提升的水就在水下循环，未经曝气。在叶轮下面加轴流式辅助叶轮，亦可加大提升量。

当污水中含挥发物，有臭气时，可在全池分散进水。

表曝机叶轮国外常见者有 Vortair 型(属平板型)、Simcar 型(属倒伞型)、BSK 型(中心吸水，四周出水)、Simplex 型(带提升筒)等。

我国目前应用的表曝机叶轮有泵型、K 型、平板型和倒伞型。分述于下。

① 泵型叶轮：已有系列商品，其性能可参见最近产品说明书。

根据测定，在标准状态下的清水中，泵型曝气叶轮的充氧量(Q_s)和轴功率(N)可用下式计算：

$$Q_s = 0.379 v^{2.8} D^{1.88} K_1 \tag{6-28}$$

$$N = 0.0804 v^3 D^{2.05} K_2 \tag{6-29}$$

式中　Q_s——叶轮在标准状态下的清水中充氧量(kg/h)；

N——叶轮轴功率(kW)；

v——叶轮线速(m/s)；

D——叶轮直径(m)；

K_1、K_2——池型修正系数，见表 6-6。

池型修正系数　　表 6-6

池型修正系数	分建式			合建式、圆池
	圆池	正方池	长方池	
K_1	1	0.64	0.9	0.85～0.98
K_2	1	0.81	1.34	0.85～0.87

注：圆池内有挡流板，方池无。

② K 型叶轮：K 型叶轮为我国云南省设计院研制。叶片为双曲线型。叶轮浸没度一般为 0～10mm。线速度为 3.5～5m/s。

图 6-14 为 K 型叶轮充氧量曲线，图 6-15 为轴功率曲线。

K 型叶轮造型较复杂，制造需专用模具。目前尚无定型产品。

③ 平板叶轮：平板叶轮形式，见图 6-16。平板叶轮造型简单，加工容易，不易堵塞。线速一般为 4.05～4.85m/s。直径 1000mm 以上的平板叶轮，浸没度常用 80mm，多设有浸没度调节装置。

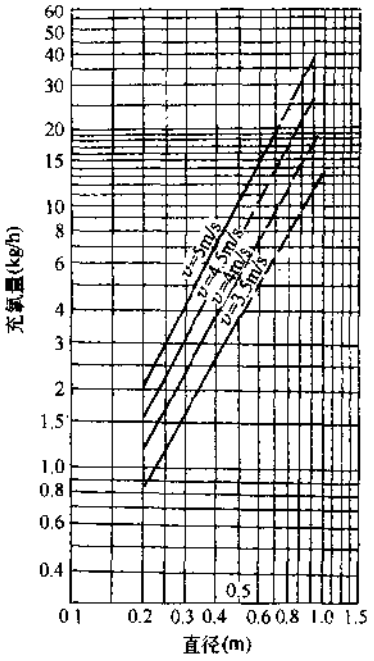


图 6-14 K 型叶轮线速度、直径和充氧量关系

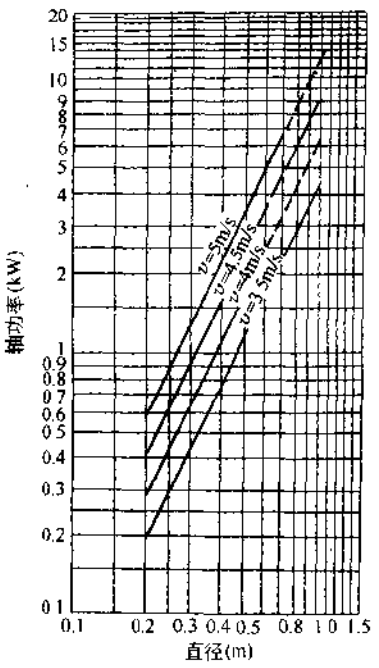


图 6-15 K 型叶轮线速度、直径和轴功率关系

图 6-17～20 为平板叶轮的有关曲线。

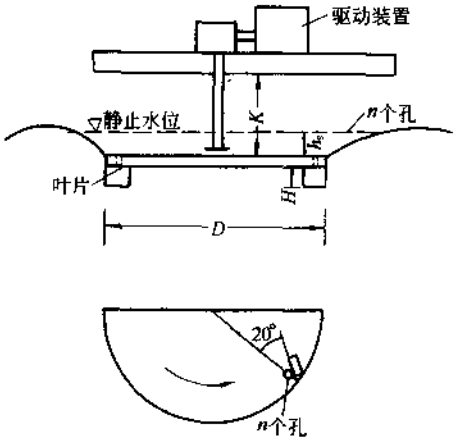


图 6-16 平板型叶轮

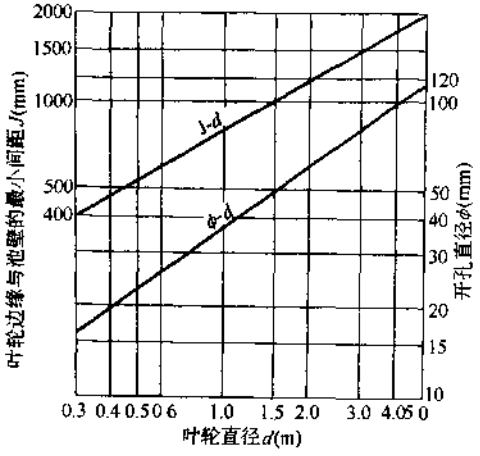


图 6-17 平板型叶轮开孔与池壁最小间距计算图

④ 倒伞型叶轮(见图 6-21):倒伞型叶轮造型复杂程度介于泵型和平板型之间,与平板型相比,其动力效率较高,充氧能力则较低。由于国内此种类型资料不多,采用时宜进行试验决定设计数据。

表 6-7 为国外直径 2290mm 的 Simcar 叶轮清水数据。

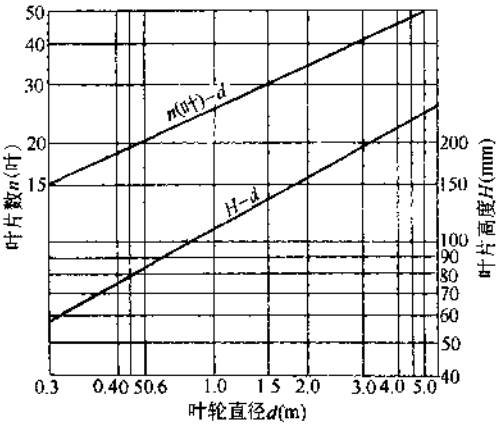


图 6-18　平板型叶轮叶片数和叶片高度计算图

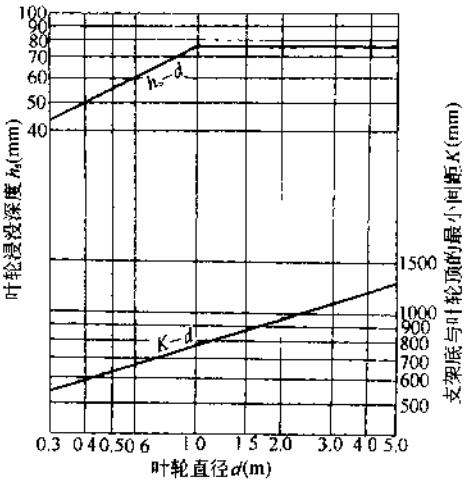


图 6-19　平板型叶轮浸没深度和支架底与叶轮顶的最小间距计算图

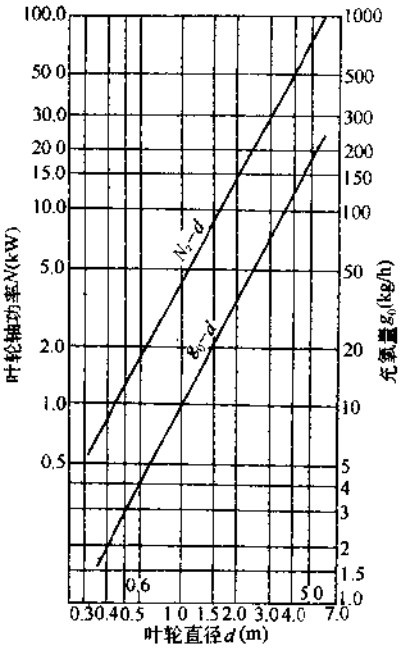


图 6-20　平板型叶轮轴功率和充氧量计算图

2）轴流式高速表曝机：转速一般在 300～1200r/min，与电动机直联。亦称增氧机，多浮设于生物塘（稳定塘）、鱼塘，供增氧之用。一般动力效率为 1.3～1.6kg O_2/(kW·h)。

（2）卧轴曝气刷：又称凯氏刷（Kessner brush），可能由浆板曝气器（已淘汰）演变而来，由第一代的氧化沟沿用迄今。一般直径

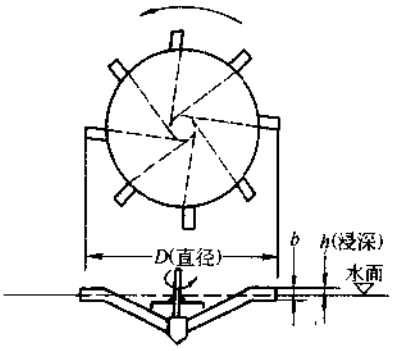


图 6-21　倒伞型叶轮示意

直径 2290mmSimcar 叶轮清水数据　　表 6-7

序　号	转　数 (r/min)	浸没深度 (mm)	曝气池容 (m^3)	供氧能力 [kg O_2/(h·m^3)]	总动力效率 [kg O_2/(kW·h)]
1	36	0	115.9	0.173	2.27
2	36	50	114.1	0.146	2.27

续表

序 号	转 数 (r/min)	浸没深度 (mm)	曝气池容 (m^3)	供氧能力 [kg O_2/(h·m^3)]	总动力效率 [kg O_2/(kW·h)]
3	36	100	112.3	0.116	2.33
4	36	150	110.4	0.085	2.31
5	41	0	115.9	0.278	2.28
6	41	50	114.1	0.240	2.29
7	41	100	112.3	0.204	2.10
8	41	150	110.4	0.168	2.31

0.35～1m,长度 1.5～7.5m,转速 60～140r/min,淹没深度 1/3～1/4 直径,动力效率 1.7～2.4kg O_2/(kW·h)。随曝气刷直径的加大,氧化沟水深也可加大,一般为 1.3～5m。

图 6-22 为直径 500mm 曝气刷的有关技术数据。齿条一般为矩形,宽 50mm 左右。

笼型转刷(Cage rotor)为凯氏刷的改进型。图 6-23 为直径 700mm 笼型转刷数据。齿条尺寸为 50mm×150mm,齿条间隙为 50mm,间放。

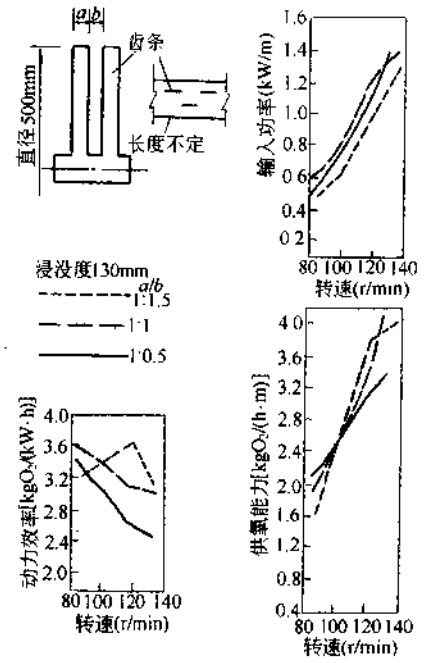


图 6-22 直径 500mm 曝气刷数据

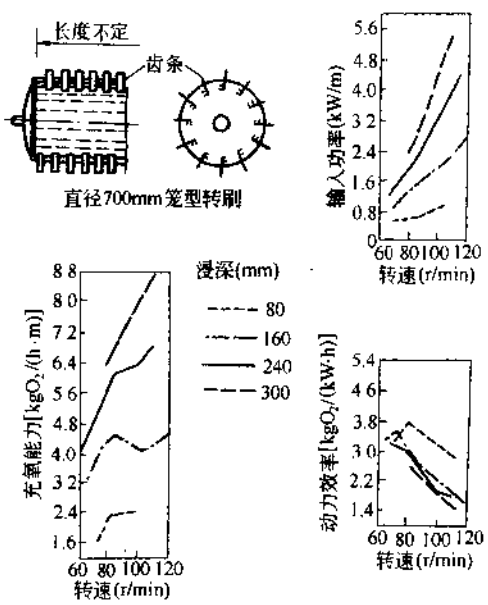


图 6-23 直径 700mm 笼型转刷数据

曝气装置除了满足充氧要求外,还应当满足下列最低的搅拌要求:

满铺的小气泡装置: $2.2m^3/(h·m^2)$

旋流的大中气泡装置: $1.2m^3/(h·m^3)$

机械曝气: $13W/m^3$

6.4.4 曝气装置传氧速率的计算

(1) 实际传氧速率和标准传氧速率的折算：目前广泛采用的测定曝气装置方法，是在清水中，用亚硫酸钠和氧化钴消氧，然后用拟测定的曝气装置充氧，求出该装置的总传氧系数 K_La 值。此值是在1个大气压、20℃、起始 DO 值为零的清水中得出的。试验是在无氧消耗的不稳定状态下进行。这样最后得出的传氧速率(kg O_2/h)，称为标准传氧速率(Standard Oxygen Rate)，简称 SOR。

在实际应用中，充氧的介质不是清水，而是混合液；温度不是20℃，而是 T℃；稳定的 DO 值不是零，而是一般按2mg/L计算。混合液的饱和溶解氧值，曝气装置在混合液中的 K_La 值，均与在清水中不同，需要乘以修正系数。因此，在实际应用中，实际的传氧速率(Actual Oxygen Rate 简称 AOR)数值与上述的标准传氧速率不同。为了选择曝气装置和设备，需要把实际传氧速率换算为标准传氧速率。

由于表曝机和鼓风曝气装置竖向位置不同，所以其换算公式略有不同。

设以 N_0 代表 SOR，N 代表 AOR，则二者的换算公式如下：

对于表曝机：

$$N=\alpha N_0\frac{\beta C_{sw}-C_0}{C_s}\times 1.024^{(T-20)} \tag{6-30}$$

对于鼓风曝气装置：

$$N=\alpha N_0\frac{\beta C_{sm}-C_0}{C_s}\times 1.024^{(T-20)} \tag{6-31}$$

式中　α——混合液中 K_La 值与清水中 K_La 值之比，即(K_La)污/(K_La)清，一般为0.8~0.85；

β——混合液的饱和溶解氧值与清水的饱和溶解氧之比，一般为0.9~0.97；

C_{sw}——清水表面处饱和溶解氧(mg/L)，温度为 T℃，实际计算压力 p_a；

C_0——混合液剩余 DO 值，一般用2mg/L；

C_s——标准条件下清水中饱和溶解氧，等于9.17mg/L；

T——混合液温度(℃)，一般为5~30℃；

C_{sm}——按曝气装置在水下深度处至池面的清水平均溶解氧值(mg/L)，温度为 T℃，实际计算压力；

$$C_{sm}=C_{sw}\left(\frac{O_t}{42}+\frac{10\times p_b}{2.068}\right) \tag{6-32}$$

其中　O_t——曝气池逸出气体中含氧%；

$$O_t=\frac{21(1-E_A)}{79+21(1-E_A)}\times 100 \tag{6-33}$$

其中　E_A——氧利用率(%)；

p_b——曝气装置处绝对压力(MPa)。

(2) 供空气体积(G_s)计算：

$$G_s=\frac{N_0}{0.3E_A}(\mathrm{m^3/h}) \tag{6-34}$$

(3) 风机功率(P)计算：

$$P=\frac{G_s p}{7.5n}\times 2.05 \quad (\text{kW}) \tag{6-35}$$

式中 p——风压(MPa);

n——风机效率,一般为0.7~0.8。

【例】 根据第6.2节例题,已求得实际供氧速度(AOR)的 N 值为1555kg O_2/d。设混合液平均 α 值为0.8,β 值为0.9,$T=25℃$,试求:

(1) 采用表曝机时的标准供氧速度 N_0。

(2) 采用鼓风曝气时的标准供氧速度 N_0(曝气装置在水面下4m处,氧利用率为6.6%)。

【解】 (1) 对于表曝机,在式(6-30)中,将 $\alpha=0.8,\beta=0.9,C_{sw}=8.4,C_0=2,T=25,C_s=9.17$ 及 $N=1555$,代入

$$N_0=\frac{1555\times 9.17}{0.8(0.9\times 8.4-2)\times 1.024^5}=2847\text{kg/d}$$

可据以配用所需表曝机。

(2) 对于鼓风曝气,在式(6-33)中,将 $E_A=0.066$ 代入,得:

$$O_t=\frac{21(1-0.066)}{79+21(1-0.066)}=19.9\%$$

在式(6-32)中,将 $p_b=0.1034+0.04=0.1434,O_t=19.9$ 及 $C_{sw}=8.4$ 代入,得:

$$C_{sm}=8.4\left(\frac{19.9}{42}+\frac{10\times 0.1434}{2.068}\right)=9.8$$

故

$$N_0=\frac{1555\times 9.17}{0.8(0.9\times 9.8-2)\times 1.024^5}$$
$$=2321\text{kg } O_2/\text{d}$$

可按此选择鼓风设施。

此外,以上需氧量计算只包括除碳生化反应需要。如有特殊需氧变化,以及其他需气用途,如气力提升、搅拌等,需另行估算。当进水浓度特低时,需核算搅拌功率是否满足。

6.5 曝气池池型

曝气池池型主要有推流式和完全混合式两大类。影响池型的主要因素是所用曝气装置的种类及其布置方式。

6.5.1 推流式

(1) 平面布置:推流池为长条形池子,水从池的一端进入,从另一端推流出去。推流池多用鼓风曝气,但表曝机也同样能够应用。最简单的推流池,见图6-24。

图6-24 最简单的推流池

推流曝气池池长与池宽之比(L/B),一般为5~10,视场地情况酌定。进水方式不限,出水多用溢流堰,水位较固定。

当场地有限制时,长池可以两折,或多折,污

水仍从一端入，一端出。见图 6-25。

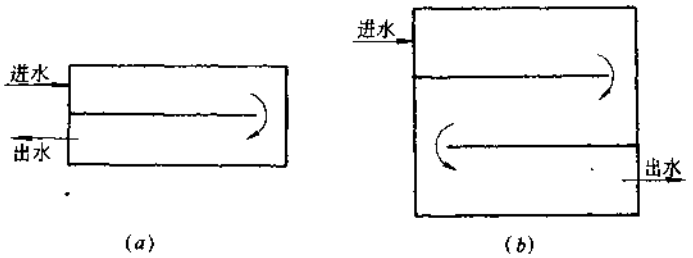


图 6-25　多折推流池

(a)两折式；(b)多折式

当两折或多折池的进口和出口连通，使污水可在曝气池中周而复始地循环流动时，即成为氧化沟的池型（图 6-26）。

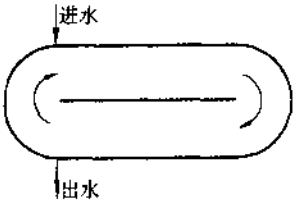


图 6-26　循环折流式

(2) 横断面布置：在池的横断面上，有效水深最小为 3m，最大为 9m。

曝气池的超高一般为 0.5m，为了防风和防冻等需要，还可适当加高。当采用表曝机时，机械平台宜高出水面 1m 左右。

池宽与有效水深之比(B/H)，一般为 1～2。

1) 平移推流式：当采用池底满铺多孔型曝气装置时，曝气池中水流只有沿池长方向的速度，为平移推流(见图 6-27)。

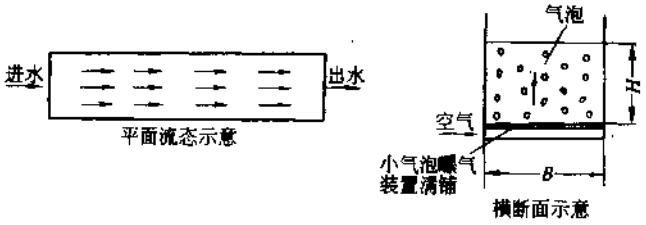


图 6-27　平移推流式

2) 旋转推流式：当鼓风曝气装置位于池横断面的一侧(或两侧)时，由于气泡在池水中造成密度差，产生了旋转流，因此曝气池中水流除沿池长方向外，还有侧向的旋流，组成了旋转推流(见图 6-28)。

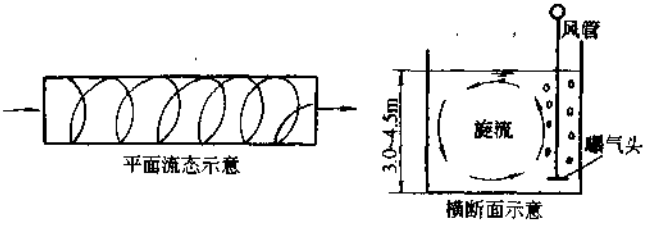


图 6-28　旋转推流式

由于鼓风曝气装置竖向位置的不同，旋转推流又可分为以下三种：

① 底层曝气：鼓风曝气装置放在曝气池底部，由于常用风机风压的关系，这种池型的有效水深常为 3～4.5m，但随所用风机风压的提高，也可加深。见图 6-28。

② 浅层曝气：浅层曝气装置设在水面以下 0.8～0.9m 的浅层，即国外所谓 inka 曝气，采用风压在 1.2m 以下的风机。风压虽较小，但风量较大，故仍能造成足够的密度差，产生旋转推流。这种池型有效水深一般为 3～4m，见图 6-29。

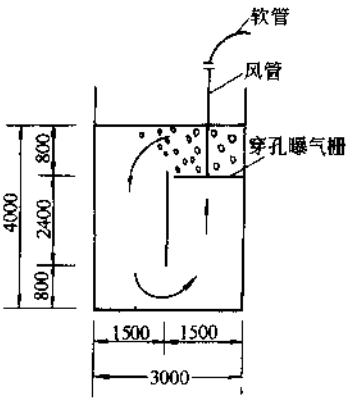


图 6-29 浅层曝气示意

③ 中层曝气：中层曝气的鼓风曝气装置位置，居池水的中层，是近年新发展的作法。与底层曝气比较，在相同的风机设备和处理效果条件下，池深一般可加大到 7～8m，最大可达 9m，可以节约曝气池用地，见图 6-30。

此外，中层曝气的鼓风曝气装置可采用固定螺旋或内设多喷嘴的曝气筒，可设于池横断的中央，形成两侧旋流。这种池型可采用较大的宽深比（如 $B/H=2$），故适用于大型曝气池。见图 6-31。

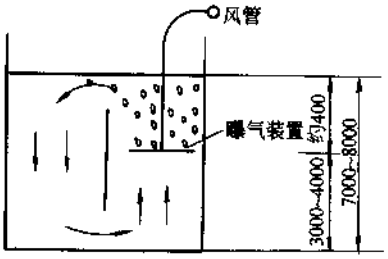


图 6-30 中层曝气示意

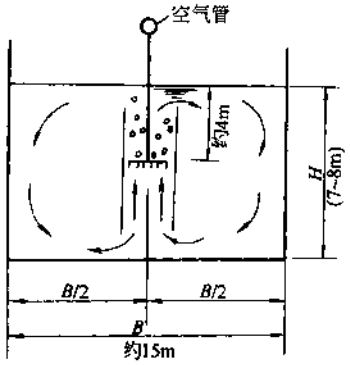


图 6-31 双侧旋流中层曝气池

6.5.2 完全混合式

完全混合式一般为圆形，也可用正方形或矩形。曝气装置多用表曝机，置于池中心，污水进入搅拌中心，立即和全池混合，全池的水质没有推流式那样明显的上下游区别。

完全混合池有分建式和合建式。

(1) 分建式：在分建式表曝池中，叶轮表曝机性能与池型结构有相互影响。

当采用泵型叶轮时：

1) 影响充氧量的池型系数 K_1 及影响叶轮轴功率的池型系数 K_2 已见第 6.4.3 节。

2) 当叶轮常用线速在 4～5m/s 范围时，曝气池直径与叶轮直径之比，宜为 4.5～7.5；曝气池水深与叶轮直径之比，宜为 2.5～4.5。

3) 在圆形池中，要在水面处设置挡流板，一般为4块，宽度为池直径的$\frac{1}{15}\sim\frac{1}{20}$，高度为深度的$\frac{1}{4}\sim\frac{1}{5}$。在方形池中，可不设挡流板。

当采用倒伞型和平板型叶轮时，叶轮直径与曝气池直径之比，可用$\frac{1}{3}\sim\frac{1}{5}$。

分建式完全混合池。既可用表曝机，也可用鼓风曝气装置。见图6-32。

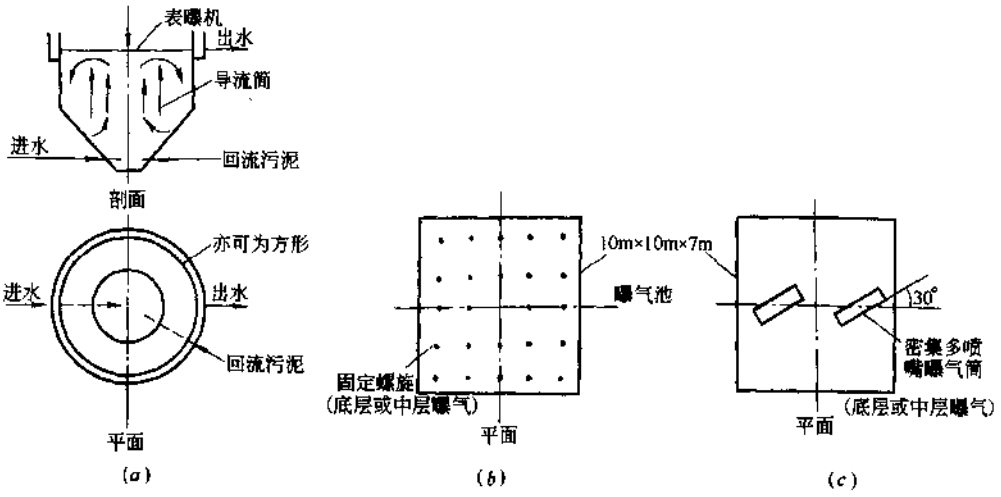


图6-32　分建式完全混合池

(a)分建式表曝池；(b)分建式固定螺旋曝气池；(c)分建式密集多喷嘴曝气池

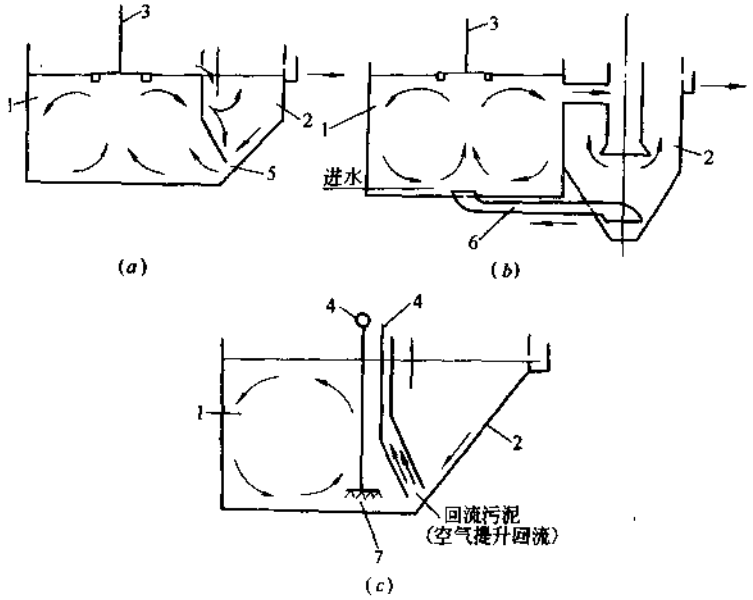


图6-33　合建式完全混合池

(a)方案一；(b)方案二；(c)方案三

1—曝气池；2—二次沉淀池；3—表曝机；4—空气管；5—回流缝；6—回流污泥管；7—曝气装置

分建式虽不如合建式紧凑，仍需专设回流污泥设备，但运行上便于控制，没有合建式中曝气池与二次沉淀池的相互干扰，回流比明确，在我国城市污水处理中应用较合建式多。

(2) 合建式：典型的合建式曝气沉淀池(加速曝气池)概况，已见第 6.3.4 节。池中曝气区内应避免设置立柱或其他挡流结构，否则涡流过多，电耗增加，动力效率将下降。

由于我国已有合建式曝气沉淀池复用图(直径 14m 及 16m 两种)，可供参考，有关曝气沉淀池构造的其他具体规定，在此不再赘述。

合建式还有其他作法，见图 6-33。

6.5.3 两种池型的结合

(1) "一池多机"作法：在推流池中，可用一系列表曝机串联以充氧和搅拌。每个表曝机周围的流态为完全混合，而对全池而言，流态则为推流式。此时应使相邻的表曝机旋转方向相反，否则两机之间水的流向将发生冲突，见图 6-34(*a*)。此时，亦可采用加横向挡板的办法，避免涡流，见图 6-34(*b*)。

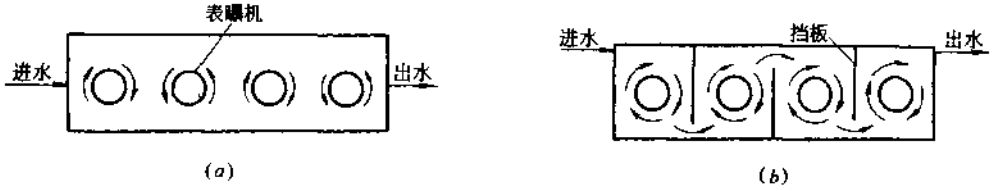


图 6-34 "一池多机"作法
(*a*)方案一；(*b*)方案二

(2) 多段式池型：将图 6-34(*b*)中每个区格建成独立的完全混合池，各池可以串连，亦可部分或全部并连，个别池亦可专作再生池使用。这种池型可兼有推流式和完全混合式的好处，且有更大的灵活性。近年氧气曝气、生物脱氮等工艺多采用此种池型。

最后，在所有类型的曝气池中，设计时均宜在池深二分之一处预留排液管，供驯化活性污泥时排液用。

6.6 二次沉淀池

本书第 5 章有关沉淀池的规定，一般也都适用二次沉淀池。本节根据二次沉淀池的特点，再作若干补充。

(1) 二次沉淀池的两项负荷：

1) 水力表面负荷[$m^3/(m^2 \cdot h)$]：用此项负荷保证出水水质良好。

2) 固体表面负荷[$kg/(m^2 \cdot d)$]：用此项负荷保证污泥能在二次沉淀池中得到足够的浓缩，以便供给曝气池所需回流污泥，而维持良好的运行。

根据经验，一般二次沉淀池的固体负荷，可达到 $150kg/(m^2 \cdot d)$。斜板(管)二次沉淀池可考虑加大到 $192kg/(m^2 \cdot d)$。

(近年有根据沉降柱试验，绘出固体通量曲线，求算极限固体通量及设计表面负荷的方法，但实际应用中，仍多用经验数字)。

(2) 池边水深的建议值:根据经验,池子直径加大时,池边水深也应适当加大,否则池的水力效率将降低,池的有效容积将减小。建议对二次沉淀池采用如下池边水深(见表6-8)。

二次沉淀池池边水深建议值　　表 6-8

池　径　(m)	池边水深(m)	池　径　(m)	池边水深(m)
10～20	3.0	30～40	4.0
20～30	3.5	>40	4.0

当由于客观原因达不到上述建议值时,为了维持沉淀时间不变,须采取较低的表面负荷值。

(3) 出水堰负荷:二次沉淀池出水堰负荷可按 1.5～2.9L/(s·m)之间考虑。

(4) 污泥区容积:二次沉淀池污泥区按不小于 2 小时贮泥量考虑,计算公式如下:

$$V=\frac{4(1+R)QR}{1+2R}\quad(\mathrm{m}^3)\qquad(6\text{-}36)$$

式中　Q——曝气池设计流量(m^3/h);

R——回流比。

泥斗中污泥浓度按混合液浓度及底流浓度平均计算。

(5) 污泥回流设备:污泥回流设备最好是用螺旋泵或轴流泵。采用鼓风曝气时宜用气力提升。参见图 6-35。

气力提升的原理是利用升液管内外液体的密度差,使污泥提升。

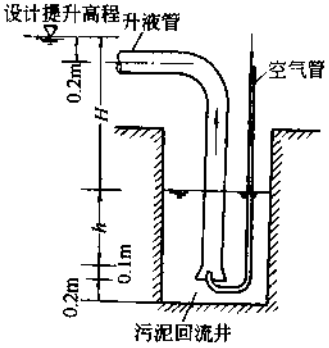


图 6-35　气力提升回流污泥

升液管在回流井中最小浸没深度(h),按式(6-37)计算:

$$h=\frac{H}{(n-1)}\quad(\mathrm{m})\qquad(6\text{-}37)$$

式中　H——拟提升高度(m);

n——密度系数,一般用 2～2.5。

空气用量($\overline{W}$)按式(6-38)计算:

$$\overline{W}=\frac{KQH}{\left(23\lg\frac{h+10}{10}\right)n}\quad(\mathrm{m}^3/\mathrm{h})\qquad(6\text{-}38)$$

式中　K——安全系数,一般用 1.2;

Q——每个升液管设计提升流量(m^3/h);

n——效率系数,一般 0.35～0.45。

空气压力应大于浸没深度(h)至少 3kPa。

一般空气管最小管径 25mm,升液管最小管径 75mm。

一座污泥回流井宜只设一条升液管,一座井只连通一个污泥斗(二次沉淀池),以免相互干扰。

6.7 污 水 消 毒

城市污水经一级处理或二级处理(包括活性污泥法和膜法)后,水质改善,细菌含量也大幅度减少,但其绝对值仍很可观,并有存在病原菌的可能,因此污水排放水体前应进行消毒,特别是医院、生物制品所及屠宰场等有致病菌污染的污水,更应严格消毒。

消毒设备应按连续工作设置。消毒设备的工作时间、消毒剂投加量,可根据所排放水体的卫生要求及季节条件掌握。一般在水源的上游、旅游区、夏季(游泳季节)应严格连续消毒,其他情况时可视排出水质及环境要求,经有关单位同意,采用间断消毒或酌减消毒剂投量。

目前最常用的污水消毒剂是液氯,其次尚有漂白粉、臭氧、次氯酸钠、氯片、紫外线等。加药和消毒设备详见《给水排水设计手册·材料设备》(续册)第4册。

(1) 消毒剂选择:见表6-9。

消毒剂选择 表6-9

消毒剂	优 点	缺 点	适用条件
液 氯	效果可靠、投配设备简单、投量准确价格便宜	氯化形成的余氯及某些含氯化合物低浓度时对水生物有毒害 当污水含工业污水比例大时,氯化可能生成致癌化合物	适用于大、中规模的污水处理厂
漂白粉	投加设备简单,价格便宜	同液氯缺点外,尚有投量不准确,溶解调制不便,劳动强度大	适用于消毒要求不高或间断投加的小型污水处理厂
臭 氧	消毒效率高,并能有效地降解污水中残留的有机物、色、味等,污水pH、温度对消毒效果影响很小,不产生难处理的或生物积累性残余物	投资大、成本高,设备管理复杂	适用于出水水质较好,排入水体卫生条件要求高的污水处理厂
次氯酸钠	用海水或一定浓度的盐水,由处理厂就地自制电解产生消毒剂,也可买商品次氯酸钠	需要有专用次氯酸钠电解设备和投配设备	适用于边远地区,购液氯等消毒剂困难的小型污水处理厂
氯 片	设备简单,管理方便,只需定时清理消毒器内残渣及补充氯片。基建费用低	要用特制氯片及专用消毒器,消毒水量小	适用于医院、生物制品所等小型污水处理站
紫外线	是紫外线照射与氯化共同作用的物理化学方法,消毒效率高	紫外线照射灯具货源不足,技术数据较少	适用于小型污水处理厂

(2) 污水氯消毒加氯量确定:污水消毒的加氯量应经试验确定。对生活污水,当无实测资料时,可参用下列数值:

1) 一级处理后的污水 20～30mg/L;

2) 不完全人工二级处理后的污水 10～15mg/L;

3) 完全人工二级处理后的污水 5～10mg/L。

当采用漂白粉消毒时,其加氯量应按实际活性氯含量计算,其溶液浓度不得大于 2.5%。

商品次氯酸钠溶液含有效氯量可按 10%～12%计算。

氯片为漂白粉压制而成,其含氯有效量可按 65%～70%计算。

(3) 污水臭氧消毒投加量:应根据污水水质和排放水体要求,试验确定。

(4) 消毒剂的混合与接触:为了使消毒剂充分发挥效用,应有适当的混合方式和接触时间:

1) 生物滤池后面的二次沉淀池,当污水不回流时,可作为加氯消毒的接触池。曝气池后的二次沉淀池则不能兼作接触池。

2) 在用漂白粉消毒时,一般需设置混合池,混合池通常有隔板式与鼓风式两种。

3) 混合池设计参见给水排水设计手册第 3 册《城镇给水》。

4) 鼓风式混合池,最低供气量为 $0.2m^3/(m^3 \cdot min)$,空气压力应大于 12kPa,污水在池中的流速应大于 0.6m/s。

5) 接触池计算公式同竖流式沉淀池。沉降速度采用 1～1.3mm/s。

6) 氯与污水的接触时间(包括接触池后污水在管渠中流动的全部时间),采用 30min,并保证剩余氯不少于 0.5mg/L。

7) 生活污水采用漂白粉消毒时,接触池中沉淀物的数量,当无实际资料时,可采用下列数值:

含水率为 96%;

经一级处理后的污水为 0.17L/(人·d);

经生物滤池处理后的污水为 0.10L/(人·d);

经曝气池处理后的污水为 0.06L/(人·d)。

当采用液氯时,上列沉淀物的数量应减 50%。

8) 臭氧消毒的混合接触一般采用专用的接触氧化塔,气、水对流混合接触。

9) 用氯片消毒时,污水流入特制的氯片消毒器,浸润溶解氯片,并与之混合,然后再进接触池。

(5) 消毒设备的设计与计算:见给水排水设计手册第 3 册《城镇给水》。

6.8　活性污泥法除氮

由于排放标准日益提高,近年各国对处理厂出水的水质要求,除了去除 SS 和 BOD(碳源需氧量)外,还增加除氮、除磷等要求。如我国,对海水水质分为一、二、三级,其氮和磷的含量分别规定为 0.1、0.2、0.3mg/L 和 0.015、0.030、0.045mg/L。

除磷的方法,以化学法为最有效,另见本书第 8 章。除氮方法较多,但物理化学法较贵,仍以生物法较为现实。生物法可用活性污泥法,也可用生物膜法。活性污泥法除氮,已有一定实践,简介如后。

6.8.1 硝化(Nitrification)

(1) 机理:硝化菌繁殖较慢,只有当曝气时间较长,泥龄较长时,才有利于硝化菌的积累。因此,只有曝气时间较长时,才会出现硝化作用,首先,由亚硝酸菌将氨氮转化为亚硝酸盐:

$$NH_4^+ + 1.5O_2 \xrightarrow{\text{亚硝酸菌}} NO_2^- + 2H^+ + H_2O \tag{6-39}$$

然后,再由硝酸菌将亚硝酸盐转化为硝酸盐:

$$NO_2^- + 0.5O_2 \xrightarrow{\text{硝酸菌}} NO_3^- \tag{6-40}$$

总的反应为

$$NH_4^+ + 2O_2 \longrightarrow NO_3^- + 2H^+ + H_2O \tag{6-41}$$

使 1kg 氨氮转化为硝酸盐时,氮需氧量(NOD)为 4.6kg。

由于有酸根产生,故硝化作用消耗污水中的碱度。每氧化 1mg 氨氮,即破坏碱度(以 $CaCO_3$ 计)约 7.2mg/L。为了在硝化时维持一定 pH 值,对于空气曝气,剩余碱度应有 30~50mg/L。当原污水所含碱度不足时,即需投加石灰。硝化每 kg 氨氮,约需投加 5.4kg 熟石灰。

硝化作用的速度,与以下因素有关:

1) pH 值:当 pH 值为 8.4 时(20℃),硝化作用速度最快。

2) 温度:温度高时,硝化速度快。30℃时的硝化速度为 17℃时的一倍。

3) DO 值:需较高的 DO 值。当 DO 由 2mg/L 下降到 0.5mg/L 时,硝化速度由 0.09 下降到 0.045kgNH_4^+/(kg MLSS·d)。

4) 氨浓度:当氨浓度小于 2.5mg/L 时,硝化速度急剧下降。

(2) 设计:硝化池有两种作法,即单段法与两段法。

1) 单段法:硝化作用与碳源需氧量在同一池中进行。通常采用推流式的普通曝气池。

常用数据:

$t_m = 7h$。

$t_w = 7d$。

$F_w \leqslant 0.25$。

二次沉淀池表面负荷 $21m^3/(m^2 \cdot d)$。

2) 两段法:将碳源 BOD 的去除设施单设,池容可缩小,作为第一段;第二段专供硝化,见图 6-36。

第一段的曝气池可用各种短时曝气,如"改良"曝气等,一般出水 BOD≯50mg/L 即可。

第二段可根据试验。硝化速度与 BOD/TKN 的比值有关,BOD/TKN 越小,硝化速度越大。

池型一般用推流式普通曝气。采用鼓风曝气,以便调节。

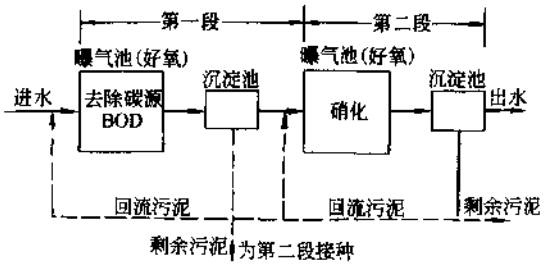


图 6-36 两段法(碳源 BOD 去除、硝化)

投加石灰时，宜多点投加，并对 pH 值进行测量、控制。

二次沉淀池表面负荷为 $41m^3/(m^2\cdot d)$，回流比 100%，快速排泥，池中应有撇渣措施。

6.8.2　脱硝(Denitrification，亦译反硝化)

(1) 机理：在缺氧条件下(DO 不可大于 0.5mg/L)，NO_3^- 可转化为气态氮：

$$X_1NO_3^- + X_2(\text{有机物质}) \xrightarrow{\text{微生物}} Y_1N_2\uparrow + Y_2H_2O + Y_3CO_2 \tag{6-42}$$

所需有机物需从外界投入，过去多用甲醇，因当时的价格较低。甲醇投量计算：

$$C_m = 2.47N_0 + 1.53N_1 + 0.87D_0 \tag{6-43}$$

式中　C_m——所需甲醇浓度(mg/L)；

N_0——起始硝酸盐浓度(mg/L)；

N_1——起始亚硝酸盐浓度(mg/L)；

D_0——起始 DO 浓度(mg/L)。

如投加甲醇过量，出水中 BOD 含量增多，尚需在脱硝池后，沉淀池前加设曝气池(停留时间 50min)，使 BOD 去除。每投加 1kg 甲醇，约产泥 0.2kg。

脱硝作用产生碱度，每还原 1kg 氮。约产碱度 3kg。

近年由于甲醇价格上涨，故多考虑投加原污水。

(2) 设计：

1) 三段法(亦称三污泥法)：将前述的两段法(碳源氧化、硝化)，再加一段脱硝，即成三段法，见图 6-37。

三段法每段独立，运行效果好，但基建费高，外投甲醇费用大。

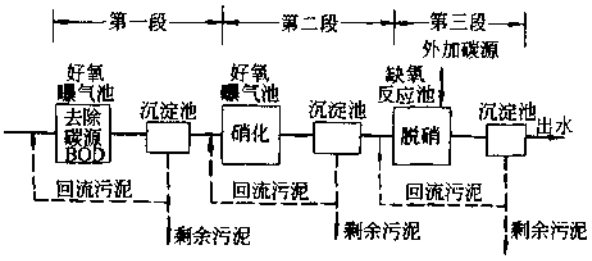


图 6-37　三污泥系统示意

2) 综合脱硝硝化系统：近年出现缺氧、好氧分段循环法(或称 A/O 法、Bardenpho 法等)，即污水先经缺氧段脱硝，再入好氧段除碳源需氧量及硝化，通过内循环，循环脱氮并除磷。一般不加甲醇，以原污水为外加碳源有机物质。循环段数可以任意，活性污泥法类型为延时曝气，最少曝气时间为 6～8h，泥龄可达 30d 以上，除氮总效率可达 90%以上。见图 6-38。

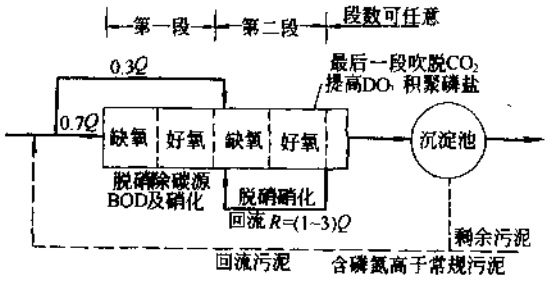


图 6-38　综合脱硝、硝化系统

6.9　氧化沟活性污泥法

氧化沟又名氧化渠(Oxidation ditch，简写 O.D)，因其构筑物呈封闭的沟渠形而得名，实际上它是活性污泥法的一种变型。因为污水和活性污泥的混合液在环状的曝气渠道中不断循环流动，在有些资料上也称其为“循环曝气池”、“无终端的曝气系统”。

氧化沟一般呈环状沟渠形，也可以是长方形、圆形等。早期的氧化沟池壁按土质挖成斜坡，浇以10cm厚的素混凝土，目前池壁常以钢筋混凝土现浇。氧化沟的断面有梯形、单侧梯形和矩形。氧化沟的水深与曝气和混合推动设备及相关的结构有关，一般在3.5～5.0m，最深的可达8.0m。

氧化沟技术处理城市污水的效果显著，这已由我国和其他国家对这项技术的实际调查、研究和应用结果所证实。将氧化沟工艺用于工业废水的处理更进一步推动了该工艺的发展。目前氧化沟工艺已成功用于多种工业废水及城市污水处理。

随着氧化沟技术的不断完善和配套设施的进步更新，这项工艺的适用范围愈来愈扩大。过去氧化沟日处理量多为3000m^3以下，而目前，日处理量在10万m^3以上的氧化沟工艺污水处理厂已比较普遍。

我国在20世纪80年代末开始在城市污水和工业废水处理中引进了国外氧化沟的先进技术，如河北邯郸市东污水处理厂（10万t/d，交替式氧化沟）、上海石化总厂水质净化厂（13.8万t/d，交替式氧化沟）、广东中山中嘉污水处理厂（10万t/d，Carrousel沟）、广州市石化公司污水处理厂（2.0万t/d，Orbal沟）等。采用的沟型几乎包括了世界上曾流行和现在流行的所有氧化沟沟型，如Pasveer沟、一体化氧化沟、导管式氧化沟、Carrousel沟、Orbal沟、交替式氧化沟等。多年的实践表明氧化沟工艺是适合我国国情的城市污水处理工艺之一，目前氧化沟工艺已成为我国城市污水处理的主要工艺，许多新建的污水厂都采用此工艺。表6-10列出了我国部分氧化沟工艺城市污水处理厂的简单情况。

我国部分氧化沟工艺城市污水处理厂 表6-10

厂　名	处理规模(万m^3/d)	工　艺	投资(万元)	占地(hm^2)	投产日期
邯郸市东污水处理厂	10	三沟交替式	5450	5.0	1990.11
唐山市东郊污水处理厂	15	三沟交替式	18000	6.84	1997.7
枣庄市污水处理厂	7	三沟交替式	8600	8.0	1997年底
苏州新区污水处理厂	4	三沟交替式	5067	7.8	1996.3
南通市污水处理厂	5	五沟交替式	6633	6.7	1994.4
常熟市城北污水处理厂	3	三沟交替式	15000	5.3	1998.8
杭州市大关污水处理厂	0.45	合　建　式	620	0.59	1995.5
慈溪市污水处理厂	1	氧　化　沟	2620	2.67	1993.3
合肥王小郢污水处理厂	15	氧　化　沟	18342	15	1998.5
合肥市琥珀山庄污水处理厂	0.4	氧　化　沟	400	0.73	1994.3
福州市开发区污水处理厂	3	氧　化　沟	6070	4.6	1998.5
西安市北石桥污水净化中心	15	双沟交替式	17856.6	19	1998.1
安阳市豆腐营污水处理厂	2.2	水解-接触氧化-氧化沟	982	1.89	1994.9
长沙市第二污水净化中心	14	Carrousel氧化沟	4980	2.97	1994.8
深圳市蛇口工业区污水处理厂	3	氧　化　沟	5000	3	1999.5
珠海市香洲水质净化中心	3	氧　化　沟	7253	3.6	1994.1
南海市桂城区污水处理厂	2.5	氧　化　沟	3500	2	1989.2
中山市污水处理厂	10	Carrousel氧化沟	32000	10	1998.5
昆明第一污水处理厂	5.5	氧　化　沟	3300	9	1991.3
东莞市塘厦污水处理厂	1.5	双沟交替式			1996.4

6.9.1　氧化沟工艺基本原理与技术特征

6.9.1.1　基本原理

氧化沟是活性污泥法的发展，沟中的活性污泥以污水中的有机物作为食料，使之后无机化。在氧化沟系统中，通过转刷（或转盘和其他机械曝气设备），使污水和混合液在环状的渠内循环流动，依靠转刷推动污水和混合液流动以及进行曝气，典型氧化沟工艺的示意，见图 6-39。

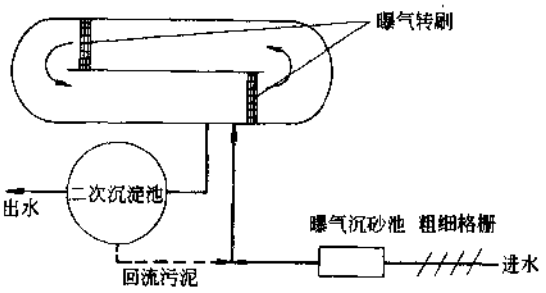


图 6-39　氧化沟工艺流程示意

混合液通过转刷后，溶解氧浓度被提高，随后，在渠内流动过程中又逐渐降低。氧化沟通常以延时曝气的方式运行，水力停留时间为 10～24h，污泥泥龄为 20～30d。通过设置进水、出水位置；污泥回流位置；曝气设备位置可以使氧化沟完成硝化和反硝化功能。如果主要去除 BOD_5 或硝化，进水点通常设在靠近转刷的位置（转刷上游），出水点在进水点的上游处，见图 6-39。

氧化沟的渠道内的水流速度为 0.25～0.35m/s。沟的几何形状和具体尺寸，与曝气设备和混合设备密切相关，要根据所选择的设备最后确定。常用的氧化沟曝气和混合设备是转刷（盘）、立轴式表曝机和射流曝气机。目前也有水下空气扩散装置与表曝机或水下扩散装置与水下推进器联合使用的工程实例。污泥沉淀设施可采用分建式或合建式。

6.9.1.2　氧化沟的技术特征

（1）氧化沟工艺结合了推流和完全混合两种流态：污水进入氧化沟后，在曝气设备的作用下被快速、均匀地与沟中混合液进行混合。混合后的水在封闭的沟渠中循环流动。如考虑水流在沟渠中的流速为 0.25～0.35m/s，氧化沟的总长为 90～600m，则完成一个循环所需时间为 5～20min。由于污水在氧化沟中的水力停留时间多为 10～24h，因此可以推算，污水在逐个停留时间内要完成 30～200 次循环。氧化沟在短时间内（如一个循环中）呈现推流式，而在长时间内（如在多次循环中）则呈现完全混合特征，两者的结合，可减小短流，使进水被数十倍甚至数百倍的循环水所稀释，从而提高了氧化沟系统的缓冲能力。

（2）氧化沟具有明显的溶解氧浓度梯度：由于氧化沟的曝气装置一般是定位布置的，因此在装置下游混合液的溶解氧浓度较高，随着水流沿沟长的流动，溶解氧浓度逐步下降，在某些位置溶解氧的浓度甚至可降至零，出现明显的溶解氧浓度梯度。图 6-40 是 Carrousel 氧化沟出现的缺氧区位置示意图。利用溶解氧在沟中的浓度变化以及存在好氧区和厌氧区的特征，氧化沟工艺可以在同一构筑物中实现硝化和反硝化，这样不仅可以利用硝酸盐中的氧，节省了 10%～25% 的需氧量，而且通过反硝化恢复了硝化过程消耗的部分碱度，有利于节约能源和减少化学药剂的用量。

（3）氧化沟的整体体积功率密度较低：氧化沟中的混合液一旦被推动即可使液体在沟内循环流动，一定的流速可以防止混合液中悬浮固体的沉淀，同时充入混合液中的溶解氧随水流流动也加强氧的传递。水流在循环中仅需要克服沟的沿程损失和局部损失，而这两部分的水头损失通常很小。另外，氧化沟中的曝气设备不是沿沟长均匀分布，而是集中布置在

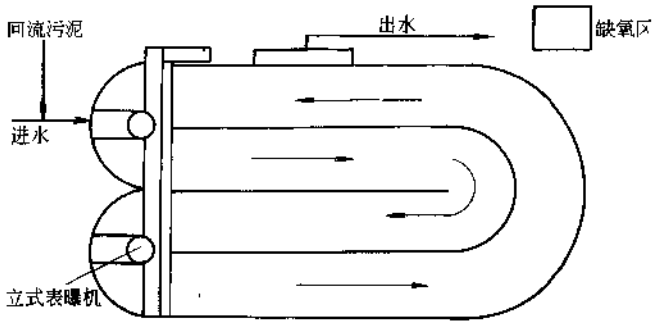


图 6-40 Carrousel 氧化沟中的缺氧区

几处，所以，氧化沟可在比其他系统低得多的整体体积功率密度下保持液体流动、固体悬浮和充氧，能量的消耗自然降低。当污泥固体在非曝气区逐步下沉到沟低部时，随着水流输送到曝气区，在曝气区高功率密度的作用下，又可被重新搅拌悬浮起来，这样的过程对于污泥吸附进水中的非溶解性物质很有益处。当氧化沟被设计为具有脱氮功能时，节能的效果是很明显的，据国外的一些研究报道，氧化沟比常规的活性污泥法能耗降低 20%～30%。

在传统的活性污泥法中，曝气的功率密度一般为 20～30W·h/m^3，而氧化沟曝气区的功率密度通常可达 100～210W·h/m^3，平均速度梯度 $G>100s^{-1}$。这样高强度的功率密度可加速液面的更新，促进氧的传递，同时提高混合液中泥水混合程度，有利于充分切割絮凝的污泥，也利于污泥的再絮凝。

(4) 氧化沟工艺采用的处理流程十分简捷：氧化沟工艺处理城市污水时可不设初沉池，悬浮状的有机物可在氧化沟内得到部分稳定，这比设立单独的初沉池再进行单独的污泥稳定要经济。由于氧化沟采用的污泥平均停留时间较长，其剩余污泥量少于一般活性污泥法产生的污泥，而且氧化沟排放的剩余污泥已在沟内得到一定程度的稳定；因此一般可不设污泥消化处理装置。为防止无机沉渣在沟中的积累，原污水应先经过粗细格栅及沉砂池的预处理。

工艺流程中的二沉池可与氧化沟分建也可与氧化沟合建(视具体的沟型)。合建的氧化沟系统可省去单独的二沉池和污泥回流系统，使处理构筑物的布置更加紧凑。另外，氧化沟工艺也可参与不同的工艺单元操作过程，如氧化沟前增加厌氧池可增加和提高系统的除磷功能，也可将氧化沟作为 AB 法的 B 段，提高处理系统的整体负荷，改善和提高出水水质。由此可见，氧化沟污水处理工艺的流程简单、运行操作的灵活性比较强。

(5) 氧化沟处理效果稳定，出水水质好：实际应用表明，氧化沟工艺在有机物和悬浮物去除方面，有比传统活性污泥法更好且更稳定的效果。表 6-11 是美国环保局(EPA)对 29 个污水处理厂的统计数据，表 6-12 是氧化沟工艺与其他生物处理法的比较数据。

美国 29 座氧化沟污水处理厂工艺性能 表 6-11

参数	出水 (mg/L)			去除率 (%)		
	冬季	夏季	年平均	冬季	夏季	年平均
BOD_5						

续表

参　数	出　水　(mg/L)			去　除　率　(%)		
	冬　季	夏　季	年平均	冬　季	夏　季	年平均
最高浓度的处理厂	55	34	41	87	86	87
平　均　浓　度	15.2	1.2	12.3	92	94	93
最低浓度的处理厂	1.9	1.0	1.5	99	99	99
SS						
最高浓度的处理厂	26.6	19.4	22.4	81	82	82
平　均　浓　度	13.6	9.3	10.5	93	94	94
最低浓度的处理厂	3.1	1.9	2.4	98	98	98

氧化沟工艺与其他生物处理法的比较　　**表 6-12**

处理工艺	出水浓度低于下列数值的时间百分数					
	10mg/L		20mg/L		30mg/L	
	TSS	BOD_5	TSS	BOD_5	TSS	BOD_5
活性污泥法	40	25	75	70	90	85
生物滤池		2				15
生物转盘	22	30	45	60	70	90
氧化沟						
最好的厂	99	99	99	99	99	99
平均水平	65	65	85	90	94	96
最差的厂	25	25	55	55	80	72

对我国邯郸市东污水处理厂的多年运行资料分析表明，满足 BOD_5 和悬浮物浓度小于30mg/L(国家对城市二级污水处理厂出水水质的要求)出现的频率分别为 92%和 96%。

6.9.2　氧化沟工艺流程类型与设计

6.9.2.1　氧化沟的工艺流程类型

氧化沟的基本工艺流程见图 6-39，这种流程是普通氧化沟典型工艺。当前的氧化沟系统种类较多，其系统流程(或组成)各有其自己的特点。

(1) Carrousel 型氧化沟：Carrousel 型氧化沟是 1967 年由荷兰的 DHV 公司开发研制的。它的研制目的是为满足在较深的氧化沟沟渠中使混合液充分混合，并能够维持较高的传质效率，以克服小型氧化沟沟深较浅、混合效果差等的缺陷。至今世界上已有 850 多座 Carrousel 型氧化沟系统正在运行，实践证明该工艺具有投资省、处理效率高、可靠性好、管理方便和运行维护费用低等优点。

Carrousel 型氧化沟是一多沟串联系统，进水与回流活性污泥混合后，沿水流方向在沟内作不停的循环流动，沟内在池的一端安装立式表曝机，每组沟安装一个，工艺示意图见图 6-40。

Carrousel 型氧化沟曝气机均安装在沟的一端，因此形成了靠近曝气机下游的富氧区和

曝气机上游的缺氧区。设计有效深度一般为4.0～4.5m，沟中的流速0.3m/s，由于曝气机周围的局部区域的能量强度比传统活性污泥法曝气池中的强度高得多，因此氧的转移效率大大提高。

为了进一步提高Carrousel型氧化沟的脱氮效果和稳定性，DHV公司和美国的EIMCO公司在原Carrousel型氧化沟系统的基础上又开发了Carrousel 2000型氧化沟系统，见图6-41。

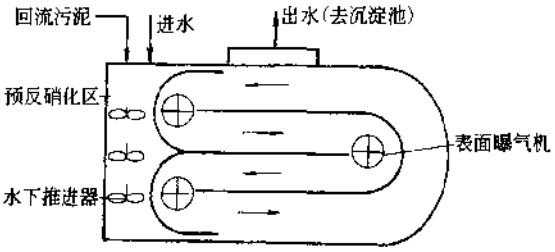


图6-41 Carrousel 2000型氧化沟系统示意

Carrousel 2000型氧化沟由于其特殊的预反硝化区的设计(占氧化沟体积的15%)，在缺氧条件下进水与一定量的混合液混合(量的大小可通过内部回流控制阀调节)；剩余部分(体积的85%)包括有氧和缺氧区，用于进行同时硝化反硝化，也用于磷的富集吸收。每座Carrousel 2000型氧化沟中配有相当数量的表曝机，实现沟内水体的推流、混合和充氧。系统的供氧量可以通过控制沟内表曝机运行台数的多少进行调节，另外从节能的角度考虑，每座沟中还装有一定数量的推进器用于保证混合液具有一定的流速，以防止污泥在进水有机物含量低的情况下发生沉淀(例如，在夜间只有1～2台表曝机运行时)。

(2) Orbal型氧化沟：Orbal型氧化沟于1960年在南非开发并使用，从1970年起，此项技术由美国Envirex公司继续进行开发和推广，目前在美国已有数百座Orbal型氧化沟投入运转。Orbal型氧化沟是由几条同心圆或椭圆形的沟渠组成，沟渠之间采用隔墙分开，形成多条环形渠道，每一条渠道相当于单独的反应器。

Orbal型氧化沟设计深度一般为4.0m以内，采用转盘曝气，转盘浸没深度控制在230～530mm。沟中水平流速为0.3～0.6m/s。

运行时，污水先进入氧化沟最外层的渠道，在其中不断循环的同时，依次进入下一个渠道，最后从中心的排出混合液，进入沉淀池。因此，Orbal型氧化沟相当于串联的一系列完全混合反应器的组合。

污水厂Orbal型氧化沟组成示意，见图6-42。

Orbal型氧化沟可根据需要分设两条沟渠、三条沟渠和四条沟渠。常用的为三条沟渠形式。

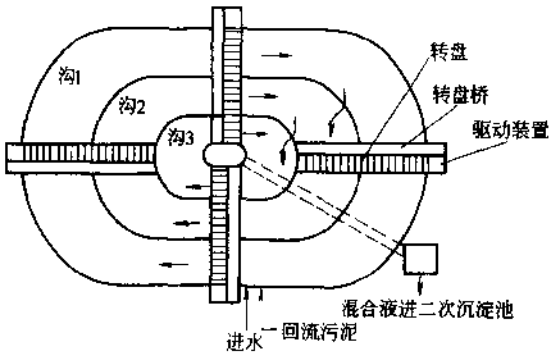


图6-42 Orbal型氧化沟组成示意

对设三条沟渠的系统，第一条沟的体积约为总体积的60%，第二条沟体积占总体积的20%～30%，第三条沟则占总体积的10%左右。运行中保持第一第二第三条沟的溶解氧浓度依次递增，通常为0、1.0、2.0mg/L。以达到除碳、除氮、节省能量的作用。

orbal型氧化沟有三个相对独立的沟道，进水方式灵活。在暴雨期间，进水可以超越外沟道，直接进入中沟道或内沟

道，由外沟道保留大部分活性污泥，利于系统的恢复。因此，对于合流制或部分合流制的污水系统，Orbal 型氧化沟均有很好的适用性。

Orbal 型氧化沟一般适用于 20 万 m^3/d 以下规模的城市污水处理厂，尤其适用于中小规模的城市污水处理厂。

(3) 一体化氧化沟：一体化氧化沟又称合建式氧化沟(Integral Combined Oxidation Ditches)，它是集曝气、沉淀、泥水分离和污泥回流功能为一体，无需建造单独的二沉池。

一体化氧化沟技术开发至今迅速得到发展，并在实际生产中得到应用。据 1987 年统计，在美国已有 92 座合建式氧化沟，较有代表性的是美国联合工业公司(United Industries Inc)的船型沉淀器(BOAT)、Armco 环境企业公司的 BMTS 系统，EIMCO 公司的 Carrousel 渠内分离器，湖滨(Lakeside)设备公司的边墙分离器以及 Lightin 公司的导管式曝气内渠和边渠沉淀分离器，此外 Envirex 公司的竖直式氧化沟。

固液分离器是一体化氧化沟的关键技术设备，目前已应用的固液分离方式多种。最为典型的是船式分离器和 BMTS 沟内分离器。船式一体化氧化沟及分离器示意，见图 6-43。

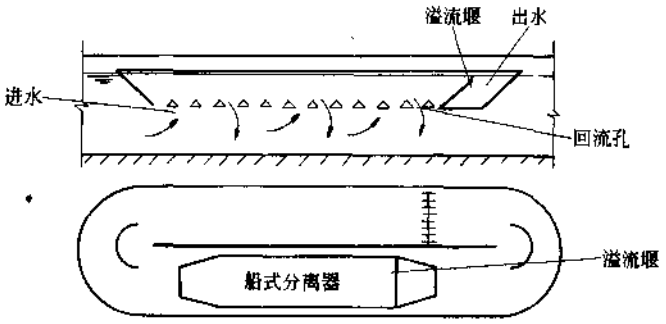


图 6-43　船式一体化氧化沟及分离器

BMTS 型一体化氧化沟使用渠道内的澄清池，由前挡板、后挡板及低部构件组成。挡板强迫水平流动的水流从低部进入澄清池。为减少澄清池中下层水流的紊动，在低部设置一系列的导流板。沟渠中混合液均匀地通过导流板之间的空隙进入澄清池，处理后的水通过浸没管或溢流堰排出，分离的污泥返回到氧化沟中。BMTS 型一体化氧化沟经济、节能、构形简单和处理效果高，尤其适合小水量污水的处理。BMTS 型一体化氧化沟示意，见图 6-44。

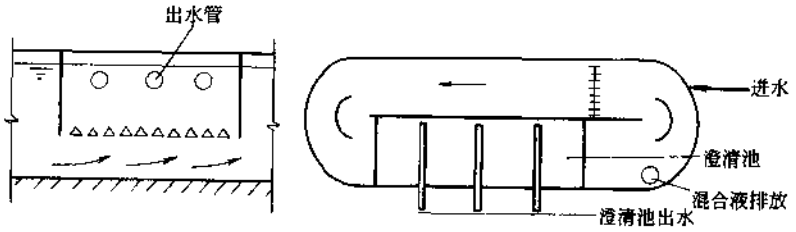


图 6-44　BMTS 型一体化氧化沟示意

(4) 交替式氧化沟(Phased Isolation Ditch)：交替式氧化沟是 SBR 工艺与传统氧化沟工

艺组合的结果，最早由丹麦 Kruger 公司开发。目前应用的主要三种交替式氧化沟是 VR 型、DE 型和 T 型，结合交替式氧化沟可以采用具有脱氮或具有脱氮脱磷的 Bio-Denitro™、Bio-Denipho™等工艺。三种交替氧化沟主要工艺特征见表 6-13，其示意见图 6-45。

交替式氧化沟的主要工艺特征 表 6-13

类　型	处 理 对 象	系统中沟的数量	各沟的功能分工	设置单独的沉淀池
VR　型	BOD_5、SS、NH_4-N	2	氧化、沉淀	不 需 要
DE　型	BOD_5、SS、TN	2	氧化、反硝化	需　　要
DE　型	BOD_5、SS、TP	2	氧化/磷的吸收、反硝化	需　　要
T　型	BOD_5、SS、NH_4-N	3	氧化、沉淀	不 需 要
T　型	BOD_5、SS、TN	3	氧化、反硝化、沉淀	不 需 要

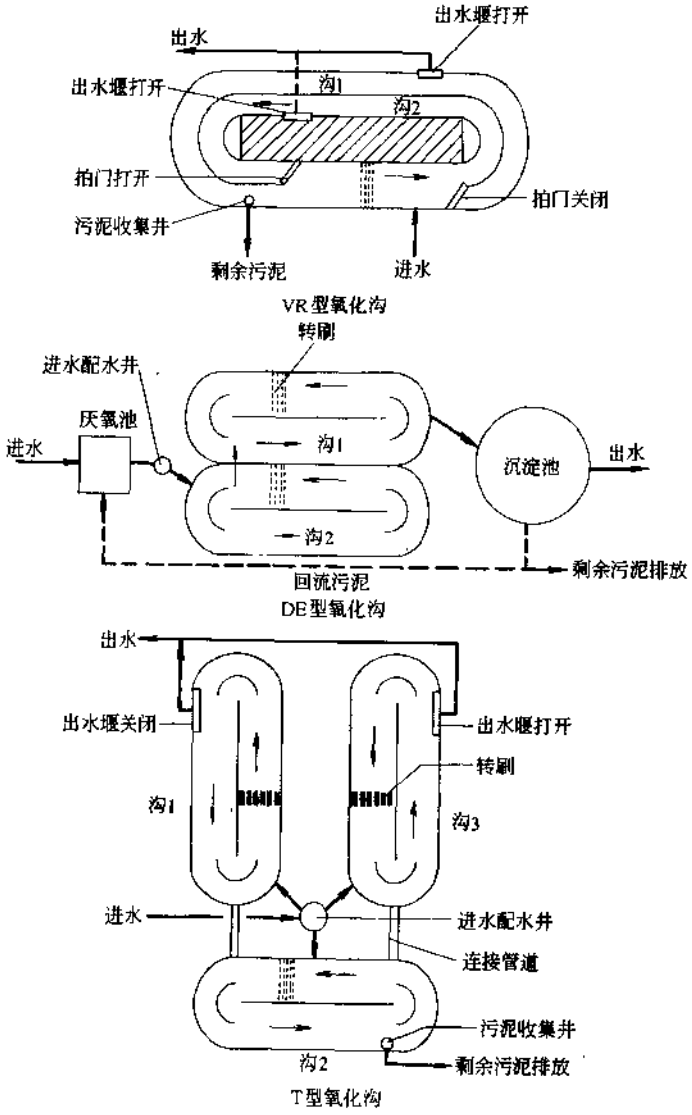


图 6-45 几种交替氧化沟示意

VR 型氧化沟是由一个池子组成，它以连续进水、连续出水方式运行。池中部为中心岛。整个沟的工作体积分为两部分，分别交替用作曝气区和沉淀区，每个功能区的一端都设有由水流压力封闭的单向活拍门，利用定时器，自动改变转刷的旋转方向，并通过沟内水流流向启闭活拍门，以改变沟中水流流动方向和各功能区的工作状态。由于构筑物中两个功能区反复用来曝气和沉淀，因而无需污泥回流系统。通常一个完整的运行周期为 8h。

DE 型氧化沟是在 VR 型氧化沟的基础上开发的，这种氧化沟与 VR 型相比在提高处理能力的同时，可以进行脱氮。整个系统由两条相互联系的氧化沟与单独设立的沉淀池组成。氧化沟仅进行曝气（脱碳、硝化）和推动混合（反硝化），而沉淀过程在沉淀池中完成。这样提高了设备和构筑物的利用率。

T 型氧化沟是以三条相互联系的氧化沟作为一个整体，每条沟都装有用于曝气和推动循环的转刷。因此，T 型氧化沟也常称为三沟式氧化沟。在三沟式氧化沟运行时，污水由进水配水井进行三条沟的进水配水切换，进水在氧化沟内，根据已设定的程序进行工艺反应。T 型氧化沟的布置可有多种形式，图 6-45（*c*）是其中的一种，另一种常采用的布置形式是三条沟井排布置，利用沟壁上的连通孔相互连接，图 6-46 为井排布置的 T 型氧化沟系统组成。

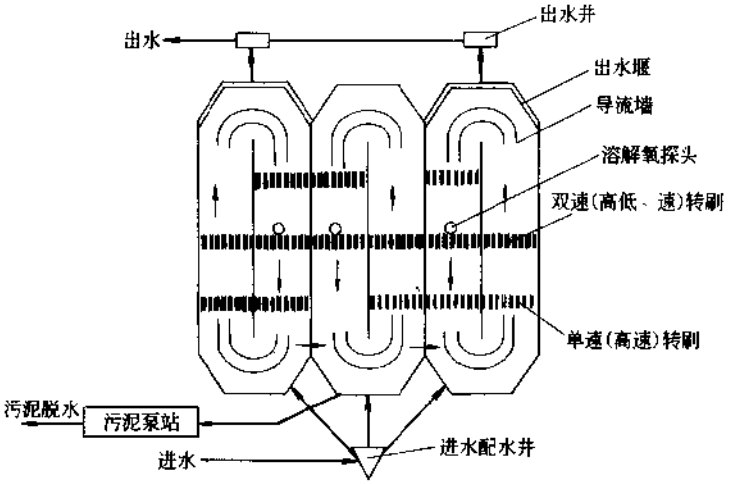


图 6-46　T 型氧化沟系统组成

在 T 型氧化沟系统中，三条沟交替变换工作方式，其中两条沟用于工艺反应（曝气和混合），另一条用作沉淀。

交替式氧化沟系统实际上是单个氧化沟的不同组合。实际上，根据使用情况还可以进行更多的组合，这是交替氧化沟系统的突出优点。

（5）其他氧化沟系统：常见的其他氧化沟系统还包括导管式氧化沟系统和射流曝气氧化沟系统。

导管式氧化沟系统是上世纪 80 年代初美国推出的，它以导管式曝气器（简称 DTA——Draft Tube Acrator）替代转刷等表曝机。导管式氧化沟由四部分组成，氧化沟（内设阻流墙）、导管式曝气器设备、导流管、供氧系统。导管式氧化沟内流速由水力推进器维持，供氧由鼓风机提供，氧化沟内的混合和供氧分别由两套装置独立承担；水流从氧化沟底部推进，可避免底部污泥淤积；DTA 氧化沟内的水深与采用转刷的氧化沟相比，较少受到限制；氧化

沟内的水位可有较大幅度的调节，而不影响导管式曝气器设备的运行；溶解氧可通过供氧量来调节，可较大幅度控制氧化沟内高氧区和低氧区的比例；DTA 设备的氧利用率较高，据日本的应用研究，当氧化沟水深 3m 时，氧利用率为 26%～34%，水深 6m 时，氧利用率可达 36%～45%。在导管式氧化沟系统中，沉淀池可以是合建式也可以是分建式。导管式氧化沟系统比较适合小型污水处理厂，我国也建有小型的 DTA 氧化沟系统，数量不多。

曝气设备采用射流曝气器的氧化沟称为射流曝气氧化沟。这种形式的氧化沟系统与其他类型的氧化沟最大的不同就是曝气设备的差异。通常在氧化沟沟底设置射流曝气装置，将压缩空气与混合液在混合室充分混合，完成水、泥、气三相混掺和传质，并以挟气溶气的状态向水流流动方向射出，达到氧化沟要求的曝气充氧和搅拌推流的双重功能。射流曝气装置沿沟宽方向均匀布置。由于射流曝气装置在池底，沟深可以较深，有资料表明沟深增加到 8m 仍然可以有良好的混合效果。

6.9.2.2 氧化沟的工艺系统的设计

(1) 设计的参数和选择：对于城市污水，氧化沟系统通常的预处理采用粗细格栅和沉砂池，一般不设初沉池。混合液在沟内的循环速度为 0.25～0.35m/s，以确保混合液呈悬浮状态。氧化沟污泥回流比采用 60%～200%，设计污泥浓度为 1500～5000mg MLSS/L，氧化沟中的氧转移效率为 1.5～2.1kg/(kW·h)。设计参数与进出水水质密切相关，与是否脱氮脱磷密切相关。

氧化沟工艺的重要设计参数及相应取值如下：

泥龄：氧化沟的设计泥龄范围为 4～48d，通常的泥龄取值为 10～30d。泥龄与温度、脱氮、脱磷要求和要求稳定污泥的程度相关。

有机负荷：氧化沟常用的设计有机负荷取值 0.16～0.35BOD_5kg/(m^3·d)。

污泥负荷：0.03～0.10BOD_5kg/(kg MLSS·d)。

水力停留时间：对于城市污水，采用的数值为 6～30h。

(2) 氧化沟的工艺系统的设计：

1) 氧化沟工艺设计一般的原则：除考虑有机物的去除和污泥的稳定的要求外，目前氧化沟的设计中，通常考虑脱氮，有时还要考虑脱磷的要求。脱氮时按如下步骤进行：

① 确定进水水质和出水水质。

② 调查进水的 pH 值和营养物含量是否适合生物处理的要求；要求脱氮时，应考虑碳源的来源和质量。

③ 估算用于合成的总氮量和需要去除的总氮量；

④ 计算硝化菌的生长速率 μ_n 和在设计环境条件下硝化所需最小污泥平均停留时间 θ_{cm}；

$$\mu_n = 0.47e^{0.098(T-15)}\left[\frac{N}{N+10^{0.051T-1.158}}\right]\left[\frac{DO}{K_{O_2}+DO}\right][1-0.833(7.2-pH)] \quad (6\text{-}44)$$

式中 μ_n——硝化菌的生长率(d^{-1})；

N——出水的 NH_4^+-N 的浓度(mg/L)；

T——温度(℃)；

DO——氧化沟中的溶解氧浓度(mg/L)；

K_{O_2}——氧的半速常数 O_2(mg/L)，0.45～2.0mg/L。

则最小污泥平均停留时间为

$$\theta_{cm}=1/\mu_n \tag{6-45}$$

⑤ 选择安全系数来计算氧化沟设计污泥停留时间；

$$\theta_{cd}=SF\theta_{cm} \tag{6-46}$$

式中　θ_{cd}——设计污泥停留时间(d)；

SF——安全系数，与水温、进出水水质、水量等因素有关，通常取 2.0～3.0。

⑥ 计算去除有机物及硝化所需的氧化沟体积和水力停留时间；

$$V=\frac{YQ(S_0-S_e)\theta_{cd}}{X(1+K_d\theta_{cd})} \tag{6-47}$$

式中　V——用于硝化及氧化有机物所需的氧化沟有效体积(m^3)；

Y——污泥产率系数(kg VSS/kg 去除 BOD_5)，对城市污水取 0.3～0.5；

Q——处理水流量(m^3/d)；

S_0——进水 BOD_5 浓度(mg/L)；

S_e——出水 BOD_5 浓度(mg/L)；

θ_{cd}——污泥龄(d)，如考虑污泥稳定，θ_{cd}取 30d 左右；

K_d——污泥内源呼吸系数(d^{-1})，对城市污水，K_d 取 $0.03\sim0.10d^{-1}$；

X——混合液污泥浓度(kgMLVSS/L)，考虑脱氮时，X 取 2.5～3.5kg VSS/L。

⑦ 估算在硝化过程中所消耗的和在反硝化过程中所产生的碱度。通常系统中应保证有大于 100mg/L($CaCO_3$ 计)的剩余碱度(即保持 pH≥7.2)，以保证硝化时所需的环境；

$$\begin{aligned}\text{剩余碱度(或出水碱度)}=&\text{进水碱度(以 }CaCO_3\text{ 计)}+3.57\times\text{反硝化 }NO_3^-\text{-N 的量}\\&+0.1\times\text{去除 }BOD_5\text{ 的量}-7.14\times\text{氧化沟氧化总氮的量}\end{aligned} \tag{6-48}$$

式中　3.57——反硝化 NO_3^--N 产生的碱度[mg/(mgNO_3^--N)]；

0.1——去除 BOD_5 产生的碱度[mg/(mgBOD_5)]；

7.14——氧化 NH_4^+-N 消耗的碱度[mg/(mgNH_4^+-N)]。

⑧ 选择反硝化速率：

$$r'_{DN}=r_{DN}\times1.09^{(T-20)}(1-DO) \tag{6-49}$$

式中　r'_{DN}——实际的反硝化速率[mgNO_3^--N/(mgVSS·d)]；

r_{DN}——反硝化速率[mgNO_3^--N/(mg VSS·d)]，在温度为 15～27℃，城市污水取值范围 0.03～0.11；

DO——反硝化条件下的溶解氧浓度(mg/L)。

⑨ 依据反硝化速率和 MLVSS 浓度，确定反硝化所要求增加的氧化沟的体积，

$$V'=\frac{\Delta S_{NO_3}}{Xr'_{DN}} \tag{6-50}$$

式中　V'——反硝化所需氧化沟的反应体积(m^3)；

ΔS_{NO_3}——去除的硝酸盐氮量(kg/d)；

其他符号同前。

因此，氧化沟总体积为 $V_{总} = V + V'$ (6-51)

在同时有脱磷要求时，氧化沟前要设专门的厌氧池，厌氧池水力停留时间按 1.0～2.0h 考虑，如果进水中快速可降解有机物含量高，水力停留时间可以取得小一些，生物反应系统的污泥停留时间不宜大于 20d。

2）需氧量的确定：氧的供给是以需氧量为依据的，计算需氧量时，假定除了用于合成的那一部分有机物外，所有有机物都被氧化。同样，除了用于合成的那部分氮外，其余的氮都需被先氧化，然后在反硝化的过程中再被还原，此过程还可获得一部分氧。因此，需氧量可以表示为：

需氧量 =［去除的 BOD－剩余污泥的 BOD］+［去除氮的需氧量－剩余污泥含 NH_4^+-N 氧化所需氧量］－反硝化中获得的氧量 (6-52)

用公式可表示为：

$$O_2 = Q\frac{S_0 - S_e}{1 - e^{-Kt}} - 1.42\Delta X_{VSS} + 4.5Q(N_0 - N_e) - 0.56\Delta X_{VSS} - 2.6Q\Delta NO_3 \quad (6\text{-}53)$$

式中 O_2——同时去除 BOD_5 和脱氮所需的氧量（kgO_2/d）；

Q——污水流量（m^3/d）；

S_0——进水 BOD_5（mg/L）；

S_e——出水 BOD_5（mg/L）；

K——速率常数（d^{-1}）；

t——BOD 试验天数（d），对 BOD_5，$t = 5d$；

ΔX_{VSS}——每日产生的生物污泥量（VSS kg/d）；

N_0——进水氮浓度（mg TKN/L）；

N_e——出水氮浓度（mg TKN/L）；

ΔNO_3——还原或反硝化的硝酸盐氮量（$mgNO_3^-$-N/L）

得到需氧量后，可根据工艺要求选择曝气设备。由于考虑厌氧或缺氧的要求，还需核算混合需要的最小净输入功率（以确保沟内平均水流速度大于等于 0.25m/s）。混合要求的最小功率可用下式计算：

$$P/V = 0.94(\mu)^{0.3}(MLSS)^{0.298} \quad (6\text{-}54)$$

式中 μ——绝对粘滞性系数，20℃时等于 1.0087；

P/V——单位体积需要的净输入功率（W/m^3）；

MLSS——氧化沟中混合液污泥浓度（mg/L）。

3）沉淀池的设计：氧化沟工艺由于通常采用延时曝气工艺参数，因此污泥的沉降性能要优于普通活性污泥法工艺。典型的沉淀池设计参数见表 6-14。

氧化沟工艺中沉淀池设计的推荐参数 表 6-14

溢流率［$m^3/(m^2 \cdot d)$］	固体负荷［$kg/(m^2 \cdot d)$］	堰负荷率［$m^3/(m \cdot d)$］
12.2～20.4	4.9～82	124～186

4) 剩余污泥量的确定:针对我国城市污水的特点,在泥龄为 10～30d,氧化沟工艺的污泥产率为 0.3～0.5 kg VSS/kg 去除 BOD_5。剩余污泥量的计算应考虑泥中惰性物质和沉淀池出水流失的固体,基本公式可表示为:

$$\Delta x = Q\Delta S[Y/f(1+K_d\theta_c)] + X_1Q - X_eQ \tag{6-55}$$

式中　Δx——总的剩余污泥量(kg/d);

Q——污水流量(m^3/d);

ΔS——[进水 BOD_5(mg/L) - 出水 BOD_5(mg/L)];

Y——污泥产率,kg VSS/kg 去除 BOD_5;

f——MLVSS/MLSS 之比;

θ_c——设计污泥停留时间(d);

X_1——污泥中的惰性物质(mg/L)为进水总悬浮物浓度(TSS)与挥发性悬浮物浓度(VSS)之差;

X_e——随出水流出的污泥量(mg/L)。

6.9.3 氧化沟的运行条件与特性

6.9.3.1 营养物去除

氧化沟系统容易实现碳的氧化、硝化和反硝化。卧式表曝机(转刷、转盘)、立式表曝机或导管式曝气机等曝气设备在氧化沟中只是在一点或几点进行曝气,溶解氧浓度在曝气点最高,由于好氧微生物的呼吸作用,混合液在随后的流动中,溶解氧的浓度不断下降。在一定的时间后,会在曝气机的上游形成缺氧区(见图 6-40)。随着污水水质和水量的变化,使得氧的吸收速率和转移速率发生变化,进而造成缺氧区的位置和体积要发生变化。因此,为了创造缺氧区满足反硝化的需要,应设置溶解氧的控制系统;同时为了维持混合液的悬浮状态,要确保设备向混合液的功率输入。另外氧化沟系统必须设置可调节出水堰,调节表曝机的浸没深度,或用双速曝气器,以适应由于昼夜水量变化和季节变化对氧的需求。

Orbal 同心圆氧化沟类似同心圆多级串联反应器。最外圈的沟溶解氧几乎为零,内圈的沟的氧浓度逐渐增加。混合液由内圈沟回流到最外圈的沟中,在内圈沟产生的硝酸盐氮在外圈沟中进行反硝化。表 6-15 是牛口峪污水处理厂 Orbal 氧化沟的处理效果,表 6-16 是该厂 Orbal 氧化沟实际运行参数。

北京燕山石化公司牛口峪污水处理厂 Obral 氧化沟的处理效果　　表 6-15

项目＼指标	COD (mg/L)	BOD (mg/L)	SS (mg/L)	TKN (mg/L)	NH_4-N (mg/L)	NO_X-N (mg/L)	TN (mg/L)	pH
进　水	396	197	31	16.1	11.6	1.6	17.44	8.0
外　沟	37	5	—	1.89	未检出	0.72	1.96	—
中　沟	24	4	—	1.09	未检出	0.61	1.26	—
内　沟	24	3	—	0.95	未检出	0.6	1.18	—
出　水	28	3	13	0.98	未检出	1.39	1.43	8.0
去除率	93%	—	—	94%	—	—	92%	—

牛口峪污水处理厂 Orbal 氧化沟实际运行参数 表 6-16

运行参数		平均值	范围
进水流量		894	851~937
水力停留时间(h)		19.5	18~21
转盘运行组数	外沟	5	—
	中沟、内沟	3	—
污泥回流比(%)		62	59~65
MLSS(mg/L)		3084	2923~3245
MLVSS/MLSS		0.78	—
溶解氧 (mg/L)	外沟	0	0~0.3
	中沟	0.5	0.1~0.9
	内沟	3.4	2.9~3.9

牛口峪污水处理主要处理工业废水及少量生活污水。该厂采用二级生物处理工艺,生物处理工段为 Orbal 氧化沟,设计规模为 60000m^3/d。

交替式氧化沟(Phased isolation ditch)将营养物去除过程结合进氧化沟工艺,通过设置缺氧带或厌氧区,达到反硝化或厌氧嗜磷的效果。它的工艺过程有些类似 SBR 反应器,好氧、缺氧、厌氧过程在一条沟或几条沟中顺序进行。与常规的 SBR 不同,交替式氧化沟采用连续进出水,因此也就不需调节池。

DE 型和 T 型氧化沟可以改变为硝化和反硝化模式运行。具有脱氮模式的 DE 型氧化沟的操作模式见图 6-47。在工艺中,各池的曝气、缺氧交替出现。在曝气状态下,曝气机启

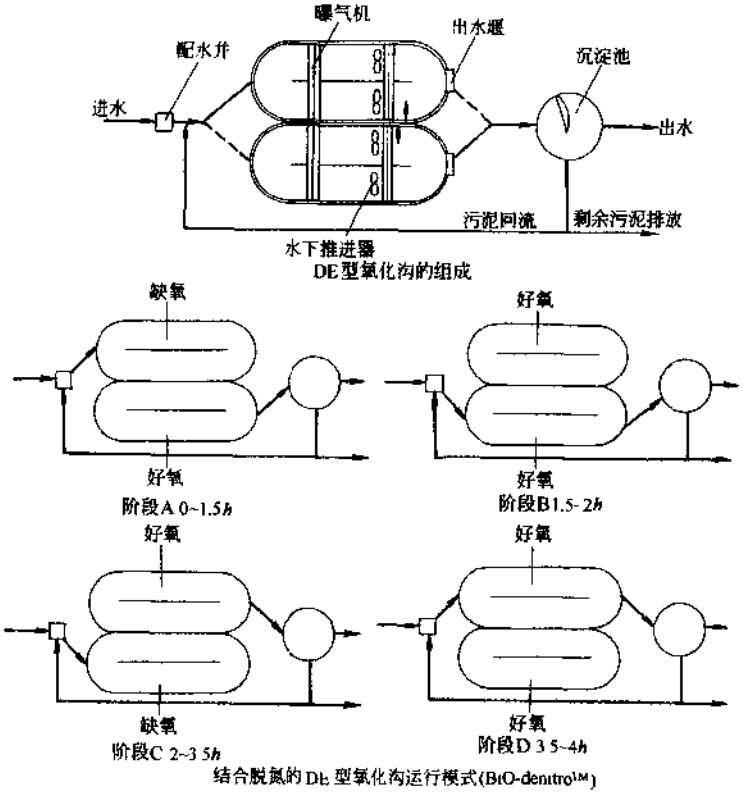


图 6-47 脱氮模式的 DE 型交替式氧化沟

动进行充氧，同时进行泥水混合；在缺氧条件时，关闭曝气机，开启水下推进器，进行泥水混合。这种运行模式中，硝化阶段形成的硝酸盐氮进入下一阶段，进行反硝化脱氮，因此不采用内混合液循环。

交替式氧化沟为运行管理人员提供了很大的操作灵活性，可以通过控制各阶段的时间长度（相应改变了硝化或反硝化的体积），来取得满意的运行效果。而且，利用连续溶解氧的在线实时监测，可以自动启动或关闭曝气机，进而降低了动力的消耗。在丹麦运行的75座交替式氧化沟系统中，出水的总氮浓度都小于8.0mg/L。为达到除磷的效果，氧化沟系统应设置相应的厌氧区或构筑物，以及采用必要操作方式。

图6-48结合脱氮、脱磷的DE型交替式氧化沟运行模式，图6-49是结合交替氧化沟运行的脱磷脱氮工艺流程模式（Trio-denipho™）。

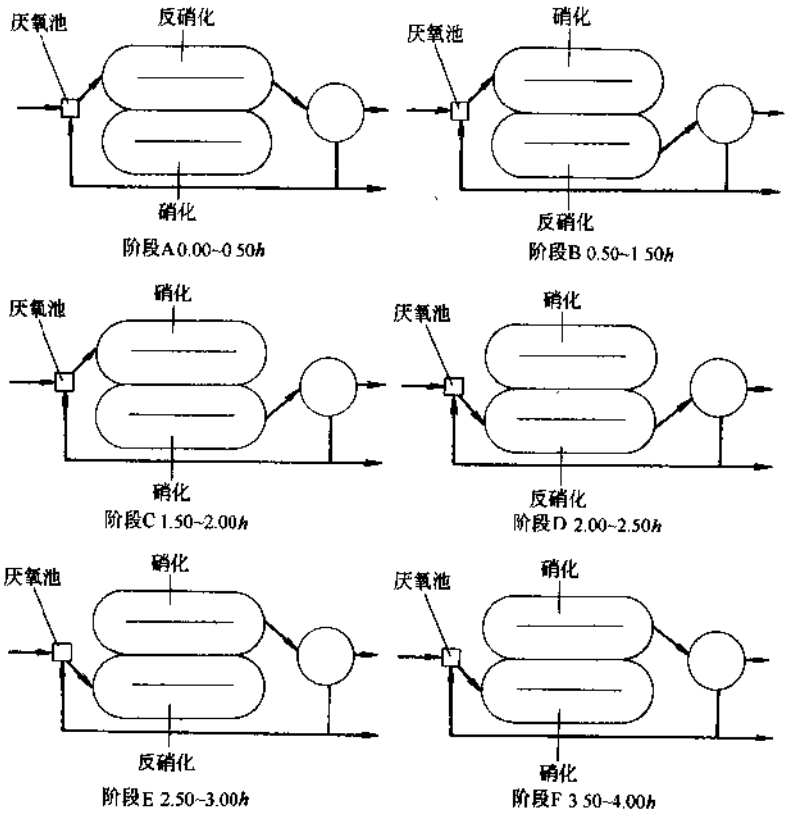


图6-48　结合脱氮、脱磷的DE型氧化沟运行模式（Bio-denipho™）

西安市北石桥污水净化中心采用具有脱氮脱磷的DE型氧化沟系统（类似图6-48Bio-denipho™模式），一期工程为15万m^3/d，对各阶段处理效果实测结果表明，DE型氧化沟处理城市污水效果显著。COD、TN、TP的总去除率分别达到87.5%～91.6%、63.6%～66.9%、85.0%～93.4%，出水TN为9.0～10.1mg/L、TP为0.42～0.45mg/L，处理水质优于国家二级出水排放标准。

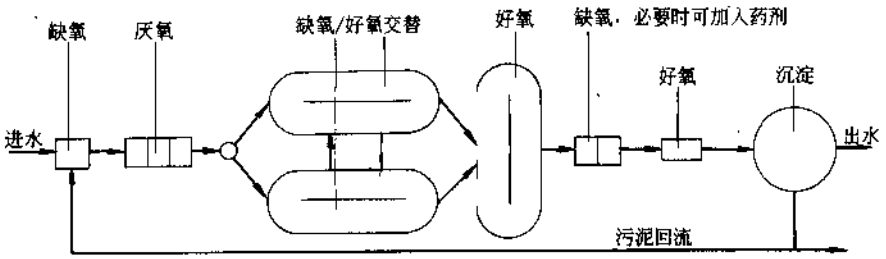


图 6-49 结合交替氧化沟运行的脱磷脱氮工艺流程模式(Trio-denipho™)

6.9.3.2 高负荷氧化沟的运行效果

以长沙市第二污水净化中心为例。该厂采用 Carrousel 氧化沟工艺，日处理城市污水 14 万 t，采用高负荷方式运行，其设计参数如下：

HRT＝3.74h；

SRT＝13d；

MLSS＝3000mg/L，MLVSS＝1650mg/L；

$K_{总}$＝1.21；

F/M＝0.187kg·BDO_5/(kg MLVSS·d)；

活性污泥回流比：50%～100%；

二沉池表面负荷：1.16m^3/(m^2·h)。

实际运行主要参数范围：

水力停留时间：HRT＝3.74h；

污泥停留时间：SRT≥13d；

氧化沟平均混合液浓度：7611mg/L；

活性污泥回流比：50%～100%。

在高负荷下运行，氧化沟系统得到了比较好的去除有机物和悬浮物效果，表 6-17 是连续较高负荷下运行结果统计结果。

连续较高负荷下氧化沟工艺运行结果 表 6-17

COD(mg/L)			SS(mg/L)		
进 水	出 水	去除率	进 水	出 水	去除率
208.0	12.0	94.2	109	12	89.0
217	13	94	99	10	89.9
224.0	4.0	98.2	86	10	91.9
216.0	15.0	93.1	97	12	87.6
212.0	24.0	88.7	93	15	83.9

长沙市第二污水净化中心部分经济技术指标如下：

工程总占地：2.97hm^2；

处理单位污水占地：0.212hm^2(万 t·d)；

处理每吨污水耗电量：0.106kW·h/t。

6.9.3.3　有关氧化沟的污泥性质

(1) 剩余污泥的消化程度：普通活性污泥法工艺中，剩余污泥通常需要单独的厌氧或好氧消化，以使其稳定。氧化沟工艺一般不单独设置污泥消化构筑物。氧化沟工艺通常以低负荷、高泥龄的方式运行，从微生物代谢的角度讲，工艺中的微生物已处于内源呼吸阶段。但为维持必要的处理功能，仍应保持微生物一定的活性。绝对稳定的生物污泥是难以得到的，要使污泥绝对稳定，经济上的投入也将会使污泥稳定的方法难以应用。

用两种方法● 对泥龄为 30d 的某交替式氧化沟剩余污泥进行检则，结果为：污泥最大吸氧速率为 0.276kg O_2/(kg VSS·d)；对剩余污泥，维持溶解氧浓度为 2.0mg/L，不加料，连续曝气 120h，浮固体重量损失 22.5%。

因此可以说，氧化沟排放的剩余污泥只是相对稳定。

(2) 氧化沟工艺剩余污泥的脱水性能：通常认为，污泥比阻大于 $10\sim100\times10^{11}$cm/g 时，为难过滤污泥；污泥比阻为 $5\sim9\times10^{11}$cm/g 时，为中等难过滤污泥；污泥比阻小于 4×10^{11}cm/g 时，为易过滤污泥。表 6-18 列出了氧化沟工艺产生的污泥比阻与其他污泥比阻的比较，可以看出氧化沟污泥有比较好的脱水性能。

各种污泥的典型比阻　　表 6-18

污泥类型	比阻($\times10^{11}$cm/g)	污泥类型	比阻($\times10^{11}$cm/g)
初沉池污泥	150～500	氧化沟剩余污泥①	8.7
普通活性污泥法生物污泥	10～100	厌氧污泥＋絮凝剂	3～40
厌氧污泥	100～600	氧化沟剩余污泥①＋0.2%絮凝剂	2.15

① 实测 T 型氧化沟剩余污泥。

6.9.4　氧化沟主要设备

与氧化沟工艺相关的比较专用的设备主要有：曝气设备、专用混合设备、进出水配套设备和水质(在线实时)测量设备等。有时曝气设备和混合设备为一体，如转刷曝气机，高速转动时完成充氧和水流推动的功能；低速转动时仅进行水流推动。

6.9.4.1　曝气设备

表 6-19 为氧化沟常用的曝气设备一览。

氧化沟常用的曝气设备　　表 6-19

机械曝气设备	轴水平安装型	转刷型
		笼形转子
		转盘式(常用于 Orbal 型氧化沟)
		巨型转子
	轴倾斜安装型	螺旋吸气式

● 所采用判断好氧消化程度和污泥稳定程度的方法：

1) 污泥最大吸氧速率小于 0.1～0.2kgO_2/(kgVSS·d)，则表明污泥经过好氧消化过程已基本得到稳定。

2) 维持溶解氧浓度为 2.0mg/L，不加料，连续曝气 120h，如悬浮固体重量损失不超过 10%，则表示污泥稳定。

续表

机械曝气设备	轴垂直安装型	转锥式(常用于 Carrousel 型氧化沟)
		竖管式(用于导管式氧化沟)
射流曝气器	浸没式	
	冲击式	
水力曝气装置	利用泵的提升形成水幕进行跌水曝气	
复合曝气装置	利用水下推进器结合微孔曝气装置	

(1) 氧化沟用的机械曝气设备:属于表面曝气设备,其主要作用是把空气中的氧溶入水,曝气器在水体表面旋转时产生水跃,把大量水滴和片状水幕抛向空中,水与空气的充分接触,使氧很快溶入水体。充氧的同时,在曝气器转动的推流作用下,将池底层含氧量少的水体提升向上环流,不断地充氧。

当前氧化沟常用的机械曝气设备主要有轴垂直安装型和轴水平安装型两类。

1) 轴垂直安装型:典型的是 Carrousel 氧化沟用的垂直轴表面曝气器,曝气机主要由倒伞型曝气叶轮,主轴,减速机,叶轮升降机构及电动机组成。倒伞型叶轮由竖轴和减速机的输出轴连接,作水平旋转。叶轮旋转所产生的径向推力可使混合液以一定的速度在氧化沟内流动,不仅满足了工艺需要,也使活性污泥不致沉淀。叶轮最大线速度一般低于 5m/s,改变叶轮速可调节充氧量。转速越大,充氧量越大。叶轮淹没深度可影响充氧量及对氧化沟内混合液的推动力。淹没深度适度可提高充氧量;大的淹没深度可有大的推动力,但不一定有大的充氧量。但叶轮淹没度很小的增加,其轴功率将增加很多。通常叶轮最大淹没深度为 60mm,最佳淹没深度 40mm 左右。垂直轴表面曝气器的重大特点是有较大的提升能力,因此可以增加氧化沟的沟深,减小占地面积。通常曝气设备动力效率为 1.8～2.3kgO_2/(kW·h),设计水深为 4～5m。

2) 氧化沟常用轴水平安装型曝气设备主要有转刷曝气机和转盘曝气机两类。

① 转刷曝气机:具有推流能力强,充氧负荷调节灵活,效率高且管理维修方便等特点。转刷曝气机由电动机、减速传动装置和转刷主体等主要部件组成。

转刷的形状和构造见图 6-50,它以热轧无缝钢管或不锈钢管为转轴,在轴的外部沿轴长安装许多叶片,转刷由多条冲压成形的叶片用螺栓连接组合而成。目前叶片应用最多为矩形窄条状,叶宽一般在 50～76mm,常为矩形,厚度 2～3mm。

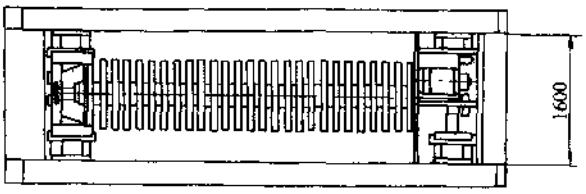


图 6-50 氧化沟所用转刷的形状和构造

按刷片在传动轴上安装排列的形式分螺旋式与错列式,螺旋式安装排列是在传动轴上,刷片沿轴向螺旋式排列,每圈叶片呈放射状径向均布。圈与圈之间留有间距,以增大水与空

气混合空间。对直径1000mm的转刷。每圈12片，每m约6.67圈；错列式安装是在传动轴上，转刷叶片沿轴向呈直线错列状排列，叶片分布与前同。在上述叶片和圈间留有间距条件下，相邻叶片在轴上排列时的错位角为15°。

考虑到长期在污水中运转，转刷要进行防腐处理，转刷无故障连续运行时间通常不少于6000h。

调整转刷的转速和浸没深度，可以调整转刷充氧能力，适应工艺条件的要求（如曝气充氧、混合推动等）。采用转刷的氧化沟通常设计水深为3.5m，过深的转刷氧化沟将会降低设备的充氧和混合效果。

转刷依据转轴有效长度常分为3000、4500、6000、7500、9000mm五种规格，表6-20是我国《曝气转刷认定技术条件》（HCRJ 034—1998）中列出的直径为1.0m的转刷技术参数。

直径为1.0m的技术参数　　**表6-20**

有效长度（mm）	转刷直径（mm）	规格		转速（r/min）	电动机功率（kW）	叶片浸深（mm）	动力效率［kgO_2/（kW·h）］	充氧能力［kgO_2·/h］	推动力①（m^3/m）
3000	1000	双速	高速	72～74	13/16	200～300	1.8	24	265
			低速	48～50			1.8	10	—
		单速		72～74	15		1.8	24	265
4500	1000	双速	高速	72～74	18.5/22	200～300	1.8	35	265
			低速	48～50			1.8	15	—
		单速		72～74	22		1.8	35	265
6000	1000	双速	高速	72～74	22/28	200～300	1.8	46	265
			低速	48～50			1.8	21	—
		单速		72～74	30		1.8	46	265
7500	1000	双速	高速	72～74	26/32	200～300	1.8	56	265
			低速	48～50			1.8	28	—
		单速		72～74	37.5		1.8	56	265
9000	1000	双速	高速	72～74	30/45	200～300	1.8	74	265
			低速	48～50			1.8	35	—
		单速		72～74	45		1.8	74	265

① 推动力：指在实际应用中，转刷使沟内混合液达到0.3m/s平均流速时，每米有效长度能推动水的体积。

② 转盘曝气机：由曝气转盘、水平轴、轴承、减速机和电动机等构成的表面式曝气器，这种类型的曝气机用在Orbal型氧化沟较多。

转盘曝气机是利用安装于水平转轴的转盘转动时，对水体产生切向水跃推动力，促进污水和活性污泥的混合液在渠道中连续循环流动，进行充氧与混合。

转盘转动轴采用厚壁热轧无缝钢管或不锈钢管加工而成。

转盘是曝气机主要工作部件，由抗腐蚀玻璃钢或高强度工程塑料压铸成形。图6-51所

示为转盘整体外形，盘面自中心向圆周有呈放射线状规则排列的若干符合水力特性的楔形凸块，形成许多条螺旋线，其间密布着大量的圆形凹穴。

转盘设计成中线对开剖分式，以半法兰形式，用螺栓对夹紧固于轴上，构成转盘整体。这种对夹式的安装方式，对转盘拆卸及安装密度的调整带来方便。

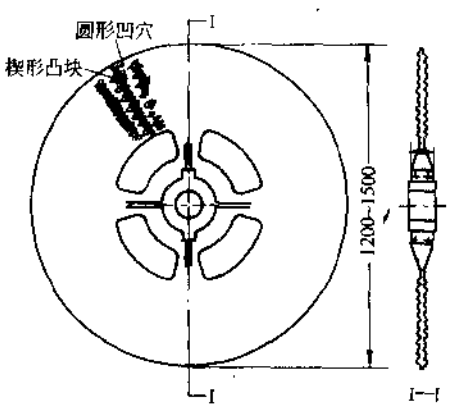


图 6-51 氧化沟所用转盘的形状和构造

转盘的浸没水深一定时，当改变转盘转速时，转盘转速增高，充氧能力随之升高，即充氧量与转速成线性关系。当转速超过 55r/min 时，充氧量并无明显增加，会出现较多的水带回上游侧，即回水现象。浸没深度的变化是影响转盘充氧能力的敏感因素。在任一转速和工作水深的条件下，充氧能力均随转盘浸没深度增加而提高，但当浸没深度达到一定值时，充氧能力提高十分迅速，但超过一定的上限值时，充氧能力则基本保持稳定，这一数值因转盘几何尺寸的差异有变化。按目前使用的曝气转盘浸没深度为 0.40～0.53m 之间。按照转盘构造尺寸，每米轴长可装设 5 盘。在实际运用中，为了减小安装、拆卸的工作难度，转盘最大安装密度以每米轴长 4 盘左右为宜。

转盘转速一般为 45～60r/min。采用转盘的氧化沟设计水深为 4.0m。转刷曝气机有效长度分为 2.0、2.5、3.0、3.5、4.0、4.5、5.0、6.0、7.0、8.0、9.0m 等，以对应于不同的沟宽需要。转盘直径规格分为 1200、1300、1400、1500mm 等。

通常曝气转盘单盘充氧能力大于 1.4kgO_2/(盘·h)；动力效率大于 2.5kgO_2/(kW·h)(以轴功率计)。

(2) 水下曝气设备：水下曝气设备在水体底层或中层充空气，使空气与水体充分均匀混合，完成氧的气相到液相转移以及混合液的推动。

例如在射流曝气氧化沟中，射流曝气机(器)一般设置氧化沟的底部。外接加压水管、压缩空气管与射流器构成曝气系统。其工作原理是将送入的压缩空气与加压水充分混合后向水平方向喷射，形成射流和混合搅拌区，对水体进行充氧曝气。由于射流带在水平及垂直两个方向的混合作用，因而可得到良好的混合效果，氧转移率较高。缺点是需要外设加压水管及压缩空气系统，使得整个系统较复杂。水深 4.5m 时，射流曝气器的气水比应大于 1，射流曝气器氧的利用率应不小于 20%，动力效率应大于 1.6kgO_2/(kW·h)。

有关氧化沟用曝气设备详见给水排水设计手册第 9 册《专用机械》。

6.9.4.2 混合设备

专用混合设备主要用来推动水流流动，防止污泥沉淀，并使有机物、微生物充分混合。氧化沟的专用混合设备用在反硝化过程、厌氧池(用于除磷工艺中)。在采用复合曝气装置的氧化沟系统中，采用专用混合设备可以加大池深。

氧化沟系统中所常用的混合设备是水下推进器，有关产品的形式和参数见本手册第九册专用机械。水下推进器潜水运行，潜水深度最大为超过 20m。水下推进器由电动机、减速传动装置、搅拌器、导流罩以及电控和监测系统等组成。搅拌器螺旋桨式，材料多为铸铁或不锈钢。减速传动装置主要由一对斜齿轮、轴承和油箱组成。驱动齿轮安装在电动机输出

轴上，被动齿轮装在搅拌机轴上，材料一般选用优质钢，设计寿命为75000h。

螺旋桨式推进器的设计是根据潜射流理论，它能有效传递对应电动机输出的最大搅拌效率，在叶片设计时需考虑到防止异物缠绕桨叶的因素。为了获得远流程的流场要求，可以设导流罩。

水下推进器目前也在复合曝气装置氧化沟中使用，见图6-52。

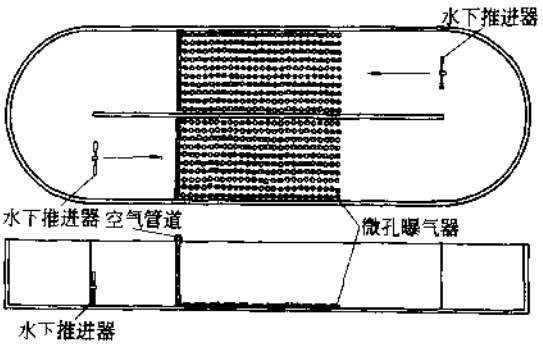


图6-52　复合曝气装置的氧化沟系统中水下推进器的布置

6.9.4.3　氧化沟进出水装置

在有多个氧化沟平行工作时（如三沟交替式氧化沟），需要进水装置进行配水，以保证配水均匀，尤其在交替式氧化沟系统中，进水装置必不可少。进水装置一般采用配水堰或配水闸，起到均匀配水、控制流量会改变进水方向的作用。进水装置通常设在配水进水井中，进水配水堰降落后进水，抬起则不进水。在气候寒冷地区，配水堰要有加热装置，防止堰被冰冻。进水装置通常为自动控制系统，依据预先设置好的程序，完成定时的开启。

氧化沟中的出水装置（堰），除完成排出处理后水的作用外，还可以通过调节堰的起落高低控制沟内水位高低，以调节曝气机浸没深度，进而调节充氧和推动效果。出水装置通常也为自动控制系统，依据预先设置好的程序，完成定时的开启。需注意的是在气候寒冷地区，出水装置也要有加热装置，防止堰被冰冻。当出水时，氧化沟作为沉淀功能，堰上的水深不宜大于50mm，避免跑泥。

6.9.4.4　在线实时检测仪表设备

氧化沟内常设的在线检测仪表设备主要有膜电极溶解氧仪、固体悬浮物测定仪、NH_4^+-N浓度测定仪等，通过数据的输出，可以及时了解沟内的工艺状况。通常在线检测仪表设备由PLC现场站控制，可以输入输出大量信号点，对近程和远程的设备进行实时检测、控制和报警。并实时显示所选择路径上设备的启动、运行、停止状况。采用声、光报警装置方式实时监视系统报警原因，并可打印设备故障分析表，有效地对系统实现监控，及时调整氧化沟内各种设备的运行状况，最终能够快速解决工艺出现的问题。如东莞市塘厦镇水质净化厂的双沟式氧化沟，转刷由时间、溶解氧及温度等参数控制，通过PLC控制系统，转刷的操作状态有12种之多，使控制方便、快捷。

6.9.5　工艺设计示例

氧化沟工艺设计参数的取值参见“6.9.2.2 氧化沟的工艺系统的设计(1)设计的参数和选择”。

由于不同类型的氧化沟有自己的特点，因此在工艺设计时还略有不同。另外设计中还应向设备制造商详细咨询有关设备的性能信息，以便使与工艺设计匹配。下面为两种不同类型氧化沟工艺示例。

【例1】　已知：设计处理城市污水的Carrousel氧化沟，处理水量$Q_{总}=40000m^3/d$，进出

水水质如下：

进水水质：

$BOD_5=200mg/L$。

$TSS=240mg/L$。

$VSS=200mg/L$。

$TKN=35mg/L$。

碱度 $=250mg/L$(以 $CaCO_3$ 计)。

最低、最高水温 15℃、25℃。

设计出水水质：

$BOD_5=30mg/L$。

$TSS=30mg/L$。

$NH_4^+-N=2mg/L$。

$NO_3^--N=10mg/L$。

【解】 考虑小型处理厂污泥不进行厌氧或好氧消化稳定，因此设计污泥龄取 30d，使其部分稳定。为提高系统抗负荷变化的能力，选择混合液污泥浓度 MLSS 为 4000mg/L，$f=MLVSS/MLSS=0.7$，溶解氧浓度 $C=2.0mg/L$。平行设计两组氧化沟，每组设计流量 $Q=20000m^3/d$。

(1) 碱度校核

$$\begin{aligned}\text{出水碱度剩余碱度}&=\text{进水碱度(以 }CaCO_3\text{ 计)}+3.57\times\text{反硝化 }NO_3^--N\text{ 的量}+\\&\quad 0.1\times\text{去除 }BOD_5\text{ 的量}-7.14\times\text{氧化沟氧化总氮的量}\\&=250+3.57\times19+0.1\times170-7.14\times29\\&=128mg/L\text{(以 }CaCO_3\text{ 计)}>100\end{aligned}$$

满足碱度要求(反硝化 NO_3^--N 量的计算见后)。

(2) 计算硝化菌的生长速率 μ_n 硝化所需最小污泥平均停留时间 θ_{cm}，取最低温度 15℃，氧的半速常数 K_{O_2} 取 2.0mg/L，pH 按 7.2 考虑。

$$\begin{aligned}\mu_n&=0.47e^{0.098(T-15)}\times\left[\frac{N}{N+10^{0.051T-1.158}}\right]\times\left[\frac{DO}{K_{O_2}+DO}\right]\times[1-0.833(7.2-pH)]\\&=0.47e^{0.098(15-15)}\times\left[\frac{2}{2+10^{0.051\times15-1.158}}\right]\times\left[\frac{2}{2+2}\right]=0.195d^{-1}\end{aligned}$$

因此，满足硝化最小污泥停留时间为 $\theta_{cm}=1/\mu_n=5.1d$。选择安全系数来计算氧化沟设计污泥停留时间 $\theta_{cd}=SF\theta_{cm}=2.5\times5.1=12.75d$。由于考虑对污泥进行部分的稳定，实际设计泥龄为 $\theta=30d$，对应的生长速率 $\mu_{n实际}$ 为

$$\mu_{n实际}=1/30=0.033d^{-1}$$

(3) 计算去除有机物及硝化所需的氧化沟体积：除非特殊说明，以下均按每组进行计算。

污泥内源呼吸系数 K_d 取 $0.05d^{-1}$，污泥产率系数 Y 取 0.5kg VSS/kg 去除 BOD_5。

$$V=\frac{YQ(S_0-S_e)\theta}{X(1+K_d\theta)}=\frac{0.5\times20000(200-30)\times30}{4000\times0.7(1+0.05\times30)}=7290m^3$$

(4) 计算反硝化所要求增加的氧化沟的体积(每组):如假设,反硝化条件时溶解氧的浓度 $DO=0.2mg/L$,计算温度仍采用 15℃,20℃反硝化速率 r_{DN},取 $0.07mgNO_3^--N/(mgVSS\cdot d)$,则

$$r'_{DN}=r_{DN}\times1.09^{(T-20)}(1-DO)=0.07\times1.09^{(15-20)}(1-0.2)$$
$$=0.036mgNO_3^-\text{-}N/(mgVSS\cdot d)$$

根据 MLVSS 浓度和计算所得的反硝化速率,反硝化所要求增加的氧化沟的体积。

由于合成的需要,产生的生物污泥中约含有 12%的氮,因此首先计算这部分的氮量。

每日产生的生物污泥量为 Δx_{VSS}:

$$\Delta x_{VSS}=Q(S_0-S_e)\left(\frac{Y}{1+K_d\theta}\right)=20000(200-30)\left(\frac{0.5}{1+0.05\times30}\right)\times10^{-3}=680kg/d$$

由此,生物合成的需氮量为 $12\%\times680=81.6kg/d$

折合每单位体积进水用于生物合成的氮量为:$81.6\times1000\div20000=4.08mg/L$

反硝化 NO_3^--N 量 $\Delta NO_3=35-4.08-2.0-10.0=19mg/L$

所需去除氮量 $\Delta S_{NO_3}=19\times20000/1000=380kg/d$

因此,反硝化所要求增加的氧化沟的体积为

$$V'=\frac{\Delta S_{NO_3}}{Xr'_{DN}}=\frac{380}{2.8\times0.036}=3770m^3$$

所以,每组氧化沟总体积为

$$V_{总}=V+V'=11060m^3$$

氧化沟设计水力停留时间为

$$HRT=V_{总}\div Q=13.2h$$

(5) 确定氧化沟的工艺尺寸:设计有效水深 4.0m,宽度为 6m,则所需沟的总长度为 460m。超高取 0.5m。

(6) 每组沟需氧量的确定:速率常数 K 取 $0.22d^{-1}$。

$$O_2=Q\frac{S_0-S_e}{1-e^{-Kt}}-1.42\Delta x_{VSS}+4.5Q(N_0-N_e)-0.56\Delta x_{VSS}-2.6Q\Delta NO_3$$
$$=\frac{20000}{1000}\times\frac{200-30}{1-e^{-0.22\times5}}-1.42\times680+4.5\times\frac{20000}{1000}\times29$$
$$-0.56\times680-2.6\times\frac{20000}{1000}\times19$$
$$=5372kg/d$$

如取水质修正系数 $\alpha=0.85$,$\beta=0.95$,压力修正系数 $\rho=1$,温度为 20℃、25℃时的饱和溶解氧浓度分别为

$C_{20}=9.17mg/L$、$C_{25}=8.4mg/L$

标准状态需氧量:

$$SOR=\frac{C_{20}O_2}{\alpha(\beta\rho C_{25}-C)1.024^{25-20}}=\frac{9.17\times5372}{0.85(0.95\times8.4-2)1.024^5}=8607kg/d=359kg/h$$

采用垂直轴表面曝气器，根据设备性能，动力效率为 1.8kgO_2/(kW·h)，因此需要的设备功率为 200kW。

每组沟采用两台功率 100kW 垂直轴表面曝气器，设置在沟的一侧，见图 6-53。

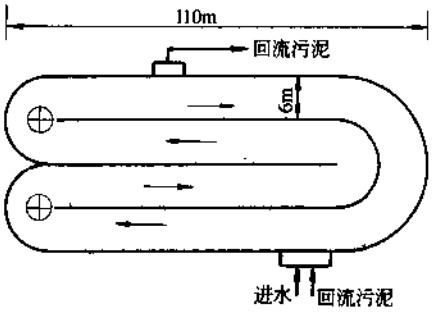


图 6-53 每组氧化沟曝气机的布置草图

(7) 回流污泥量计算：根据物料平衡：

进水：(TSS) $Q + X_R Q_R = (Q + Q_R)X$

式中 Q_R——回流污泥量(m^3/d)。

X_R——回流污泥浓度，根据公式：

$$X_R = \frac{10^6}{SVI}\gamma$$

SVI 取 100，γ 取 1，X_R 为 10000mg/L

其他符号同前。

$$240 \times 20000 + 10000 \times Q_R$$
$$= (20000 + Q_R) \times 4000$$
$$Q_R = 12533 m^3/d$$

回流比 R 为 63%

(8) 每组沟剩余污泥量计算：

$$\begin{aligned}\Delta x &= Q\Delta S[Y/f(1+K_d\theta_c)] + X_t Q - X_e Q \\ &= \{20000 \times (200-30)[0.5/0.7(1+0.05\times 30)] + \\ &\quad (240-200)\times 20000 - 30\times 20000\} \times 10^{-3} \\ &= 1171 kg/d\end{aligned}$$

其余计算略。

【例 2】 已知：设计处理城市污水的三沟交替氧化沟(T 型氧化沟)，处理水量 $Q_{总}$ = 40000m^3/d，进出水水质及环境条件与上例相同

【解】 考虑小型处理厂污泥不进行厌氧或好氧消化稳定，因此设计污泥龄取 30d，使其部分稳定。为提高系统抗负荷变化的能力，选择混合液污泥浓度 MLSS 为 4000mg/L，f = MLVSS/MLSS = 0.7，溶解氧浓度 C = 2.0mg/L。平行设计两组氧化沟，每组设计流量 Q = 20000m^3/d，每组沟中的三条沟污泥浓度分布为 4300、3400、4300mg/L。考虑对污泥进行部分的稳定，实际设计泥龄为 θ = 30d。

三沟交替氧化沟是将沉淀工艺结合进氧化沟系统，三条沟在不同的时间段功能进行切换，如硝化、反硝化、沉淀等，其中一条边沟总处于沉淀状态(工艺模式参见图 6-46)不设专门的污泥回流系统。

对每组沟进行工艺计算如下：

(1) 碱度校核(同例 1)。

(2) 计算硝化菌的生长速率 μ_n 硝化所需最小污泥平均停留时间 θ_{cm}(同第 6.9.5.1 节例 1)。

(3) 计算去除有机物及硝化所需的氧化沟体积(同第 6.9.5.1 节例 1)。

(4) 计算反硝化所要求增加的氧化沟的体积(同第 6.9.5.1 节例 1)。

(5) 确定每组氧化沟的总体积。

参与生物降解的每组氧化沟总体积为 $11060m^3$。

考虑沟中用于沉淀需要的体积，氧化沟的总体积为

$$V_{三沟}=11060\div AF=11060\div 0.55=20110m^3$$

式中　$V_{三沟}$——设计氧化沟的总体积(m^3)；

AF——工艺反应系数(考虑运行条件、污泥分布等因素)，对于运行周期为8h，工艺模式为图 6-54、55 所示时，$AF=0.55$。

(6) 确定氧化沟的工艺尺寸：氧化沟有效深度 3.5m，超高 0.5m。如采用转刷曝气机，有效长度 9m。则每组沟中的每条沟宽为 18m，每组沟总长 106m。

(7) 每组沟需氧量的确定(同例 1)：选用直径 1000mm 的转刷(72～74r/min)，动力效率 $1.8kgO_2/h$，因此需要的设备功率为 200kW。如每台转刷的功率为 45kW，这样同时用于曝气的转刷数 4.4 台。三沟式氧化沟中的每条沟在不同的时间段内进行功能的切换(硝化、反硝化、沉淀等)，因此上面求出的转刷数应该设置在一个周期内处于好氧状态的沟中。一个周期内在时间分布上处于好氧状态的沟数与不同的运行模式相关，如采用图 6-55(b)的模式，一个周期内在时间分布上处于好氧状态的沟数 n 为

$$n=\frac{一个周期内三条沟处于好氧的时间累计}{一条沟在一个周期内的运行时间(也即一个周期的时间)}$$

$$=9.5/8=1.1875\text{ 条}$$

因此，每条沟上配备的转刷数为 $4.4\div 1.1875=3.7\approx 4$ 台。每组沟共需要 12 台转刷，沿流线等距离设置。

(8) 每组沟剩余污泥量计算(同第 6.9.5.1 节例 1)：剩余污泥分别由两条边沟排出。

其余计算略。

6.9.6 工程应用实例

邯郸市东污水处理厂位于河北省邯郸市区东郊，占地 75 亩，是我国利用丹麦国政府赠款和混合贷款，引进丹麦 Kruger 公司技术和设备建设的我国第一座三沟交替式氧化沟(T 型氧化沟)城市二级污水处理厂。该厂设计处理能力为 10 万 m^3/d，其中，生活污水和工业废水各占 50%，规划服务人口 35 万人，汇水面积 $26km^2$。

6.9.6.1 工艺流程

邯郸市东污水处理厂工艺流程由三部分组成。

第一部分为机械处理，城市污水通过进水泵前的粗格栅，经过提升泵站提升，由两条 Φ500mm 和一条 Φ1000mm 的管道送至厂区，再经(细)格栅间、曝气沉砂池、计量室后，进入氧化沟配水井。

第二部分为生化处理，污水经配水井后进入氧化沟(三组平行的氧化沟系统，每组的处理能力为 3.3 万 m^3/d)，沟内设置水平曝气转刷，氧化沟可交替作为好氧、缺氧和沉淀池，处理后的水经过集水井，由出水泵站抽升外排。除水可作为生产用水补充水和农业灌溉用水。

第三部分为污泥处理，剩余污泥由氧化沟的中沟经过污泥泵站抽升到污泥浓缩池，浓缩后的污泥经均质池再由带式压滤机脱水，脱水后的污泥饼(含水率低于 80%)由无轴螺旋输送器装车外运。整个流程见图 6-54。

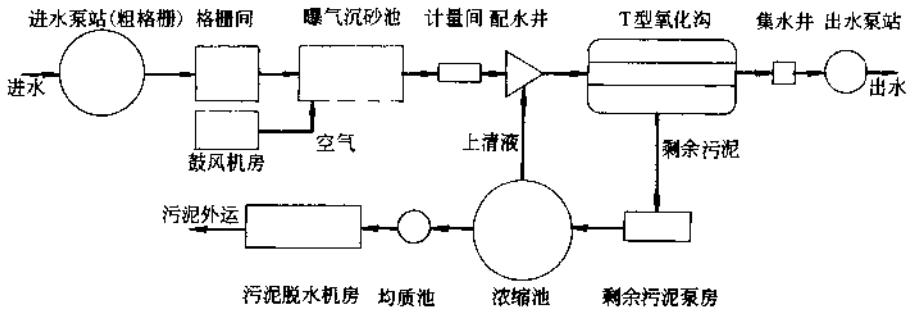


图 6-54 邯郸市东污水处理厂工艺流程示意

6.9.6.2 基本设计参数及出水水质标准

(1) 进水水量及进水水质

处理流量:100,000m^3/d

高峰流量:5,200m^3/h

COD_{Cr}(最大):310mg/L

COD_{Cr}(平均):260mg/L

BOD_5(最大):150mg/L

BOD_5(平均):130mg/L

TN(平均):22mg/L

TP:7mg/L

SS(平均):160mg/L

(2) 设计出水标准:

BOD_5:15~20mg/L

SS:20~25mg/L

NH_4^+-N(温度 8℃):2~3mg/L

TN(温度 8℃):10~12mg/L

TN(温度 25℃):6~8mg/L

(3) 基本设计参数:

沟中平均 MLSS:4000mg/L

水力停留时间:14.5h

污泥停留时间(好氧):12d

6.9.6.3 氧化沟的组成和运行

邯郸市东污水处理厂建有三组平行的 T 型氧化沟系统,沟中采用转刷曝气机进行曝气和混合。每组氧化沟系统的三个沟通过共用沟壁间的连通孔($1m^2$)连接,中间沟的转刷连续运转。两侧边沟交替作为曝气、反硝化或沉淀运行,其中转刷只在曝气阶段和混合反硝化阶段运转。处理后的水在作为沉淀池的边沟中沉淀,经过自动调节出水堰溢出,流入出水泵站。邯郸市东污水处理厂每组 T 型氧化沟系统示意图见图 6-46。

每组沟的日处理能力为 3.3 万 m^3,沟长 98m,沟宽 73m,水深 3.5m,池的体积为 19950m^3。

氧化沟上横跨有三座转刷桥，用于安装、维修和保养转刷。每组氧化沟安装转刷曝气机14台，其中高速转刷（单速）8台，位于两端的转刷桥上；双速转刷6台，位于中间的转刷桥上。转刷直径1m，长9m。高速运转时转速72r/min，功率45kW，充氧能力75kgO_2/h；低速运行时转速48r/min，功率30kW，主要起混合和推流作用。

在每条沟的中间桥上设有一个膜电极溶解氧连续测定探头，将水中的溶解氧值及时反馈至PLC控制器及总控室，由预先编设的程序，控制转刷的启闭。

在两条边沟的出水端，设有可调式溢流出水堰，每条边沟有8台，每组氧化沟共计16台，用于控制出水和调节转刷的浸水深度。

邯郸市东污水处理厂运行时，可根据要求将运行程序输入可编程控制器（PLC）中，由可编程控制器按程序切换进水和改变沟内运行方式，以控制整个工艺的运行。在时间控制的基础上，溶解氧控制系统可以根据沟内设定的溶解氧范围自动开启或停止部分转刷的运行，从而达到节约能源的目的。设备厂家提供邯郸市东污水处理厂的运行模式有两种，即硝化运行模式和硝化-反硝化模式，两种模式见图6-55。硝化状态溶解氧控制浓度为2.0mg/L，反硝化状态溶解氧浓度大于0.5mg/L。按硝化运行模式运行时，只完成NH_4^+-N的氧化；按

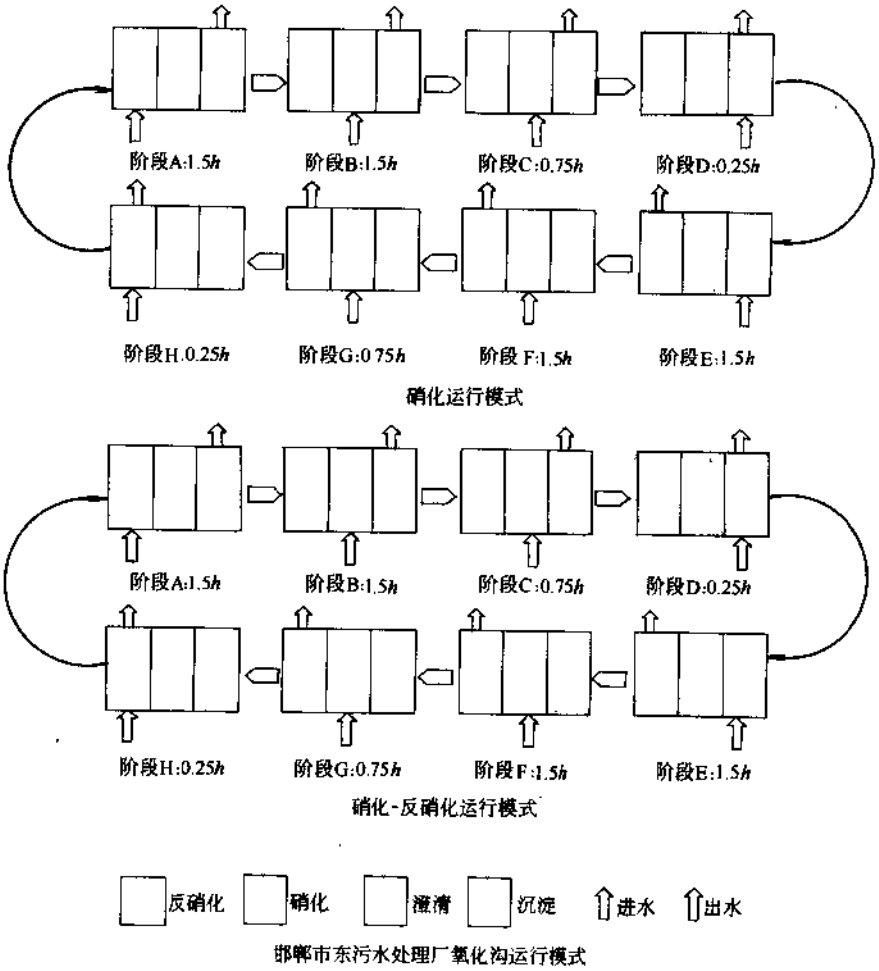


图6-55　硝化、硝化-反硝化、氧化沟运行模式

硝化-反硝化模式运行时，可实现生物脱氮。当然管理人员可以根据水质等的具体情况调整模式。

6.9.6.4 处理效果

邯郸市东污水处理厂于1990年底投人运行，运行20多年以来出水水质一直优于国家规定的城市污水厂二级排放标准，取得了比较满意的处理效果。表6-21是1995年全年运行数据的统计结果。

邯郸市东污水处理厂氧化沟工艺处理效果 表6-21

项目	进水(年平均)	实际出水	
		月平均	年平均
BOD_5(mg/L)	117	4.1~15.5	7.2
COD_{Cr}(mg/L)	234	8.8~47.6	28.2
SS(mg/L)	103	4.8~16.1	7.6
NH_4^+-N(mg/L)	15.5	2.1~12.3	4.6
TN(mg/L)	29.7	7.0~17.2	14.3
TP(mg/L)	3.1	1.1~2.4	1.7

此外，邯郸厂的氧化沟系统在比较高的水力负荷条件下也可获得满意的处理效果，表6-22是不同水力停留时间下的处理效果。

三种不同水力停留时间下的处理效果 表6-22

项目		水力停留时间(h)		
		8.0	10.0	14.5(设计)
进水平均 COD_{Cr}(mg/L)		251	228	222
出水 COD_{Cr}(mg/L)	最大	27.4	19.3	12.7
	最小	70.8	44.8	21.4
进水平均 SS(mg/L)		120	106	115
出水 SS(mg/L)	最大	11	7	5
	最小	25	14	9
进水平均 TN(mg/L)		26.4	25.6	28.1
出水 TN(mg/L)	最大	8.7	8.1	6.4
	最小	19.5	15.2	10.8

6.9.6.5 能耗比较

表6-23是邯郸氧化沟与其他活性污泥法能耗的比较。

能耗比较(均未考虑污水提升的能耗) 表6-23

工艺	一般应用范围	比能耗(kW·h/去除 kg BOD_5)
普通活性污泥法	深度处理(各种规模)	1.26~3.56
高纯氧活性污泥法	深度处理(大型厂)	1.30~1.72
普通氧化沟	深度处理(小型厂)	2.26~4.86
邯郸市东污水处理厂	部分脱氮	1.20

6.9.6.6 水回用现状

经过有关部门对邯郸市东污水处理厂出水水质长时间的监测，确定出水水质满足电厂冷却水使用，1998 年底建成了一条从污水厂到电厂 5.8km 的 DN800 管线，提供 6.0 万 m^3/d 的冷却用水。

另外该厂建成了供水能力为 $200m^3/h$ 的深度水处理设施，向邯郸市 $9500m^2$ 的绿化用地提供绿化用水。

6.10 射 流 曝 气

6.10.1 射 流 器

射流器用于污水处理供氧、搅拌等用途，它是尺寸和构造多种多样的装置。国内试验和工程中用过的射流器，其喷嘴直径有 10、14、20、25、27.5、30、42、49.5、69、72mm 等尺寸，其形式有单吸单喷嘴的、有多吸多喷嘴的，也有两级吸气的，近年来还有专用于污水处理的射流曝气机系列出现。设计中选择射流器和装置时，如有必要，尚可进行生产性试验，以决定在设计条件下所选射流装置的充氧和搅拌性能。

现将无锡金源环境保护设备有限公司生产的 GSASJ 型射流曝气机的性能、规格，介绍如后，作为示例。

该机整机安装于水面之下，氧利用率可达 15%～20%，适用于曝气池曝气、调节(均化)池预曝气及搅拌，以及接触氧化池供氧等场合。其性能见表 6-24。

GSASJ 型射流曝气机性能规格　　表 6-24

空气吸口 ϕ(mm)	型　号	配套水泵 (kW)	空气量 (标 m^3/h)	工作深度 (mH_2O)	供给氧量 (kgO_2/h)	循环水量 (m^3/h)	有效工作深度 (mH_2O)	参考价格 (元)	生产厂
25	GSASJ-1	0.75	11	3	0.45～0.55	22	1～3	2500	无锡金源环境保护设备有限公司
32	GSASJ-2	1.5	28	3	1.3～1.5	41	1～5	3500	
50	GSASJ-3	2.2	45	3	2.2～2.6	63	1.5～3.5	4500	
50	GSASJ-4	3.7	80	3	3.6～4.3	94	2～4	5000	
50	GSASJ-5	5.5	120	3	6.0～7.0	126	2～5	5500	

该机由潜水泵、空气吸口、喷口及扩散管等组成。其工作原理、外形尺寸及安装方式见图 6-56～58。

6.10.2 城市污水射流曝气实例

近年来国内的射流曝气装置大都采用自吸式，是从当前我国机械设备落后和短缺的现况出发。自吸式可取消鼓风机房及其设备，消除噪声来源。虽然其动力效率低于供气式，但权衡利害，得大于失，因此这一工艺路线是正确的。但具体作法(采用射流曝气器的型式、布置、曝气池的池型等)各地均有不同，兹选择已经生产检验的两处城市污水射流曝气工程，作为实例介绍，以供参考。

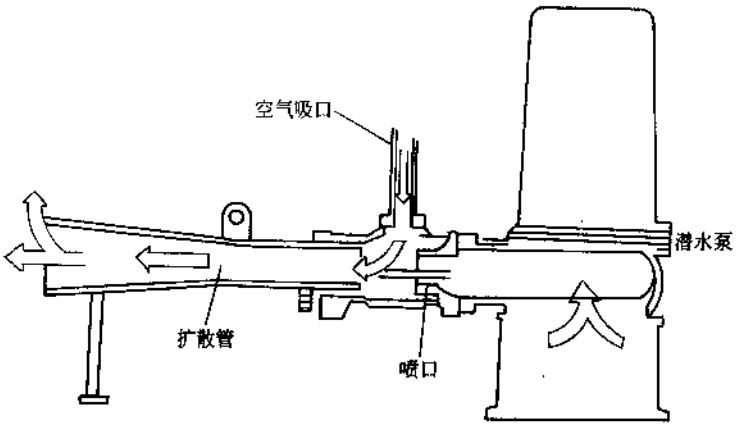


图 6-56 GSASJ 型射流曝气机工作原理

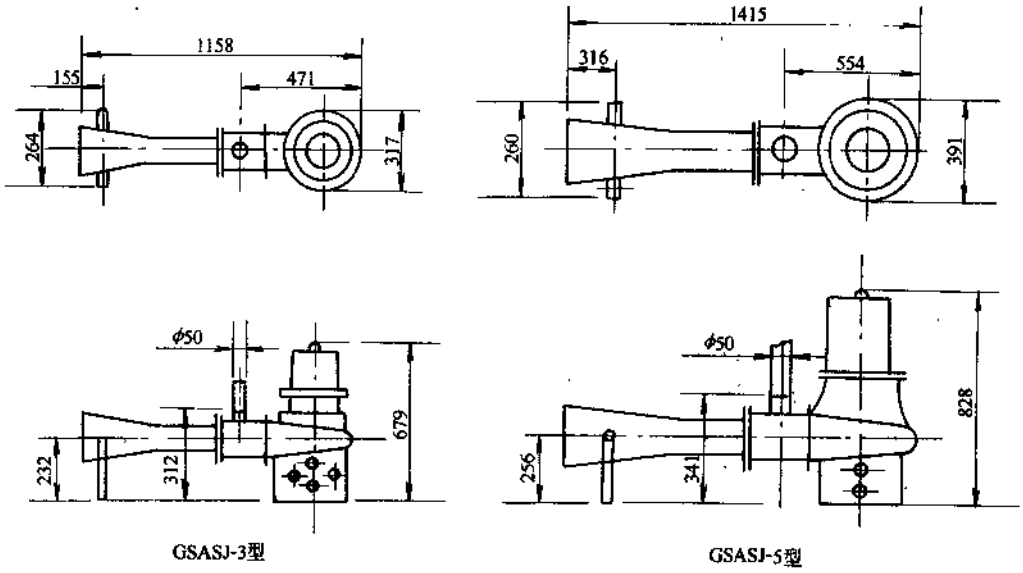


图 6-57 GSASJ 型射流曝气机外形尺寸

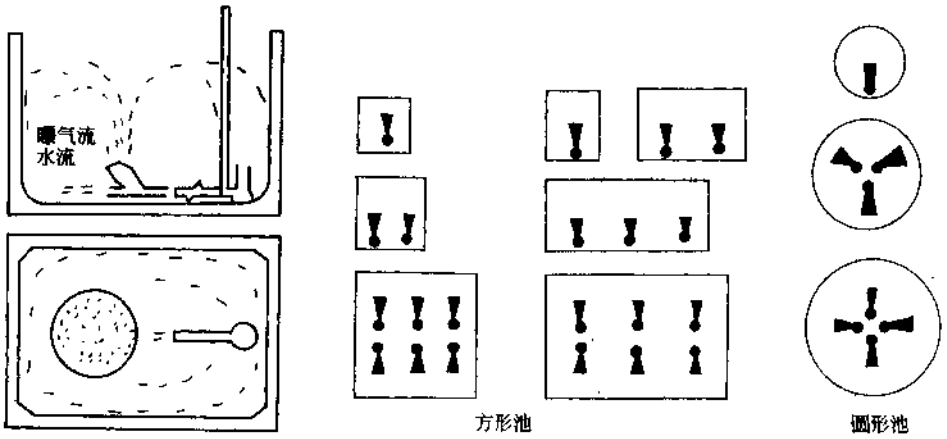


图 6-58 GSASJ 型射流曝气机安装方式

(1) 西安射流曝气生产性试验装置：

1) 规模：处理水量为 8000～9500m³/d。

2) 工艺概况：利用原有污水厂的初沉出水作为来水。回流污泥经特制的大喷嘴射流曝气器在曝气池外充氧后，经曝气管进入曝气池与初次沉淀池来水混合、作用，最后入二次沉淀池完成处理。

① 射流曝气器：共设两组，每组两个射流曝气器卧式安装。处理能力一组为 5000m³/d 级，另一组为 2500m³/d 级。图 6-59 为最大一种的示意。

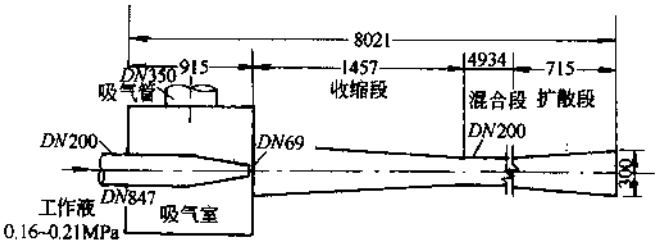


图 6-59　西安污水厂用射流曝气器示意(最大一种)

曝气器工作参数：

喷嘴工作压力：0.16～0.21MPa

回流比：110%～130%

气水比：1.0～1.27

回流污泥(工作液)浓度　7～10g/L

② 曝气管：射流曝气器排出的充氧回流污泥，通过曝气管入曝气池。5000m³/d 级的曝气管直径为 400mm，长 16m(长度不宜小于 10m)，曝气管内流速为 0.17～0.63m/s。

③ 曝气池：见图 6-60，长×宽×平均水深 = 8.07m × 7.7m × 3.08m，有效容积 191.5m³。

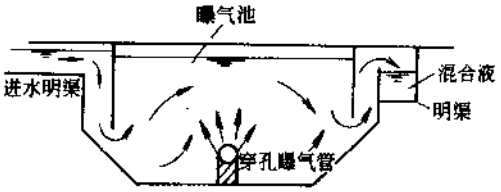


图 6-60　曝气池示意

曝气管进入曝气池后为穿孔管，上部为气孔，下部为泥孔，气孔及泥孔流速均为 0.64m/s，水下孔口出流流量系数 = 0.896(试验值)，气孔直径为 20mm，泥孔尺寸为 70mm × 500mm 共 14 孔，开孔面积不小于 $0.5\pi D^2$。

曝气池分混合区和稳流区。混合区的作用是使充氧回流污泥尽量与来水混合；稳流区的作用是使气泡逸出，以利沉淀，试验所得稳流区流速为 0.016～0.018m/s。

曝气池工作参数：

混合液浓度：3～7g/L

曝气时间(t_m)：28.1～44min

泥龄：1d 左右

污泥负荷：0.9～1.2kgBOD/(kg MLSS·d)

混合液溶解氧：0.5～2.5mg/L

④ 二次沉淀池：利用原有 9m 直径竖流池，有效沉淀面积为 63.2m²。试验中使用 5～6

个池。

二次沉淀池表面负荷:1～1.1$m^3/(h\cdot m^2)$

⑤ 处理效果:以来水全部经过初沉的运行结果为例:

处理水量:8683m^3/d

曝气时间:32min

回流比:140%

BOD_5 进水 115mg/L,出水 19.6mg/L,去除率 83%

COD 进水 278mg/L,出水 60.8mg/L,去除率 78.1%

SS 进水 188mg/L,出水 32mg/L,去除率 83%。

(2) 北京某厂生活区污水射流曝气工程:

1) 规模:污水流量 3600m^3/d(150m^3/h)

2) 工艺概况:采用喷嘴直径为 14mm 的自吸式射流曝气器,用回流污泥为工作液,射流器共 32 个竖向安装,均匀分布在推流式曝气池中。

① 射流曝气器尺寸及性能(图 6-61 为所用射流曝气器示意)

射流曝气器的清水试验性能如下:

工作水压:1.34～1.56kg/cm^2

每个射流器充氧能力:0.52～0.608kgO_2/h

动力效率:1.7～1.6$kgO_2/(kW\cdot h)$

氧利用率:16%

每个射流器负担面积:1.5m^2

搅拌效果:池中各点悬浮物浓度与平均浓度的偏差<7%。

② 曝气池(见图 6-62):

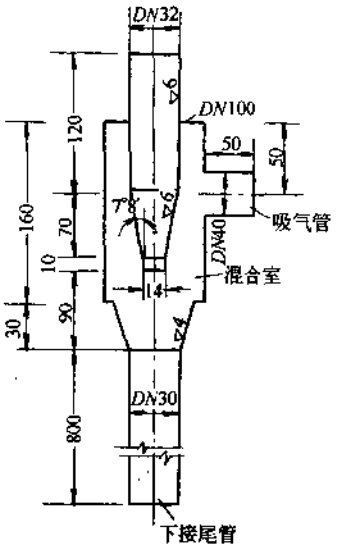


图 6-61 14mm 喷嘴射流曝气器示意

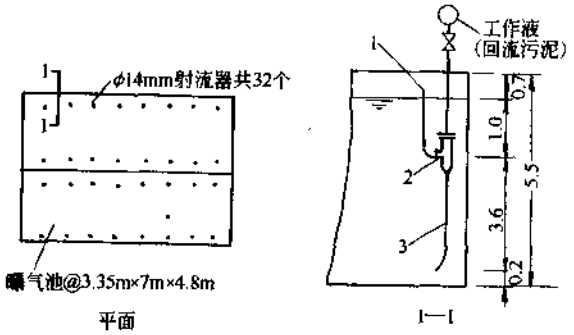


图 6-62 北京某厂生活污水射流曝气工程示意

1—进气管;2—射流器;3—尾管

根据试验,采取以下数据及布置:

设计水量:150m^3/h

回流污泥比:150%

曝气池容积:240m^3

曝气池尺寸:2～7m×3.35m×4.8m

曝气时间 t_m:1.6h

射流器共设 32 个,每池 16 个;分设两侧,每侧 8 个。

曝气池需氧:按曝气池进水 $BOD_5=80mg/L$,每去除 $1kgBOD_5$ 需氧 1.2kg 计。

$$150\times0.08\times1.2=14.4kgO_2/h$$

射流器供氧能力:

$$32\times0.52=16.6kgO_2/h>14.4$$

实际 BOD_5 去除率~85%(出水 BOD<20mg/L)

6.11　深　井　曝　气

随着钻井技术的发展,出现了深井曝气。这是一种完全混合式活性污泥法的变型。深井一般深达 50~150m,其深度远远超过所有的曝气池。深井中的高静水压力,为微生物提供更充足的溶解氧,同时,井内混合液反复循环所造成的强烈搅拌作用,更强化了向微生物的传质。深井曝气高效,节能,省地,对城市污水及工业污水均可应用。

深井曝气适用于用地紧张的地区。

由于深井平面面积小,便于加盖,也特别适用于寒冷地区和环境要求高的地区。

深井场地的地质和水文地质资料是深井设计的控制因素。设计人须根据勘探结果,经与勘探及施工部门研究协商后,决定采用最适宜的深井深度、结构和施工方案。由于本文主要介绍深井工艺,有关结构部分拟提请给排水结构设计手册修订时补入,本文不赘。

6.11.1　深井曝气工艺特点

(1) 流程:见图 6-63。

深井曝气的流程及预处理均与一般活性污泥法相同,所不同的是通常初沉池均取消,且深井及固液分离装置都有其特点。

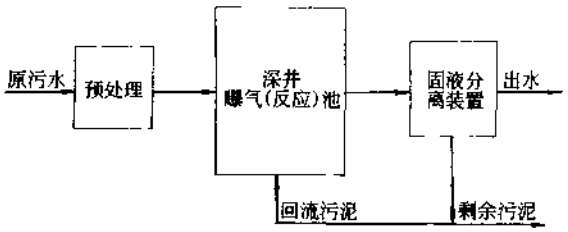


图 6-63　深井曝气流程示意

(2) 深井类型:所有深井均依据 U 形管概念形成,设有降流区和升流区。污水和回流污泥由降流区顶部进入,靠两区中水的空隙度差(或密度差)不断循环,出水由升流区顶部排出。

由于深井深度一般在 50~100m 左右,依据亨利定律,气体在水中的溶解度与水深成正比,因此在井底 DO 浓度可达 30mg/L 以上,而在井顶则有大量大气泡产生,气泡中主要为 N_2,以及 CO_2,剩余 O_2 和其他废气,故在顶部均扩大作为大气泡脱气区。

深井的类型,有 U 形管型,中隔板型和同心圆型。井的截面一般为圆形,但根据不同水量和不同施工方法,也可采用其他截面。

1) U 形管型深井:见图 6-64。

U 形管降流区与升流区一般采用相同的断面面积。两管间距不小于 0.2m。

U 形管深井施工,系凿出长方形钻孔,将钢制 U 形管下放就位,在 U 形管外壁与钻孔壁的间隙中,浇注水下混凝土,用以护壁加固。因此钻孔壁与 U 形管间的间隙也不应小于

0.2m。

2）中隔板型深井：见图 6-65。

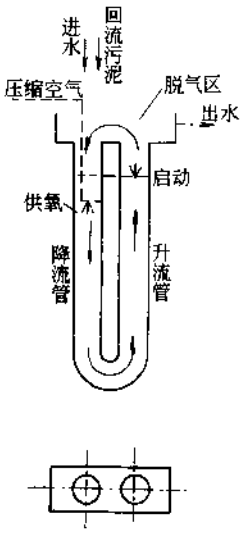


图 6-64 U形管型深井

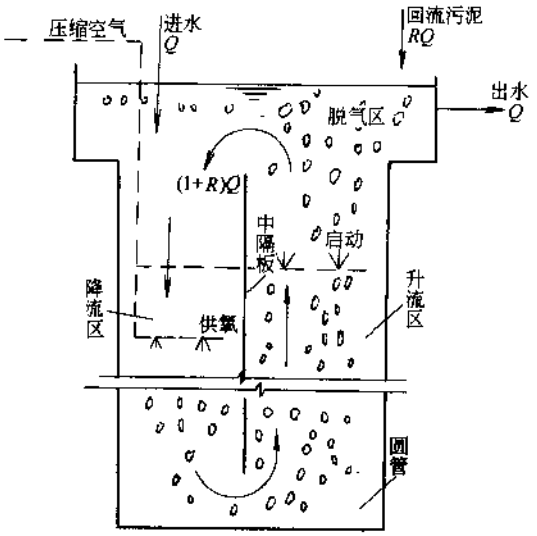


图 6-65 中隔板型深井

3）同心圆型深井：见图 6-66。

大口径深井多建成中隔板型，目前国内规模较大的深井曝气池，井径为 4.5m 者，用一字隔板构造，每格断面 7.5m²，按设计条件控制运行，深井循环正常。再大口径的深井，可建成多隔板，每两格连通，以维持循环流动，但每格断面不宜大于 8m²，以保证循环水流稳定均匀。

同心圆深井内管为降流管，外环为升流区，一般降流区与升流区断面积相等。

所有深井顶部的大气泡脱泡池有效容积为井容的 20%～40%，有效水深 1～3m，超高宜采用 1.0m 左右。

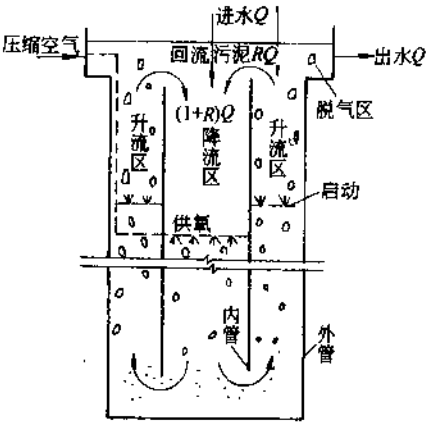


图 6-66 同心圆型深井

(3) 运行方式：使混合液在深井中循环的运行方式有气提循环式和水泵循环式两种。

1）气提循环式：用压缩空气机供氧兼起气提循环作用。初期的深井多将供氧点设在降流区中间，启动用的供气点设在升流区较高处，形成循环后启动供气即可关闭。供气多用穿孔管扩散器，供氧的孔向下，启动供气的孔向上。现在的作法多将二者的曝气点设在同一高度，一般在井深的 30%以内，或根据计算决定。

2）水泵循环式：见图 6-67。

水泵循环、自吸进气运行方式见图 6-73。这是北京市市政工程设计院在深井曝气技术开发中首次采用的运行方式，利用虹吸管段的负压自吸供氧，不必再设空压机，管理简化，适

用于小型深井曝气工程。

(4) 固液分离装置:深井出水经大气泡脱气后,多采用气浮沉淀分离污泥,以平流式较多。回流污泥用泵提升,回流比一般为 50%～150%。气浮池固体负荷宜用 150～300kg(m^2·d),池的有效水深为 1.5～2.5m,池内设刮渣机。

如采用沉淀池分离污泥,则池前尚需用机械搅拌进一步脱气,以保证沉淀效果。亦有采用真空法者,但缺点是脱除了微气泡的同时,也脱除了溶解氧。此两法的应用较气浮法为少。

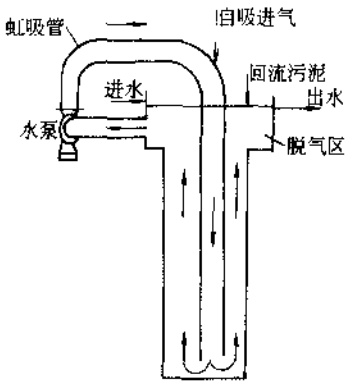


图 6-67　水泵循环自吸进气运行方式

6.11.2　深井曝气的主要设计参数

根据国内外已有经验,深井曝气的主要设计参数可参考以下数值采用。

BOD_5 容积负荷:5～15kgBOD_5/(m^3·d)

BOD_5 去除率:85%～95%

COD_{Cr}去除率:70%～85%

降流区循环流速:0.8～2.0m/s

升流区最大空隙率:≤0.20

混合液固体浓度 MLSS:4～8g/L

气体循环曝气点深度(m):不小于井深的 30%(或按计算决定)

升流区最大空隙率超过 20%时,易发生气泡合并现象,造成气堵。

深井曝气的氧利用率可参照表 6-25 中的经验数据采用,限用于深度 $H=50\sim100$m 的深井。

深井曝气氧利用率经验数据　　表 6-25

降流区液体流速 (m/s)	氧利用率(%)			
	$\varepsilon_1(0)=0.08$	$\varepsilon_1(0)=0.12$	$\varepsilon_1(0)=0.16$	$\varepsilon_1(0)=0.20$
1.0	$0.55H+32$	$0.57H+24$	$0.48H+23$	$0.53H+16$
1.5	$0.49H+29$	$0.53H+17$	$0.45H+18$	$0.48H+12$

6.11.3　深井流体力学基本计算公式

(1) 水阻:

1) 同心圆型:

$$\Delta h=\sum_{j=1}^{m}h_{ij}+K\lambda\frac{H}{d_1}\frac{V_1^2}{2g} \tag{6-56}$$

式中　Δh——深井水阻(m);

h_{ij}——深井局部阻力(m);

K——系数；

λ——液体单相流摩阻系数；

H——深井深度(m)；

V_1——降流管液体空管流速(m/s)；

d_1——降流管内径(m)；

g——重力加速度。

$$K = l + \frac{1}{(n-1)(n^2-1)^2} \tag{6-57}$$

式中 n——深井断面几何系数，

$$n = D/d_1 \tag{6-58}$$

式中 D——深井外圆内径(m)。

2) 中隔板型：

$$\Delta h = \sum_{j=1}^{m} h_{ij} + \frac{V_1^2 l}{CR} \tag{6-59}$$

式中 l——升流区与降流区总长度(m)；

C——流速系数，

$$C = \frac{1}{n_i} R^{1/6} \tag{6-60}$$

其中 R——水力半径(m)；

n_i——粗糙系数。

3) U形管型：

$$\Delta h = \sum_{j=1}^{m} h_{ij} + \lambda \frac{l}{d} \frac{V_1^2}{zg} \tag{6-61}$$

式中 d——U形管直径(m)。

(2) 气阻：

1) 空隙率：

$$\varepsilon = \frac{V_a}{V_1 - V_b + V_a} \tag{6-62}$$

式中 ε——深井空隙率；

V_a——降流区空气空管流速(m/s)；

V_b——深井中气泡上浮速度(m/s)，按0.3m/s考虑。

2) 空隙率比值：

$$\psi = \frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_1} \tag{6-63}$$

$$= \frac{V_2(V_1 - V_b)}{V_1(V_2 + V_b)} \tag{6-64}$$

式中 ψ——升流区与降流区空隙率比值；

ε_2——升流区空隙率；

ε_1——降流区空隙率；

V_2——升流区液体空管流速(m/s)。

3) 空隙率水头：

$$J_1 = C'\varepsilon_1(0)\ln\left(1+\frac{H}{C'}\right) \tag{6-65}$$

$$J_2 = C'\varepsilon_2(0)\ln\left(1+\frac{H}{C'}\right) \tag{6-66}$$

式中　J_1——降流管空隙率水头(m)；

J_2——升流区空隙率水头(m)；

C'——常数；

$\varepsilon_1(0)$——降流区液面处空隙率；

$\varepsilon_2(0)$——升流区液面处空隙率。

4) 深井气阻：

$$\Delta J = J_1 - J_2 \tag{6-67}$$

$$= J_1(1-\psi) \tag{6-68}$$

式中　ΔJ——深井气阻(m)。

5) 深井总阻力：

$$Y = \Delta h + \Delta J$$

式中　Y——深井总阻力(m)。

6) 气提循环式深井注气点深度：

$$h = C'\left(\frac{Y}{e^{C'\varepsilon_1(0)}} - 1\right) \tag{6-69}$$

式中　h——气提循环式深井注气点深度(m)。

【例】 某项污水的设计流量为 $5000m^3/d(208m^3/h)$，污水中 $COD_{Cr}=600mg/L$，$BOD_5=300mg/L$，拟采用气提循环式深井曝气处理系统。要求 BOD_5 去除率达 90%，试设计同心圆深井曝气系统。

【解】 (1) 需氧量及供气量：

1) 需氧量 G_0：取耗氧量为 $1.2kgO_2/kg$ 去除 BOD_5，

$$G_0 = \frac{300-30}{1000}\times 208\times 1.2$$

$$= 67.4kgO_2/h$$

2) 供气量 q_0：取氧利用率为 70%，取富余气量为 30%，

$$q_0 = \frac{67.4\times 1.3}{1.331\times 0.21\times 0.7} = 448m^3/h$$

(2) 深井计算：

1) 深井容积：

$$V = \frac{QL_r}{F_r} = \frac{5000\times 0.27}{10} = 135m^3$$

2) 深井直径：取井深为 100m

$$D = \sqrt{\frac{135}{0.785\times 100}} = 1.3m$$

取降流区直径 $d_1 = 0.9m$

3) 大气泡脱气池:采用敞开式,有效容积取深井容积的30%,等于$135\times0.3=40.5m^3$。池尺寸采用6m×3m×4m(长×宽×高),池有效水深采用2.3m。

4) 循环动力计算:通过试算比较,取$\varepsilon_1(0)=0.17$,得出:

$V_1=1.73m/s$

$\psi=0.7$

$\varepsilon_2(0)=0.12$

$J_1=4.11m$

$J_2=2.88m$

$F=1.11m$

$Y=2.34m$

$h=30m$

$N_a=18kW$

设计采用$h=35m$。

6.12 氧 气 曝 气

随着制氧技术的发展,用氧气(纯氧或富氧)代替空气,是近三十余年来,污水生物处理的一项重要发展。迄今世界上氧气法的污水处理厂已逾千座。

我国自上世纪70年代即开始氧气曝气的试验研究,自1984年以来,已引进了四套氧气曝气活性污泥法技术。国内自己设计、用国产设备的氧气曝气活性污泥法处理厂也相继建成多座,各种制氧设备早有定型产品。

在对氧气法的需要方面,除了高浓度工业废水适用氧气法处理外,有些城市污水中含有来自工业废水的大量难降解物质,采用氧气法优于空气法。有些地区,为了保证大气环境不受污染,可能优先考虑加盖的氧气曝气池。特别是在靠近放空氧气的空气分离站附近,综合利用,采用氧气法处理污水将是非常有利的。当然,氧气法的采用,最终取决于进行导试和技术经济比较。但采用氧气法的机会,在我国的建设中将会越来越多。

6.12.1 氧气曝气法的特点

由于氧气法和空气法都是利用好氧微生物处理污水,其机理本质上相同,因此其基本计算公式也相同。

氧气法的最大特点是要专设一套供氧系统,有时甚至包括制氧设施。供氧的方式有多种,须作出选择。

氧气法的另一特点是处理效率明显高于空气法。将同一污水处理到同一水平,氧气法所需曝气时间一般仅为空气法的三分之一左右。这是由于纯氧浓度比空气浓度高4.7倍,因此氧气法系统中氧的分压,亦即溶氧的推动力,也比空气法高4.7倍,从而使好氧微生物的浓度和活性都提高。处理效率提高的程度,可由后文中氧气法的一些设计参数(如容积负荷)看出。

为了充分有效地利用纯氧,氧气法的池型、溶氧装置等,有很多地方与空气法不同。到目前为止,氧气法的装置已经历了四五个世代的演变,但最主要的、也最适合我国国情的一

种是多段加盖池的表曝机溶氧系统。本文主要介绍这一种，并举例说明。

6.12.2 氧气曝气池常用形式

(1) 加盖表面曝气叶轮式氧气曝气池。这是最常用的氧曝池。一般分为3～4段，每段设一台表曝机。见图6-68。

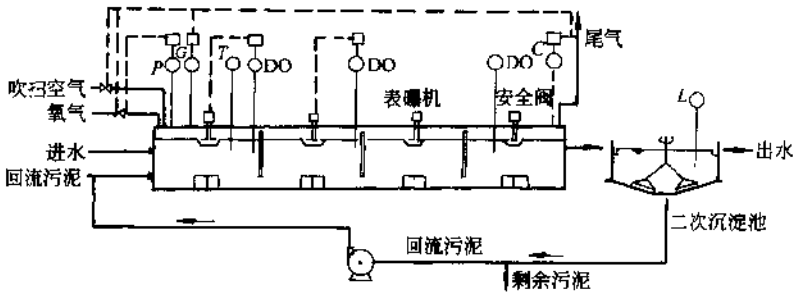


图6-68　表面曝气叶轮式曝气池

1) 氧气曝气池一般为几段串联，一般为3～4段，个别有5段的。每段内水流为完全混合式，从整体上看为推流式。

2) 当采用表曝机充氧时，水深一般为5m左右，气相空间(超高)1m左右。

3) 为清扫时吹脱曝气池内碳氢化合物，曝气池应设空气清扫装置，换气率每小时2～3次。

4) 各段隔墙顶部应留气孔，其断面按运行中氧气的流动，以及清扫时引进空气的需要计算。

5) 各段隔墙墙角处应设泡沫孔，孔顶应高于最大流量时液面，孔底应低于最小流量时液面，以保证任何时泡沫均能通过。

6) 为保证曝气池液面，并维持气相压力相对稳定，出水处须做成内堰形式，见图6-69。

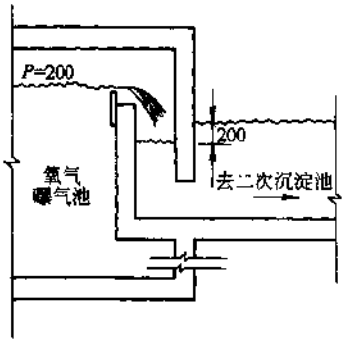


图6-69　出水内堰示意

7) 混合液在出水处的速度不宜超过15cm/s，以免带走气体；不宜小于9cm/s，以免形成沉淀。

8) 尾气浓度控制在含氧量约40%～50%，其流量约为进气流量的10%～20%。

9) 为免池盖内压超载，在曝气池首尾两端，应设置双向安全阀。首端安全阀正压可取1500～2000Pa，负压可取500～1000Pa；尾端安全阀正压可取1000～1500Pa，负压可取500～1000Pa。

10) 氧气曝气池一般设安全、防爆措施，在池内可燃气体浓度达到爆炸下限的25%时，发出警报(注：据已知文献记载，尚无警报实例)。

(2) 联合曝气式氧曝池：这是一种加盖密封水下叶轮的氧曝池，如图6-70所示。

氧曝池分为3或4段，污水是以串联的完全混合型运行，总体接近推流式。

氧气在曝气池进口端的池盖下供给，随污水流经以后各段。由于池内各段耗氧造成压力降低时可自动补给氧气。在每段都设置离心压缩机，使气体循环利用。将氧气压入直立

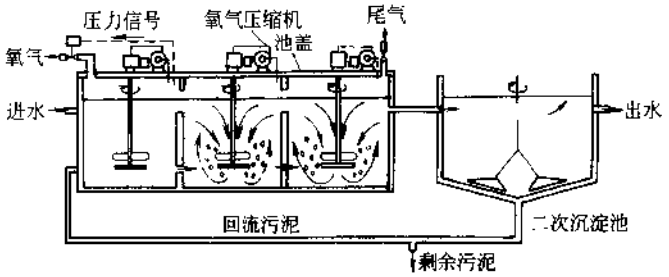


图 6-70 联合曝气式曝气池

的空心转轴，通过淹没式旋转喷射器将氧气喷出。轴端的叶轮击碎喷出的气泡，并造成射向池底的水流，增加气泡与水流的接触面积及时间，同时保持混合液中的固体呈悬浮状态。

未消耗的氧气和产生的二氧化碳和惰性气体混合在一起，经末段排出。这种型式的曝气设备，附属设备较多，但池深可加大，一般达 6m 以上，可达 9.15m，它占地面积少，适用于用地较紧张的地区。

(3) 敞开式超微气泡氧曝池：由于密闭式氧曝池的池盖需特殊设计，土建造价较高。生物反应过程中产生的二氧化碳溶解到污水中，降低了 pH 值，在某些情况下，会对生物氧化产生不利影响。另外为了使现有的空气曝气池比较容易地改建为氧气曝气池，又研究发展了敞开式氧气曝气池。这种型式的氧曝池，要求氧气通过污水后，接近完全溶解状态。

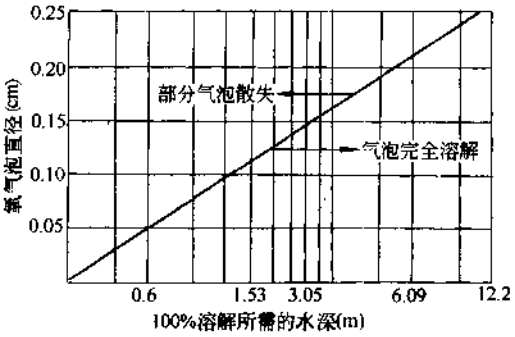


图 6-71 氧气气泡直径与完全溶解所需水深的关系

图 6-71 是各种不同直径的氧气泡达到 100%溶解入清水所需的水深。

显然，为了提高氧气的有效利用率，必须采用超微气泡扩散器。

扩散器有两种，一种是固定扩散器，另一种是旋转扩散器。固定扩散器曝气池，如图 6-72 所示。

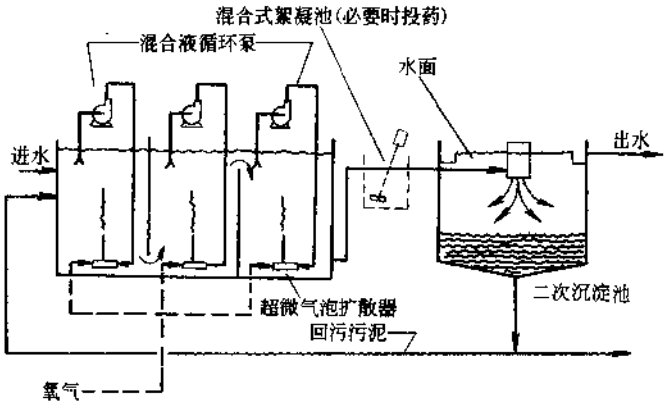


图 6-72 敞开式固定扩散器曝气池

各段都设置固定扩散器。混合液用泵通过扩散器循环，产生形成微米尺寸气泡的剪力。泵的吸水管在水面附近吸水，以促进混合液在全池内循环。

这种装置产生的微气泡，易在池表面形成泡沫，就像浮选池的高浓度泡沫(4%～6%的TSS)一样。因此混合液的出流装置需作特殊的溢流型式。旋转扩散器曝气池，如图6-73所示。

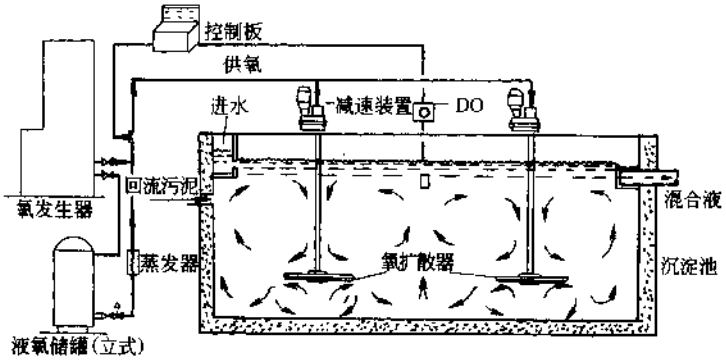


图6-73　敞开式旋转扩散器曝气池

氧气以0.14～0.21MPa的压力，通过扩散器空心轴，然后径向通过安装在扩散器盘的小管供至陶瓷扩散介质。当氧气喷出时，由于旋转所产生的水力剪切力形成超微气泡。又由于旋转圆盘的特殊构造可防止微气泡聚合。在正常深度下氧的利用效率能保持大于90%。

旋转快速扩散器，不需要水泵抽吸混合液来产生形成超微气泡所必须的剪力，简化了设备装置。见图6-74。

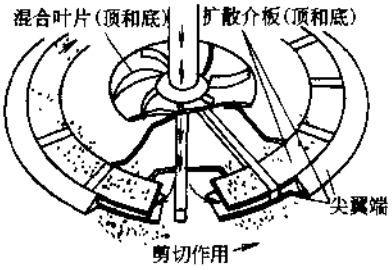


图6-74　旋转快速扩散器透视
(表示气泡的形成)

6.12.3　氧气曝气设计参数

对城市污水的一般设计参数：

(1) 曝气时间：1～3h，视污水浓度而异。

(2) 混合液污泥浓度(MLSS)：一般可达5g/L，平均4～8g/L。

(3) 污泥负荷 F_w：0.4～0.8kgBOD_5/(kg MLVSS·d)左右。

(4) 容积负荷 F_r：一般1.1～3.4kgBOD_5/(m^3·d)。

(5) 处理效率 E：90%～95%。

(6) 污泥回流比 R：50%左右。

(7) 回流污泥浓度 R_s：12～20g/L。

(8) 氧利用率：90%以上。

(9) 需氧量：一般1.1kg O_2/kgBOD_5。

(10) 产泥量：一般可按0.4kg泥/kgBOD_5计。

6.12.4 供氧方式的选择

氧气法的供氧方式不外以下几种：

(1) 车运外购液氧：此法最不经济，限于小型处理设施，最大供氧量 4.5t/d。

(2) 管道输送外购氧气：当制氧厂距离较近，氧价低于自制成本时，特别是对较大处理设施，一般是经济合理的。专业制氧厂生产技术较高，氧气质量、保证率、价格均较自制理想，处理厂可摆脱自己管理制氧设施的负担。但氧源命脉，不在自己手中，必须有切实保证的安全措施。

(3) 就地制氧：根据制氧设施的不同，可有以下两种：

1) 深冷分离制氧：是当前最先进的制氧技术，成本最低，但管理复杂。适合于大型处理设施。宜与专业制氧部门合作，污水厂不宜自营。

2) 分子筛制氧：适于小型设施，制取富氧，管理较前者简易，污水处理厂可自行管理。国外有成套设施，所谓 PSA 装置(Pressure-Swing-Adsorption 的简写)，国内仍在试制阶段。

就地制氧方式，在国外较普遍。自己掌握氧源，比较主动，但制氧设施必须管好，也可委托专业厂代管。如果管理不善，则不如第二方案可靠。

(4) 利用附近空分站的放空氧气：我国很多制氮的空分站，往往把氧气当废气放空，限于条件，未能综合利用。在我国目前阶段，这是最佳选择。但应考虑一旦空分站实现综合利用时的应变措施。

其他三个方案所需设备、技术，均见有关专著，本手册不再涉及。

【例】 某项污水：

$Q=20000m^3/d$

$BOD_5=530mg/L$

采用氧气法处理，要求出水 $BOD_5<30mg/L$

试设计氧曝池。

【解】 设混合液 MLSS 为 5g/L

MLVSS：$N_{wv}=0.7\times5=3.5g/L$

污泥负荷：$F_w=0.53kgBOD_5/(kgMLVSS\cdot d)$

曝气时间：$t_m=24(530-30)/1000\times0.53\times3.5=6.47h$

曝气池容：$V=\frac{20000}{24}\times6.47=5392m^3$

容积负荷：$F_r=0.53\times3.5=1.86kgBOD_5/(m^3\cdot d)$

曝气池用二条四段加盖式，每段为

$$L\times W\times H=13\times13\times4=676m^3$$

$$V=2\times4\times676=5408m^3$$

需氧量计算：

根据试验资料：$a-0.6,b=0.3$

故需氧量：$O_2=aQL_r+bVN_{wv}=0.6(560-56)/1000\times20000+0.3\times5408\times3.5=11726kgO_2/d=488kgO_2/h$

氧利用率按 90%计,则供氧量为

$$11726/0.9=13029kgO_2/d,合\ 20℃时\ 9796m^3/d$$

供氧能力核算:

四段曝气池的需氧量是沿程递减的。各段比例可据耗氧速率试验取得,分配见表 6-26。

试　验　数　据　　表 6-26

段　数	1	2	3	4
比　例	1.6	1.4	1.2	1
%	31	27	23	19
需氧量(kgO_2)	75	65	57	47

按各段配备的表曝机,核算供氧能力如下:

第 1 段:表曝机 ϕ2.0m,双速

配套电动机,高速 40kW,线速 4.06m/s

低速 17kW,线速 3.05m/s

清水标准动力效率:2kgO_2/kWh

高速时轴功率约 30.5kW,标准状态下充氧量 N_o 为 $2\times30.5=61kgO_2/h$

富氧在污水中充氧量:条件为第 1 段氧气浓度为 78%,$\alpha=0.6,\beta=0.9,DO=6mg/L$

充氧量:

$$N_s=\frac{\beta C_s-C_t}{C_s}\frac{0.78}{0.21}$$

$$=0.6\times61\frac{0.9\frac{9.17\times0.78}{0.21}-6}{9.17\frac{0.78}{0.21}}$$

$$=98.4kgO_2/h$$

第 2 段:表曝机 ϕ1.6m,双速,

电动机 35/15kW,线速 5.8/4.39m/s

轴功率约 26.5kW,$N_o=2\times26.5=53kgO_2/h$ 富氧在污水中充氧时,条件为$[O_2]=70\%$,$\alpha=0.7,\beta=0.9,DO=6mg/L$

$$N_a=\alpha N_o\frac{\beta C3-Ct}{C_s}\times\frac{0.7}{0.21}$$

$$=0.7\times53\times\frac{0.9\times\frac{9.17\times0.7}{0.21}-6}{9.17\times\frac{0.7}{0.21}}\times\frac{0.7}{0.21}$$

$$=87kgO_2/h$$

第 3 段:表曝机 ϕ1.6m,电动机 30kW,线速 5.2m/s

轴功率约 21kW,$N_o=2\times21=42kgO_2/h$

富氧在污水中充氧时,条件为$[O_2]=60\%$

$\alpha=0.8,\beta=0.9,DO=6g/L$

$$N_s = 0.8 \times 42 \times \frac{0.9 \times \frac{9.17 \times 0.6}{0.21} - 6}{9.17 \times \frac{0.6}{0.21}} \times \frac{0.6}{0.21}$$

$$= 64.4 kgO_2/h$$

第 4 段:表曝机 ϕ1.6m,电动机 30kW,线速 5.2m/s

轴功率约 21kW,$N_o = 2 \times 21 = 42 kgO_2/h$

富氧在污水中充氧时,条件为$[O_2] = 50\%$

$\alpha = 0.6, \beta = 0.9, DO = 6mg/L$,

$$N_s = 0.8 \times 42 \times \frac{0.9 \times \frac{9.17 \times 0.5}{0.21} - 6}{9.17 \times \frac{0.5}{0.21}} \times \frac{0.5}{0.21}$$

$$= 56.3 kgO_2/h$$

将以上结果列表 6-27。

表 6-27

项 目	段 数				
	1	2	3	4	共 计
需氧量(kgO_2/h)	75	65	57	47	244
供氧条件	$[O_2] = 78\%$ $\alpha = 0.6$ $\beta = 0.9$ $DO = 6$	$[O_2] = 70\%$ $\alpha = 0.7$ $\beta = 0.9$ $DO = 6$	$[O_2] = 60\%$ $\alpha = 0.8$ $\beta = 0.9$ $DO = 6$	$[O_2] = 50\%$ $\alpha = 0.9$ $\beta = 0.9$ $DO = 6$	
供氧量 N_s(kgO_2/h)	98.4	87	64.4	56.3	366.1

结果表明,所选表曝机供氧能力能满足需氧量。第 1、2 段可在低负荷时低速运行,以节约电耗。

曝气池清扫风量计算:

气相空间体积为 $4(13 \times 13 \times 1) = 676m^3$

需风量按换气 3 次/h 计为

$676 \times 3 = 2028m^3/h$

每组各段间气孔的计算:

氧气流量为 $4898m^3/d = 204m^3/h$

清扫空气量为 $2028m^3/h$

各段隔墙在中线墙顶部开 0.3m×0.3m 孔

正常运行时氧气流动的损失:池内损失可略去不计,孔内流速:$204m^3/h \div (0.3 \times 0.3) m^2 \div 3600 = 0.63m/s$

孔内局部损失 $\Delta h = \zeta \frac{v^2}{2g} rn = (1 + 0.5) \frac{0.63^2}{19.6} \times 1.205 \times 3$

$= 0.11mm$

清扫空气流动时损失:池内损失略去不计,孔内流速为

$$2028 \div (0.3 \times 0.3) \div 3600 = 6.3\text{m/s}$$

孔内局部损失：$\Delta h = (1+0.5)\frac{6.3^2}{19.6} \times 1.205 \times 3 = 11\text{mm}$

安全阀选用 ϕ300mm，通过安全阀的局部损失为

$$\Delta h = 0.5 \times \frac{8.9^2}{19.6} \times 1.205 = 2.4\text{mm}$$

总损失：$11 + 2.4 = 13.4$mm(可采用)

二次沉淀池计算略。

7 二级处理—生物膜法

生物膜法是与活性污泥法并列的另一种生物处理法，分好氧生物膜法和厌氧生物膜法两种类型。它借助附着在填料(或滤料、载体)上的生物膜的作用，在好氧或厌氧的条件下，降解污水中的有机物质，使污水得以净化。

好氧生物膜法的主要构筑物有普通生物滤池、高负荷生物滤池、塔式生物滤池、生物接触氧化池、生物流化床和生物转盘等。

厌氧生物膜法的主要构筑物有厌氧生物滤池、厌氧流化床和厌氧生物转盘等。

7.1 普通生物滤池

普通生物滤池，又称滴滤池、传统生物滤池，是生物滤池早期的类型，即第一代生物滤池。它具有净化效果好(BOD_5 去除率达 85%～95%)、基建投资省、运行费用低等优点。但也存在着占地面积大、卫生条件较差等缺点。对污水量较小的中、小城镇，尤其是经济不太发达的城镇，仍然有较大的应用价值。

7.1.1 构　造

普通生物滤池由池体、滤料、布水装置和排水系统等四部分组成。

(1) 池体：平面形状为方形、矩形或圆形。池壁分带孔洞和不带孔洞两种形式，其高度一般应高出滤料表面 0.5～0.9m。池底起支撑滤料和排除处理后污水的作用。

(2) 滤料：表面有生物膜附着，是净化污水的主体。滤料一般为碎石、卵石、炉渣等。其粒径为 25～100mm。同一层中滤料粒径要求均匀，以提供较高的孔隙率。当孔隙率为 45% 时，滤料比表面积约为 65～100m^2/m^3。

(3) 布水装置：分固定式喷嘴布水系统和移动式布水器两种。

固定式喷嘴布水系统由投配池、配水管网和喷嘴等三部分组成。借助投配池的虹吸作用，使布水自动间歇进行。喷洒周期一般为 5～15min。安装在配水管上的喷嘴应高出滤料表面 0.15～0.20m，喷嘴口径一般为 15～25mm。常用喷嘴类型，见图 7-1。

(4) 排水系统：普通滤池底部的排水系统，起排除处理后污水和滤池通风的作用。排水系统包括渗水装置、集水沟和总排水沟等。常用渗水装置，见图 7-2。

实践表明，渗水装置排水孔总面积应不小于滤池表面积的 20%，其净空高度应不小于 0.3m。池底以 1%～2% 的坡度坡向集水沟，其宽 0.15m，间距 2.5～4.0m，坡度 0.5%～1.0% 坡向总排水沟。总排水沟坡度不小于 0.5%，其过水断面应小于全部断面的 50%，以利通风。沟内水流速度应大于 0.7m/s。普通滤池构造示意，见图 7-3。

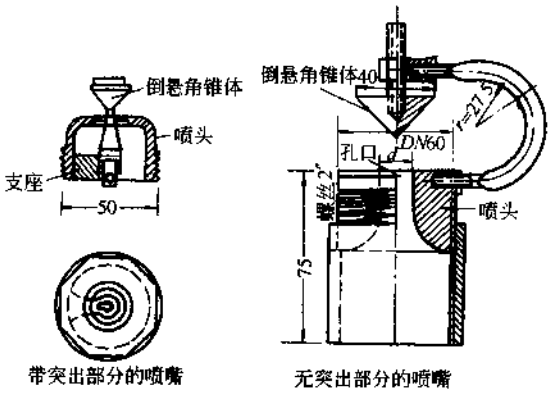


图 7-1　常用喷嘴类型

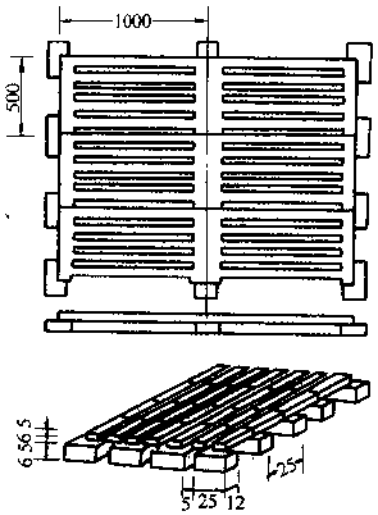


图 7-2　常用渗水装置

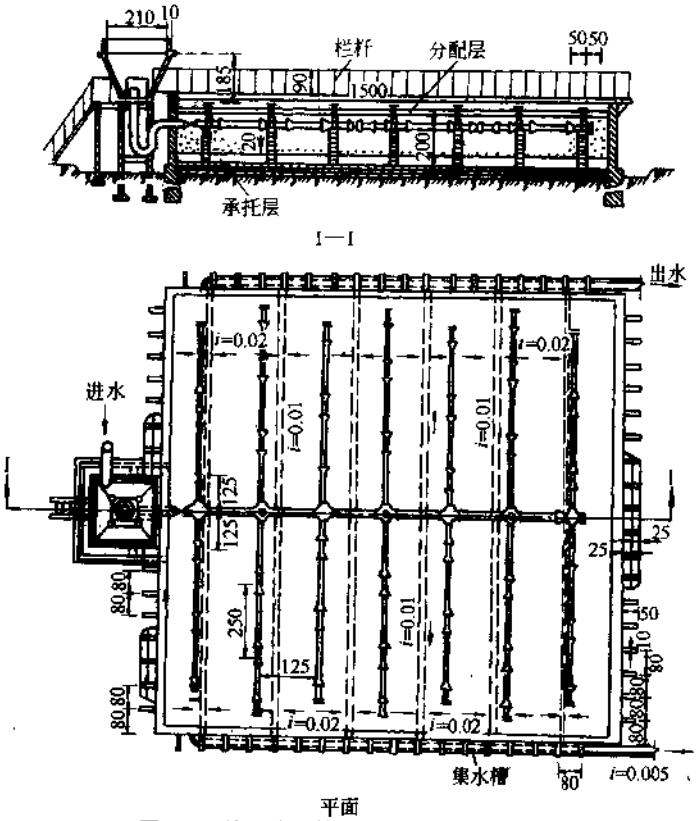


图 7-3　普通滤池构造示意(单位:cm)

7.1.2 设 计 参 数

(1) 普通生物滤池的个数或分格数应不少于 2 个,并按同时工作设计。

(2) 滤池有效容积(滤料体积)按平均日污水量计算。

(3) 滤池的水力负荷。对生活污水为 1～3m³/(m²·d)。

(4) 滤料的容积负荷。在常温下为 150～300g BOD_5/(m³·d)。对生活污水,也可按表7-1数据选用。

冬季污水平均温度为 10℃ 时滤料的容积负荷 表 7-1

年平均气温(℃)	容积负荷[g BOD_5/(m³·d)]	年平均气温(℃)	容积负荷[g BOD_5/(m³·d)]
3～6	100	>10	200
6.1～10	170		

(5) 滤料分工作层和承托层两层,总厚度为 1.5～2.0m。粒径和层厚一般采用:

1) 工作层:层厚 1.3～1.8m,粒径 25～40mm。

2) 承托层:层厚 0.2m,粒径 70～100mm。

(6) 必要时,应考虑滤池的采暖、防冻和防蝇等措施(如加盖等)。

7.1.3 计 算 公 式

按每人和按处理 1m³ 污水所需滤料体积的计算公式见表 7-2、3。

按每人所需滤料体积的计算公式 表 7-2

名 称	公 式	符 号 说 明
每人所需滤料体积	$V_2=\frac{L_a}{M}$	V_2—每人所需滤料体积(m³/人) L_a—进入滤池污水 BOD_5 含量[g/(人·d)] M—滤料容积负荷[g BOD_5/(m³·d)]
滤料总体积	$V=NV_2$	V—滤料总体积(m³) N—设计人口数(人)

按处理 1m³ 污水所需滤料体积的计算公式 表 7-3

名 称	公 式	符 号 说 明
每天处理 1m³ 污水所需滤料体积	$V_1=\frac{L_a-L_t}{M}$	V_1—每天处理 1m³ 污水所需滤料体积[m³/(m³·d)] L_a—进入滤池的 BOD_5 浓度(g/m³) L_t—滤池出水 BOD_5 浓度(g/m³) M—滤料容积负荷[g BOD_5/(m³·d)]
滤料总体积	$V=QV_1$	V—滤料总体积(m³) Q—平均日污水设计流量(m³/d)
滤池有效面积	$F=\frac{V}{H}$	F—滤池有效面积(m²) H—滤料层总高度(m) $H=1.5\sim2.0$m
用水力负荷校核滤池面积	$F=\frac{Q}{q}$	q—滤池水力负荷[m³/(m²·d)] $q=1\sim3$m³/(m²·d)

续表

名　称	公　式	符号说明
处理 $1m^3$ 污水所需空气量	$D_1=\frac{L_a-L_t}{2.099\times Sn}$	D_1—处理 $1m^3$ 污水所需空气量(m^3/m^3) 2.099—空气含氧量折算系数 S—氧的密度,在标准大气压下, $S=1.429g/L$ n—氧的利用率,一般 $n=7\%\sim8\%$
每天每立方米滤料所需空气量	$D_0=\frac{M}{21}$	D_0—每天每立方米滤料所需空气量[$m^3/(m^3\cdot d)$] $21=2.099\times1.427\times7$

7.1.4　固定式喷嘴布水系统计算

(1) 一般规定:

1) 喷嘴布置形式:喷嘴布置形式有多种,见图 7-4。一般采用图 7-4(c)交错布置形式,以充分利用滤池表面积。其中,R 为每个喷嘴的喷洒面积半径,喷嘴间距 $L_1=1.732R$,排距 $L_2=1.50R$。

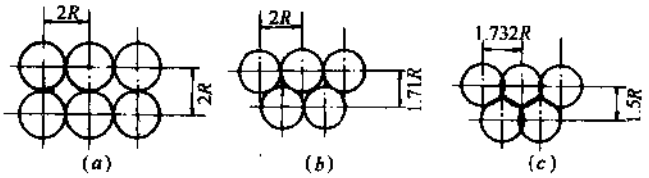


图 7-4　喷嘴布置形式

(a)形式Ⅰ;(b)形式Ⅱ;(c)形式Ⅲ

2) 喷水周期:喷洒时间和间歇时间之和称喷水周期。对大中型滤池,在污水最大设计流量时,一般为 5~8min。对小型滤池,一般控制在 15min 内,喷洒时间一般为 1~5min。

3) 配水管自由水头:起端为 1.5m,末端为 0.5m。

(2) 计算公式:固定式喷嘴布水系统计算公式见表 7-4。

固定式喷嘴布水系统计算公式　　表 7-4

名　称	公　式	符号说明
每个喷嘴的喷出流量(查图 7-5)	$q=\mu f\sqrt{2gH_1}$	q—每个喷嘴的喷出流量(m^3/s) μ—流量系数,$\mu=0.60\sim0.75$ f—喷嘴孔口的有效面积(m^2) H_1—喷嘴孔口自由水头(m) g—重力加速度(m/s^2)
投配池最大出水量	$Q_{max}=q_{max}n$	Q_{max}—投配池最大出水量(m^3/s) q_{max}—每个喷嘴的最大流量(m^3/s) n—每个滤池喷嘴个数(个)
每个滤池喷嘴个数	$n=n_1n_2$	n_1—每排喷嘴个数(个) n_2—每个滤池喷嘴排数(排)

续表

名　称	公　式	符　号　说　明
每排喷嘴个数	$n_1=\frac{B}{L_1}$	B—滤池宽度(m) L_1—喷嘴间距，$L_1=1.732R$ R—每个喷嘴喷洒面积半径(m)， $R=\sqrt{f_0}/1.61$ f_0—每个喷嘴的喷洒面积(m^2)，查图 7-5
每个滤池喷嘴排数	$n_2=\frac{L}{L_2}$	L—滤池长度(m) L_2—喷嘴排距(m)，$L_2=1.5R$
投配池的总水头	$H=H_{1max}+\Sigma h$ $\Sigma h=H_2+H_3+H_4$	H—投配池的总水头(m) H_{1max}—最远一个喷嘴所需最大自由水头(m) H_2—配水管最大沿程水头损失和局部水头损失之和(m) H_3—虹吸管水头损失(m) H_4—投配池水头损失(m) 初步设计时，Σh 按$(0.25\sim0.3)H$计
投配池容积	$V=(Q_m-Q_0)t_1\times60$	V—投配池容积(m^3) Q_m—投配池平均出水量(m^3/s) Q_0—投配池最大进水量(m^3/s) t_1—喷嘴喷洒时间(min)
投配池平均出水量	$Q_m=\frac{1.1(Q_{max}+Q_{min})}{2}$	Q_{min}—投配池最小出水量(m^3/s) 1.1—系数
投配池最小出水量	$Q_{min}=1.5Q_0$	
投配池最大进水量	$Q_0=\frac{QK_z}{86400n'}$	K_z—流量总变化系数 Q—平均日污水量(m^3/s) n'—投配池个数(个)
投配池工作深度	$H_5=H-(H_{1min}-H'_2)$	H_5—投配池工作深度(m) H_{1min}—最大流量时最远一个喷嘴的自由水头(m)，$H_{1min}\geqslant0.2m$ H'_2—最小流量时投配池和管路水头损失(m)
最小流量时的自由水头	$H_{1min}=H_{1max}\frac{Q^2_{min}}{Q^2_{max}}$	
最小流量时投配池和管路水头损失	$H'_2=H_2\frac{Q^2_{min}}{Q^2_{max}}$	
投配池充满的延续时间(喷洒间歇时间)(min)	$t_2=\frac{V}{60Q_0}$	
投配池工作周期(min)	$t=t_1+t_2$	

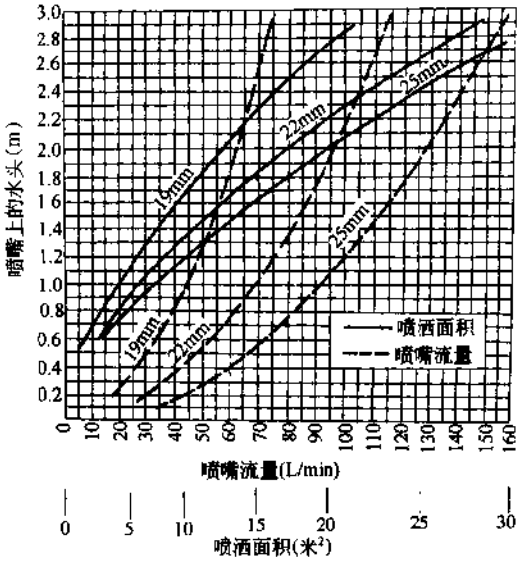


图 7-5　喷嘴计算

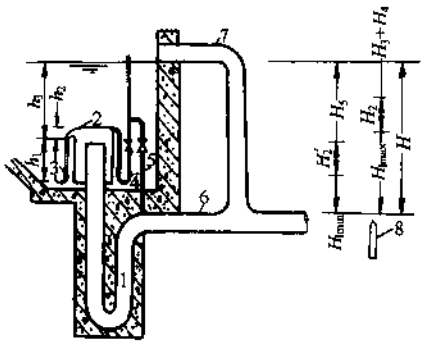


图 7-6　投配池示意

1—虹吸管;2—倒筒;3—空气管;4—压力调整管;5—连接管;6—出水干管;7—溢流管;8—喷嘴

7.1.5　示　　例

【例】 已知某市卫星镇设计人口 80000 人,最大时污水流量为 150L/s,平均日流量为 $8000m^3/d$,$K_2=1.62$。年平均气温为 8℃。采用普通滤池处理,滤料为碎石,污水经初次沉淀后的 BOD_5 为 20g/(人·d)。试设计普通生物滤池和固定式喷嘴布水系统。

【解】 (1) 普通生物滤池计算:根据年平均气温为 8℃,查表 7-1 得滤料容积负荷 $M=170g\ BOD_5/(m^3\cdot d)$。$L_a=20g/(人\cdot d)$。

1) 每人所需滤料体积:

$$V_2=\frac{L_a}{M}=\frac{20}{170}=0.118m^3/人$$

2) 滤料总体积:

$$V=NV_2=80000\times0.118=9440m^3$$

3) 设滤料层厚度 $H=2.0m$,滤池有效面积为

$$F=\frac{V}{H}=\frac{9440}{2}=4720m^2$$

4) 滤池面积校核:

$$q=\frac{Q}{F}=\frac{8000}{4720}=1.695m^3/(m^2\cdot d)$$

q 在 $1\sim3m^3/(m^2\cdot d)$范围内,满足要求。

5) 滤池平面尺寸:采用 6 个滤池,每个滤池面积为

$$F_1=\frac{F}{6}=\frac{4720}{6}=787m^2,取\ F_1=800m^2$$

滤池平面尺寸　　$L\times B=20\times40m$

6) 每个滤池的滤料体积：

$$V_1' = BLH = 40 \times 20 \times 2 = 1600\text{m}^3$$

7) 每个滤池污水负荷量：

$$q_0 = \frac{Q_{max}}{m} = \frac{150}{6} = 25\text{L/s}$$

(2) 固定式喷嘴布水系统计算：

1) 设喷嘴最大静压力 $H = 2.0\text{m}$，配水管网水头损失为总水头损失的 30%，则最大自由水头为

$$H_{1max} = 2.0 \times (1 - 0.3) = 1.4\text{m}$$

2) 喷嘴口径采用 $\phi 19\text{mm}$，查图 7-5，当 $H_{1max} = 1.4\text{m}$ 时，每个喷嘴的喷洒面积 $f_0 = 6\text{m}^2$。

3) 喷嘴喷洒面积半径：

$$R = \frac{\sqrt{f_0}}{1.61} = \frac{\sqrt{6}}{1.61} = 1.52\text{m}$$

4) 喷嘴间距：

$$L_1 = 1.732R = 1.732 \times 1.52 = 2.63\text{m}$$

5) 喷嘴排距：

$$L_2 = 1.5R = 1.5 \times 1.52 = 2.28\text{m}$$

6) 每排喷嘴个数：

$$n_1 = \frac{B}{L_1} = \frac{40}{2.63} = 15.2\text{个} \quad 取\ n_1 = 15\text{个}$$

7) 每个滤池喷嘴的排数：

$$n_2 = \frac{L}{L_2} = \frac{2.0}{2.28} = 8.77\text{排}，取\ n_2 = 9\text{排}$$

8) 喷嘴实际间距：

$$L_1' = \frac{40}{15} = 2.67\text{m}$$

9) 喷嘴实际排距：

$$L_2' = \frac{20}{9} = 2.22\text{m}$$

10) 一个滤池喷嘴总个数(见图 7-7)：

$$n = n_1 n_2 = 15 \times 9 = 135\text{个}$$

11) 一个喷嘴的流量：在最大自由水头下，一个喷嘴流量按图 7-5 查得：

$$q_{max} = 50\text{L/min} = 0.83\text{L/s}$$

12) 进入一个滤池的最大污水量：

$$Q_{max}' = nq_{max} = 135 \times 0.83 = 112\text{L/s}$$

13) 两个滤池合用一个投配池，投配池的最大出水量：

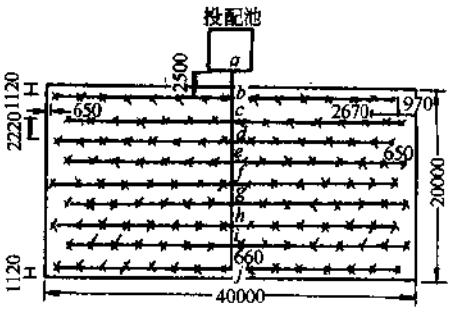


图 7-7 普通滤池喷嘴布置

$$Q_{max}=2Q'_{max}=2\times112=224L/s$$

14）进入投配池的最大流量：

$$Q_0=\frac{QK_2}{86400n'}=\frac{8000\times1.62}{86400\times3}=0.05m^3/s$$

15）投配池最小出水量：

$$Q_{min}=1.5Q_0=1.5\times0.05=0.075m^3/s=75L/s$$

16）每个滤池的最小进水量：

$$Q'_{min}=\frac{Q_{min}}{2}=\frac{75}{2}=37.5L/s$$

17）最小流量时的自由水头：

$$H_{1min}=H_{1max}\frac{Q^2_{min}}{Q^2_{max}}=1.4\times\frac{0.075^2}{0.224^2}=0.157m<0.2m$$

为防止堵塞采用 $H_{1min}=0.5m$，则投配池的最小出水量为

$$Q_{min}=Q_{max}\sqrt{\frac{H_{1min}}{H_{1max}}}=0.224\sqrt{\frac{0.5}{1.4}}=0.134m^3/s$$

18）投配池平均出水量：

$$Q_m=1.1\times\frac{Q_{max}+Q_{min}}{2}=1.1\times\frac{0.224+0.134}{2}=0.197m^3/s$$

19）投配池容积（喷嘴喷洒时间 $t_1=1.5min$）：

$$V=(Q_m-Q_0)t_1\times60=(0.197-0.05)\times1.5\times60=13.2m^3$$

20）投配池充满的延续时间：

$$t_2=\frac{V}{60Q_0}=\frac{13.2}{60\times0.05}=4.4min$$

21）投配池的工作周期：

$$t=t_1+t_2=1.5+4.4=5.9min$$

22）配水管水头损失（见表 7-5）：

$$\begin{aligned}H_2&=沿程水头损失+局部水头损失\\&=0.2449+0.5316\\&=0.7765m\end{aligned}$$

实际水头比假设的水头大，两者的差值为

$$0.7765-2\times0.3=0.1765m$$

23）从最远一个喷嘴到投配池的总水头：

$$H=H_{1max}+\Sigma h=1.4+0.7765=2.1765m$$

24）最小流量时的水头损失：

$$H'_2=H\frac{Q^2_{min}}{Q^2_{max}}=0.7765\times\frac{0.134^2}{0.224^2}=0.278m$$

25）投配池工作深度：

$$\begin{aligned}H_5&=H-(H_{1min}+H'_2)\\&=2.177-(0.5+0.278)=1.40m\end{aligned}$$

26）虹吸管与配水干管直径：两者直径均采用 $d=500\text{mm}$，倒筒直径 $D=2d=2\times500=1000\text{mm}$（见图 7-6）。

取 $h_2=0.15\text{m}$，则

$$h_1=\frac{H_5(10d^2+D^2h_2+d^2H)}{D^2(10+h_2)+d^2H}$$

$$=\frac{1.4(10\times0.5^2+1^2\times0.15+0.5^2\times2.177)}{1^2(10+0.15)+0.5^2\times2.177}$$

$$=0.42\text{m}$$

$$h_3=H_5-h_1=1.40-0.42=0.98\text{m}$$

27）投配池尺寸：当投配池容积 $V=13.2\text{m}^3$，$H_5=1.40\text{m}$时，查图7-8得投配池顶边长为 4.6m，底边长为 1.25m。

28）校核投配池容积：

$$V=\frac{1}{3}H_5(f_1+f_2+\sqrt{f_1^2f_2^2})$$

$$=\frac{1}{3}\times1.40(4.6^2+1.25^2+\sqrt{4.6^2\times1.25^2})$$

$$=13.3\text{m}^3\approx13.2\text{m}^3$$

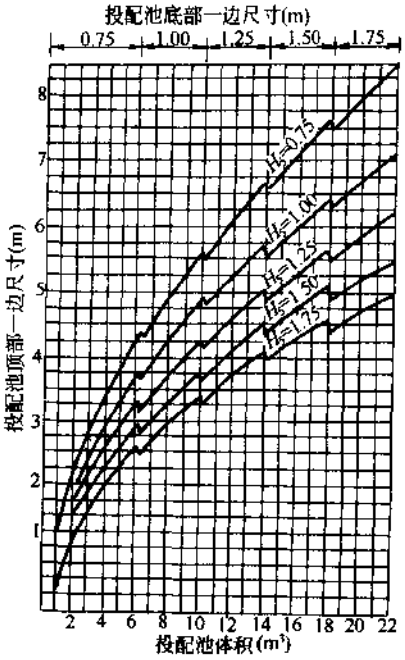


图 7-8 投配池尺寸计算

固定式喷嘴布水系统配水管网计算 表 7-5

管段及节点标号	流量 q (L/s)	管径 d(mm)	流速 v(m/s)	管段长度 L(m)	单位水头损失 i	沿程水头损失(m) h_i	局部阻力系数 ξ	局部水头损失(m) h_ξ
a	224.00	500	1.140	2.00	0.00347	0.00694	2.50①	0.1650
$a-b$	112.00	500～400	0.89	2.50	0.00292	0.00730	0.180	0.0073
b	112.00～99.56	400×100	0.89～0.80	十字管	—	—	0.192②	0.0775
$b-c$	99.56	400	0.80	2.22	0.00237	0.00526	—	—
c	99.56～87.11	400×100	0.80～0.69	十字管	—	—	0.255	0.0832
$c-d$	87.11	400～350	0.90	2.22	0.00357	0.00793	0.15③	0.0062
d	87.11～74.66	350×100	0.90～0.78	十字管	—	—	0.248	0.01025
$d-e$	74.66	350	0.78	2.22	0.00271	0.00602	—	—
e	74.66～62.21	350×100	0.78～0.64	十字管	—	—	0.326	0.0101
$e-f$	62.21	350～300	0.88	2.22	0.0042	0.00915	0.15	0.0059
f	62.21～49.77	300×100	0.88～0.71	十字管	—	—	0.346	0.0137
$f-g$	49.77	300	0.71	2.22	0.00277	0.00615	—	—
g	49.77～37.32	300×100	0.71～0.53	十字管	—	—	0.442	0.0114
$g-h$	37.32	300～250	0.77	2.22	0.00413	0.00916	0.15	0.0045
h	37.32～24.88	250×100	0.77～0.51	十字管	—	—	0.560	0.0169
$h-i$	24.88	250～200	0.80	2.22	0.00598	0.0133	0.15	0.0049
i	24.88～12.44	200×100	0.80～0.40	十字管	—	—	0.750	0.0245
$i-j$	12.24	200～150	0.72	2.22	0.00707	0.0157	0.15	0.0039
j	12.24～6.64	150×100	0.72～0.86	丁字管	—	—	1.50④	0.0565

续表

管段及节点标号	流量 q (L/s)	管径 d(mm)	流速 v(m/s)	管段长度 L(m)	单位水头损失 i	沿程水头损失(m) h_i	局部阻力系数 ξ	局部水头损失(m) h_ξ
$j-8$	6.64	100	0.86	0.66	0.0167	0.0110	—	—
8	6.64～5.81	100×50	0.86～0.75	丁字管	—	—	0.10⑤	0.0038
8－7	5.81	100	0.75	2.67	0.0132	0.0352	—	—
7	5.81～4.98	100×50	0.75～0.65	丁字管	—	—	0.10	0.00286
7－6	4.98	100	0.65	2.67	0.0100	0.0267	—	—
6	4.98～4.15	100×50	0.65～0.54	丁字管	—	—	0.10	0.00216
6－5	4.15	100	0.54	2.67	0.00714	0.0191	—	—
5	4.15～3.32	100×50	0.54～0.43	丁字管	—	—	0.10	0.00149
5－4	3.32	100	0.43	2.67	0.00473	0.0126	—	—
4	3.32～2.49	100×50	0.43～0.32	丁字管	—	—	0.10	0.0009
4－3	2.49	100～75	0.58	2.67	0.0119	0.0318	0.15	0.0026
3	2.49～1.66	75×50	0.58～0.39	丁字管	—	—	0.10	0.00171
3－2	1.66	75	0.39	2.67	0.0059	0.0157	—	—
2	1.66～0.83	75×50	0.39～0.21	丁字管	—	—	0.10	0.0008
2－1	0.83	75	0.21	2.67	0.00192	0.0051	—	—
1	0.83	75～50	0.42	丁字管	—	—	1.5⑥	0.0135
1-喷嘴管段	0.83	50		0.85	0.00116	0.00079		
Σ						0.2449		0.53157

① 投配池虹吸管全部局部损失系数 $\xi=2.5$，$h_\xi=2.5\frac{v_0^2}{2g}$，$v$—虹吸管内流速(m/s)。

② 干管十字管局部损失 $h_\xi=\left(1-\frac{v_2^2}{v_1^2}\right)\frac{v_1^2}{2g}$，$v_1$—进口处流速(m/s)，$v_2$—出口处流速(m/s)。

③ 渐缩管局部损失系数 $\xi=0.15$。

④ j 点按丁字转弯计算局部损失，其局部损失系数 $\xi=1.5$，$h_\xi=1.5\frac{v_2^2}{2g}$，$v_2$—进入支管上的流速(m/s)。

⑤ 支管上丁字管局部损失系数 $\xi=0.1$，$h_\xi=0.1\frac{v_1^2}{2g}$，$v_1$—进口流速(m/s)。

⑥ 最后喷嘴按转弯流动计算局部损失，其局部损失系数 $\xi=1.5$。

7.2 高负荷生物滤池

高负荷生物滤池的有机负荷大，一般为普通生物滤池的6～8倍，因此池体较小，占地面积也较少。但 BOD_5 去除率较低，一般为75%～90%。高负荷生物滤池内的生物膜生长非常迅速，必须采用较高的水力负荷，利用水力冲刷作用，及时冲走过厚和老化的生物膜，促进生物膜更新，防止滤池堵塞。

7.2.1 构　造

高负荷生物滤池的构造与普通生物滤池基本相同，只是滤料粒径较大，一般为40～

100mm,以提高其孔隙率。滤料层较厚,为 2～4m。布水装置一般采用旋转布水器。图 7-9 为高负荷生物滤池构造示意。

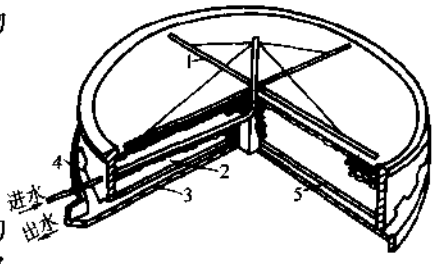


图 7-9 高负荷生物滤池构造示意
1—旋转布水器;2—滤料;3—集水沟;4—总排水沟;5—渗水装置

7.2.2 设 计 参 数

(1) 高负荷生物滤池按平均日污水量设计。

(2) 进水 BOD_5 浓度应小于 200mg/L。当污水的 BOD_5 浓度大于 200mg/L 时,必须采用处理水回流稀释到 BOD_5 浓度在 200mg/L 以下,回流比经计算求得。

(3) 容积负荷一般不宜大于 1200g $BOD_5/(m^3 \cdot d)$。

(4) 面积负荷一般为 1100～2000g $BOD_5/(m^2 \cdot d)$。

(5) 水力负荷一般为 10～30$m^3/(m^2 \cdot d)$。

(6) 滤料一般采用卵石、石英石、花岗石等,但以表面光滑的卵石较好。

(7) 滤料层厚度为 2～4m。当采用自然通风时,一般不应大于 2m。滤料粒径和相应厚度为:

1) 工作层:层厚 1.8m,粒径 40～70mm。

2) 承托层:层厚 0.2m,粒径 70～100mm。

当滤料层厚度超过 2m 时,一般应采取人工通风措施。

7.2.3 计 算 公 式

高负荷生物滤池计算公式,见表 7-6。

高负荷生物滤池计算公式 表 7-6

名 称	公 式	符 号 说 明
经稀释后的进水 BOD_5 浓度	$L_{al}=KL_t$	L_{al}—稀释后进水 BOD_5(mg/L) L_t—出水 BOD_5(mg/L) K—系数,见表 7-7
回流稀释倍数	$n=\frac{L_a-L_{al}}{L_{al}-L_t}$	L_a—原污水 BOD_5(mg/L)
滤池总面积	$F=\frac{Q(n+1)L_{al}}{M}$	F—滤池总面积(m^2) Q—平均日污水量(m^3/d) M—滤池面积负荷[g $BOD_5/(m^2 \cdot d)$]
滤池滤料总体积	$V=HF$	V—滤池滤料总体积(m^3) H—滤料层厚度(m)
滤池水力负荷	$q=\frac{M}{L_{al}}$	q—滤池水力负荷[$m^3/(m^2 \cdot d)$],当 $q<10$ 时,则应加大回流稀释倍数,使 q 达到 10 以上,否则应减小滤料层厚度
滤池直径	$D=\sqrt{\frac{4F_1}{\pi}}$	D—滤池直径(m) F_1—每一个滤池的面积(m^2)

K　值　　表 7-7

污水冬季平均温度(℃)	年平均气温(℃)	滤池滤料厚度(m)				
		2.0	2.5	3.0	3.5	4.0
8~10	<3	2.5	3.3	4.4	5.7	7.5
10~14	3~6	3.3	4.4	5.7	7.5	9.6
>14	>6	4.4	5.7	7.5	9.6	12.0

7.2.4　旋转布水器计算

(1) 一般规定：

1) 旋转布水器按最大设计污水量计算。

2) 每架布水器的布水横管数为 2~4 根。

3) 布水器直径 $D_2=D-200$mm(D 为池内径)，布水横管长 $L=\frac{1}{2}D_2$。

4) 布水横管直径 $D_1=50\sim250$mm。

5) 横管上布水小孔直径 $d=10\sim15$mm。

6) 布水横管高出滤料层表面 0.15~0.25m。

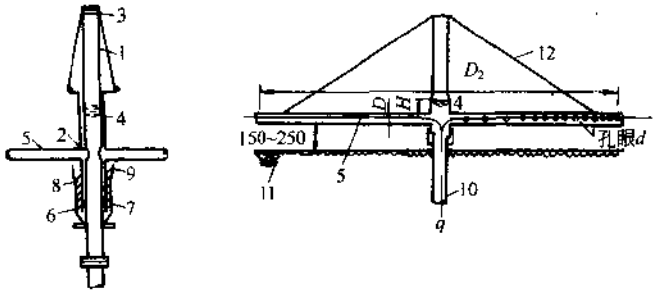
7) 布水小孔间距在中心部分最小，向外逐渐加大，一般从 75mm 增加到 300mm，具体间距应通过计算确定。

8) 布水器水头损失，当 $D_2=10\sim40$m 时，其水头损失或所需压力，一般为 0.2~1.0m。

(2) 旋转布水器计算公式见表 7-8 和图 7-10。

旋转布水器计算公式　　表 7-8

名　称	公　式	符　号　说　明
每架布水器的最大设计污水量	$Q_{1max}=\frac{QK_z}{n}$	Q_{1max}—每架布水器的最大设计污水量(m^3/s) Q—平均日污水量(m^3/s) K_z—总变化系数 n—滤池个数(个)
每根布水横管上布水小孔个数	$m=\frac{1}{1-\left(1-\frac{4d}{D_2}\right)^2}$	m—每根布水直管上布水小孔个数(个) d—布水小孔直径(mm) D_2—布水器直径(mm)
布水小孔与布水器中心的距离	$r_i=R\sqrt{\frac{i}{m}}$	r_i—布水小孔与布水器中心的距离(m) R—布水器半径(m)，$R=\frac{1}{2}D_2$ i—布水横管上布水小孔从布水器中心开始的排列序号
布水器转速	$n=\frac{34.78\times10^6}{md^2D_2}Q_{1max}$	n—布水器转速(r/min)
布水器水头损失	$H=\left(\frac{Q_{1max}}{n_0}\right)^2\left(\frac{256\times10^6}{m^2d^4}-\frac{81\times10^6}{D_1^4}+\frac{294D_2}{K^2\times10^3}\right)$	H—布水器水头损失(m) n_0—每架布水器横管数(根) D_1—布水横管直径(mm) d—布水小孔直径(mm) K—流量模数(L/s)，见表 7-9



布水器节点　　布水器尺寸

图 7-10 旋转布水器

1—固定竖管;2—出水孔;3—轴承;4—转动部分;5—布水横管;
6—固定环;7—水银;8—滚珠;9—甘油;10—进水管;11—滤料;12—拉杆

流量模数 K 值　　表 7-9

布水横管直径 D_1(mm)	50	63	75	100	125	150	175	200	250
K 值(L/s)	6	11.5	19	43	86.5	134	209	300	560
K^2	36	132	361	1849	7482	17965	43680	90000	313600

7.2.5 示　例

【例】 已知:某卫星镇设计人口 $N=80000$ 人,污水量标准 $q=100L/(人\cdot d)$,BOD_5 含量 $L'_a=20g/(人\cdot d)$。镇内有一座化纤厂,污水量 $Q_p=2000m^3/d$,污水 BOD_5 浓度 $L''_a=600mg/L$。混合污水冬季平均温度为 14℃,总变化系数 $K_z=1.58$。年平均气温为 8℃。拟采用高负荷生物滤池处理,滤料层厚度 $H=2m$,采用旋转布水器布水。处理后出水要求 $BOD_5\leqslant 25mg/L$。试设计高负荷生物滤池和旋转布水器。

【解】

(1) 高负荷生物滤池计算:

1) 混合污水平均日流量:

$$Q=\frac{Nq}{1000}+Q_p=\frac{80000\times 100}{1000}+2000=10000m^3/d$$

2) 混合污水 BOD_5 浓度:

$$L_a=(NL'_a+Q_pL''_a)\frac{1}{Q}$$

$$L_a=(80000\times 20+600\times 2000)\times\frac{1}{10000}$$

$$=280mg/L$$

$L_a>200mg/L$,必须进行稀释。

3) 回流稀释后混合污水要求的 BOD_5 浓度:

$$L_{a1}=KL_t$$

当 $H=2m$,混合污水冬季平均温度 14℃,年平均气温 8℃时,查表 7-7,得 $K=4.4$,

$$L_{a1}=4.4\times 25=110mg/L$$

4）回流稀释倍数：

$$n=\frac{L_a-L_{a1}}{L_{a1}-L_t}=\frac{280-110}{110-25}=2$$

5）滤池总面积：

$$F=\frac{Q(n+1)L_{a1}}{M}$$

当 $M=2000\text{g BOD}_5/(\text{m}^2\cdot\text{d})$时，

$$F=\frac{10000(2+1)\times110}{2000}=1650\text{m}^2$$

6）滤池滤料总体积：

$$V=FH=1650\times2=3300\text{m}^3$$

7）每个滤池面积：采用4个滤池，每个滤池面积 F_1 为

$$F_1=\frac{1}{4}F=\frac{1}{4}\times1650=413\text{m}^2$$

8）滤池直径：

$$D=\sqrt{\frac{4F_1}{\pi}}=\sqrt{\frac{4\times413}{\pi}}=23\text{m}$$

9）校核水力负荷：

$$q=\frac{M}{L_{a1}}=\frac{2000}{110}=18.2\text{m}^3/(\text{m}^2\cdot\text{d})$$

$q>10\text{m}^3/(\text{m}^2\cdot\text{d})$，满足要求。

(2) 旋转布水器计算：

1）污水最大设计流量：

$$Q_{max}=QK_z=\frac{10000\times1000}{86400}\times1.58=183\text{L/s}$$

2）每个滤池的最大设计流量：

$$Q_{1max}=\frac{1}{4}Q_{max}=\frac{1}{4}\times183=46\text{L/s}$$

3）布水器横管管径和布水孔直径：每个滤池设置一台布水器，每架布水器设四根布水横管，其直径 $D_1=100\text{mm}$，布水孔直径 $d=15\text{mm}$。

4）布水器直径：

$$D_2=D-200=23000-200=22800\text{mm}$$

5）每根布水横管上的布水孔数目：

$$m=\frac{1}{1-\left(1-\frac{4d}{D_2}\right)^2}=\frac{1}{1-\left(1-\frac{4\times15}{22800}\right)^2}=190.5\text{个}$$

取 $m=192$ 个

6）布水孔与布水器中心的距离：

① 第一个布水孔距离：

$$r_1=R\sqrt{\frac{1}{m}}=11.4\sqrt{\frac{1}{192}}=0.82\text{m}$$

② 第 96 个布水孔距离：

$$r_{96}=R\sqrt{\frac{96}{m}}=11.4\sqrt{\frac{96}{192}}=8.06\text{m}$$

③ 第 192 个布水孔距离：

$$r_{192}=R\sqrt{\frac{192}{192}}=R=11.4\text{m}$$

7) 布水器转速：

$$n=\frac{34.78\times10^6}{md^2D_2}\quad Q_{1\max}=\frac{34.78\times10^6}{192\times15^2\times22800}\times46$$
$$=1.62\text{r/min}$$

8) 布水器所需水头(布水器水头损失)：

$$H=\left(\frac{Q_{1\max}}{n_0}\right)^2\left(\frac{256\times10^6}{m^2d^4}-\frac{81\times10^6}{D_1^4}+\frac{294D_2}{K^2\times10^3}\right)$$
$$=\left(\frac{46}{4}\right)^2\left(\frac{256\times10^6}{192^2\times15^4}-\frac{81\times10^6}{100^4}+\frac{294\times22800}{43^2\times10^3}\right)$$
$$=390.5\text{mm}$$

7.3 塔式生物滤池

塔式生物滤池系由德国化学工程师舒个兹于 1951 年应用气体洗涤塔原理创立的一种新型污水生物膜法处理构筑物。目前国内已在城市污水和石油化工、焦化、化纤、造纸、针织和冶金等行业的污水处理中应用。

塔式生物滤池的总高度一般为 8～12m，塔内装有轻质塑料填料或其他填料。污水自上而下滴流，水流紊动剧烈，通风良好。污水、生物膜和空气三者可获得充分接触，加快物质的传质速度和生物膜的更新速度，使单位滤料体积的有机负荷大大提高。滤料容积负荷一般为 1000～3000g $BOD_5/(m^3\cdot d)$，水力负荷为 80～200$m^3/(m^2\cdot d)$。

由于污水在塔内的停留时间很短，一般仅为几分钟。因此，对有机物的处理往往不够完全，BOD_5 去除率较低，一般为 60%～85%。但是，它对有机负荷和有毒物质的冲击适应性较强。所以，常常被用来作为高浓度有机废水的预处理设施，以保证二级生物处理设施有稳定的处理效果。

7.3.1 优缺点

(1) 处理污水量大，容积负荷高，占地面积小，经常的运转费用较低。

(2) 由于塔内微生物存在着分层的特点，所以能承受较大的有机物和有毒物质的冲击负荷。

(3) 由于塔身较高，自然通风良好，氧气供给充足，产泥量少。

(4) 当进水 BOD_5 浓度较高时，由于生物膜生长迅速，容易引起滤料堵塞。所以，进水 BOD_5 浓度应控制在 500mg/L 以下，否则必须采取处理水回流稀释措施。

(5) 基建投资较大，BOD_5 去除率较低。

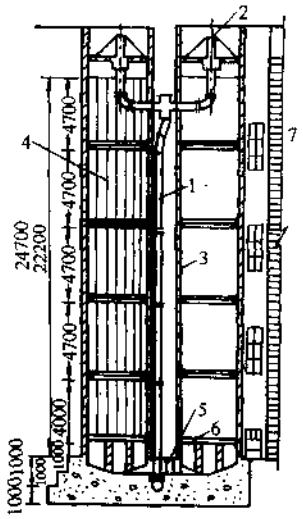


图 7-11　塔式生物滤池构造示意
1—进水管;2—布水装置;3—池壁;4—滤料;5—排水槽;6—通风口;7—塔身

7.3.2 构　造

塔式生物滤池的构造与高负荷生物滤池相似,主要由塔身、滤料、布水装置和池底的通风和集水设备等部分组成,见图 7-11。

(1) 塔身:塔身的平面形状多呈圆形或方形。一般用砖、钢筋混凝土或钢板制成。塔身高 8～24m,直径为 0.5～3.5m。塔顶高出上层滤料表面 0.5m 左右。塔身上开有观察窗,供观察、采样和更换滤料用。

(2) 滤料:以往多采用炉渣为滤料,粒径为 40～100mm。目前一般采用轻质填料,如大孔径波纹塑料填料、蜂窝型塑料或玻璃钢填料、弹性丝填料等(参见第 7.4.3 节)。

(3) 布水装置:一般有旋转布水器、多孔管和喷嘴等。

(4) 通风和集水设备:塔式生物滤池底部设有一集水池,以收集处理后污水,并由管、渠连续排入二次沉淀池或气浮池进行泥水分离。集水池水面以上开有许多通风窗口。为保证空气流畅,集水池最高水位与最下层滤料底面之间的空间高度一般应不小于 0.5m。当污水含有易挥发的有毒物质时,为防止污染空气,一般应采用机力通风,尾气应经水洗去除有毒物质后才能排入大气。

7.3.3 设 计 参 数

(1) 塔式生物滤池按平均日污水量设计。容积负荷一般为 1000～3000g $BOD_5/(m^3 \cdot d)$,水力负荷为 80～200$m^3/(m^2 \cdot d)$。不同污水水质,不同处理要求的容积负荷不一样,一般应通过试验确定。对于以生活污水为主的城市污水,可参照图 7-12 选用。当缺乏污水冬季平均温度资料时,可用年平均气温推算,见表7-10。

气温与水温的关系　　表 7-10

年平均气温(℃)	<3	3～6	>6
污水冬季平均温度(℃)	8～10	12	14

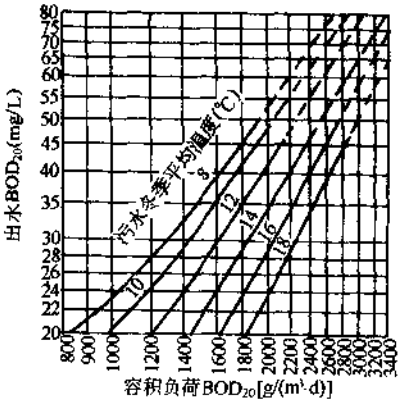


图 7-12　塔式生物滤池容积负荷与出水 BOD_{20}的关系

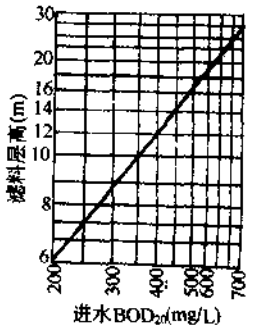


图 7-13　进水 BOD_{20}与滤料层总高度的关系

(2) 塔式生物滤池的个数应不少于2个。并按同时工作设计。塔身直径与塔高之比为1:6~8。滤料层高度与进水BOD浓度有关,可参照图7-13选用。

(3) 滤料选择:滤料宜采用轻质填料,如大波纹塑料填料、蜂窝型填料或弹性丝填料等。但为了降低造价,对其下层填料亦可采用炉渣填料。每层填料厚度一般不应大于2.5m。

(4) 塔式生物滤池一般采用自然通风。但对含有易挥发有毒物质的污水,宜采用人工通风,尾气应经过淋洗处理后才能排入大气。

(5) 塔式生物滤池的布水装置。对大中型滤池一般采用旋转布水器。对小型滤池可采用多孔管或喷嘴布水。

7.3.4 计 算 公 式

塔式生物滤池计算公式,见表7-11。

塔式生物滤池计算公式 表7-11

名 称	公 式	符 号 说 明
滤料总体积	$V=\frac{Q(L_a-L_t)}{M}$	V—滤料总体积(m^3) Q—平均日污水量(m^3/d) L_a—进水BOD_{20}(g/m^3) L_t—出水BOD_{20}(g/m^3) M—滤料容积负荷[g $BOD_{20}/(m^3\cdot d)$]
滤池总面积	$F=\frac{V}{H}$	F—滤池总面积(m^2) H—滤料层总高度(m)
滤池直径	$D=\sqrt{\frac{4F}{n\pi}}$	D—滤池直径(m) n—滤池个数(个),$n\geqslant 2$个
滤池总高度	$H_0=H+h_1+(m-1)h_2+h_3+h_4$	H_0—滤池总高度(m) H—滤料层总高度(m) h_1—超高(m),$h_1=0.5$m m—滤料层层数(层) h_2—滤料层间隙高度(m),$h_2=0.2\sim0.4$m h_3—最下层滤料底面与集水池最高水位距离(m),$h_3\geqslant 0.5$m h_4—集水池最大水深(m)
每立方米污水所需空气量	$D_0=\frac{L_a-L_t}{21}$	D_0—每立方米污水所需空气量(m^3/m^3)
空气总量	$D=D_0Q$	D—空气总量(m^3/d)

7.3.5 示 例

【例】 已知某镇人口$N=4000$人,污水量标准$q=100L/(人\cdot d)$,BOD_{20}含量为40g/(人·d)。冬季平均水温为10℃。拟采用塔式生物滤池处理,处理后出水$BOD_{20}\leqslant 30mg/L$。试设计塔式生物滤池。

【解】 (1) 设计参数确定:

1）平均日污水量：

$$Q = Nq = 4000 \times 100 = 400000\text{L/d} = 400\text{m}^3/\text{d}$$

2）每日排出的 BOD_{20}：

$$G = N\text{BOD}_{20} = 4000 \times 40 = 160000\text{g/d}$$

3）污水 BOD_{20}浓度：

$$L_a = \frac{G}{Q} = \frac{160000}{400} = 400\text{g/m}^3 = 400\text{mg/L}$$

4）确定容积负荷：根据处理后出水 $BOD_{20} \leqslant 30\text{mg/L}$ 和冬季平均水温为 10℃，查图 7-13，得出：$M = 1450\text{g BOD}_{20}/(\text{m}^3 \cdot \text{d})$。

（2）滤池计算：

1）滤池滤料总体积：

$$V = \frac{Q(L_a - L_t)}{M} = \frac{400(400-30)}{1450} = 102\text{m}^3$$

2）滤池滤料层总高度：根据进水 BOD_{20}为 400mg/L，查图 7-14，得出：$H = 14\text{m}$。

3）滤池总面积：

$$F = \frac{V}{H} = \frac{102}{14} = 7.29\text{m}^2$$

4）采用两座滤池，每座滤池面积：

$$F_1 = \frac{1}{2}F = \frac{1}{2} \times 7.29 = 3.65\text{m}^2$$

5）滤池直径：

$$D = \sqrt{\frac{4F_1}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 3.65}{\pi}} = 2.26\text{m}$$

6）校核水力负荷：

$$q = \frac{Q}{F} = \frac{400}{7.29} = 55\text{m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{d})$$

水力负荷小于 $80 \sim 200\text{m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{d})$，需要采用处理水回流稀释。

7）滤池总高度：

$$H_0 = H + h_1 + (m-1)h_2 + h_3 + h_4$$

式中 $H = 14\text{m}$，分六层，每层滤料厚 2.35m 则 $H = 14.1\text{m}$，

$h_1 = 0.5\text{m}$，$h_2 = 0.3\text{m}$，$h_3 = 0.4\text{m}$，$h_4 = 0.5\text{m}$，即

$$\begin{aligned} H_0 &= 14.1 + 0.5 + (6-1) \times 0.3 + 0.4 + 0.5 \\ &= 17\text{m} \end{aligned}$$

8）校核塔径与塔高比例：

$\frac{D}{H_0} = \frac{2.26}{17} = \frac{1}{7.52}$，在 $\frac{1}{6} \sim \frac{1}{8}$ 之间，满足要求。

7.4 生物接触氧化池(淹没式生物滤池)

生物接触氧化池又称淹没式生物滤池,它与前述几种生物滤池的主要不同,是滤池内充满污水、滤料淹没在污水之中和采用人工供氧方式。

7.4.1 特 点

(1) 供微生物固着生长的填料,全部淹没在污水之中,相当于一种浸没在污水中的生物滤池,所以又称为淹没式生物滤池。

(2) 采用与曝气池相似的曝气方法,提供微生物氧化有机物所需要的氧量,并起搅拌混合作用。相当于在曝气池中添加填料,供微生物栖息繁殖,所以又称接触曝气池。

(3) 净化污水主要依靠填料上的生物膜的作用,但池内尚存在一定浓度类似活性污泥的悬浮生物量,对污水也有一定的净化作用。所以,生物接触氧化池是一种具有活性污泥法特点的生物膜法处理构筑物。它综合了曝气池和生物滤池两者的优点。

生物接触氧化池已在我国城市污水和工业废水处理中获得广泛应用。它除可以用于污水的二级处理外,尚可用污水的三级处理和水源微污染的预处理。

生物接触氧化池具有容积负荷高、停留时间短、有机物去除效果好、运行管理简单和占地面积小等优点。但如果设计或运行不当,容易引起滤料堵塞。

7.4.2 构 造

生物接触氧化池由池体、滤料、布水装置和曝气系统等部分组成。常用下列几种形式。

(1) 鼓风曝气式生物接触氧化池(见图 7-14):此种形式的滤池鼓风曝气装置安装在填料层的下面。填料表面上的生物膜直接受上升气水混合体的强烈搅动,加速生物膜的更新速度,使生物膜经常保持较高的活性,同时防止填料堵塞。此种形式的滤池多作为污水二级处理设施,进水 BOD_5 浓度一般控制在 100~300mg/L 之间。当进水 BOD_5 浓度较高时,可以采用处理水回流稀释或采用二级或多级滤池系统。

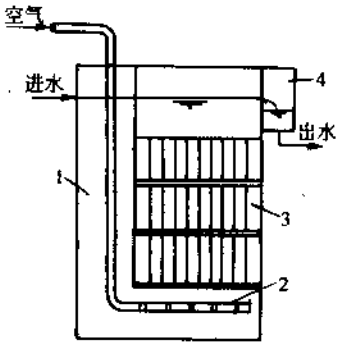


图 7-14 鼓风曝气式生物接触氧化池
1—配水室;2—穿孔管;3—填料;4—集水槽

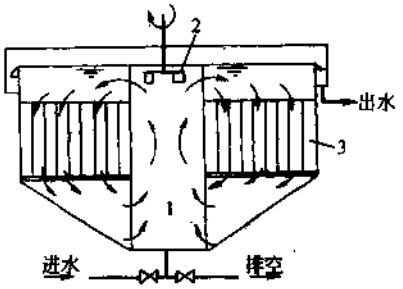


图 7-15 表面曝气式生物接触氧化池
1—充氧间;2—曝气叶轮;3—填料间

(2) 表面曝气式生物接触氧化池(见图 7-15):此种形式的滤池由充氧间和填料间两部

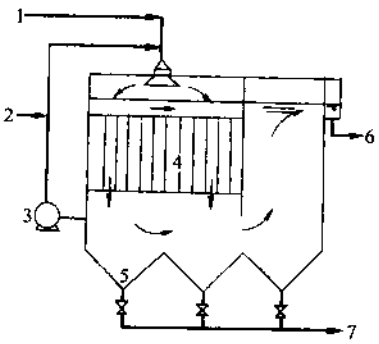


图 7-16　循环洒水式接触氧化池
1—进水;2—空气;3—循环泵;4—填料;5—沉淀区;6—出水;7—排泥

分组成。污水在池内循环流动,气、水和生物膜可得到充分接触,水中溶解氧含量较高,处理效果较好。但因通过填料孔隙的气水混合体的流速较小,对填料表面上的生物膜冲刷作用较弱,生物膜一般靠自身脱落,更新速度较慢,活性较差。对于 BOD_5 浓度较高的污水,往往容易产生填料堵塞。因此,一般仅适用于处理 $BOD_5<100mg/L$ 的低浓度有机污水。主要作为污水三级处理和水源有机微污染的预处理。

(3) 循环洒水式接触氧化池(见图 7-16):该池将氧化池和沉淀池合建。用循环水泵进行循环洒水充氧,其特点与表面曝气式接触氧化池一样,仅适用于低 BOD_5 浓度污水的处理。

7.4.3　填料的类型与规格

生物接触氧化池常用填料有硬性填料、弹性填料和软性填料等三种类型。硬性填料有蜂窝形、球形和波纹板型多种(见图 7-17 和表 7-12),一般用塑料或玻璃钢制成。其优点是比表面积较大,空隙率大(一般都在 98%左右),质轻高强,管壁光滑无死角,生物膜易于脱落等。其缺点是价格较高,当设计或运行不当时,填料易于堵塞,尤其是在两层填料的接合处。因此,一般应采取分层充填,上下两层间留有 200~300mm间隙,使水流在层间再次分配,形成横流和紊流,有助于避免填料堵塞。早期的接触氧化池多采用蜂窝型填料。

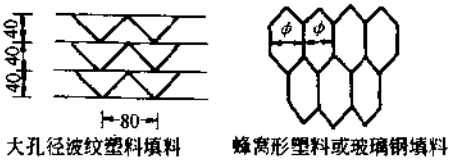


图 7-17　硬性填料

蜂窝形玻璃钢填料规格　　表 7-12

孔　径 (mm)	重　量 (kg/m^3)	壁　厚 (mm)	比表面积 (m^2/m^3)	孔隙率 (%)	适用进水 BOD_5 (mg/L)	块体规格 长×宽×高(mm)
19	41~44	0.2~0.4	208	98.4	<100	700×500×1000
25	31~34	0.2~0.4	158	98.8	100~200	700×500×1000
32	24~26	0.2~0.4	139	98.9	200~300	700×500×1000
36	20~23	0.2~0.4	110	99.1	300~400	700×500×1000

弹性填料是近年来发展起来的一种新型填料,它由弹性丝和中心绳组成。弹性丝由聚丙烯和助剂制成,具有强度高、耐腐蚀、耐老化和寿命长等优点。由弹性丝组成的弹性填料分柱状型和平板串型两种(见图 7-18),该填料具有比表面积大、孔隙率高、充氧性能好、价格较低等特点。目前国内接触氧化池采用较多。

软性填料由化学纤维,如维纶、腈纶、涤纶和锦纶纤维与中心绳制作面成(见图 7-19 和表 7-13)。纤维丝在水中处于自由漂动状态。具有不易堵塞和价格低廉的优点。但此种填料容易产生断丝和结球而影响处理效果。

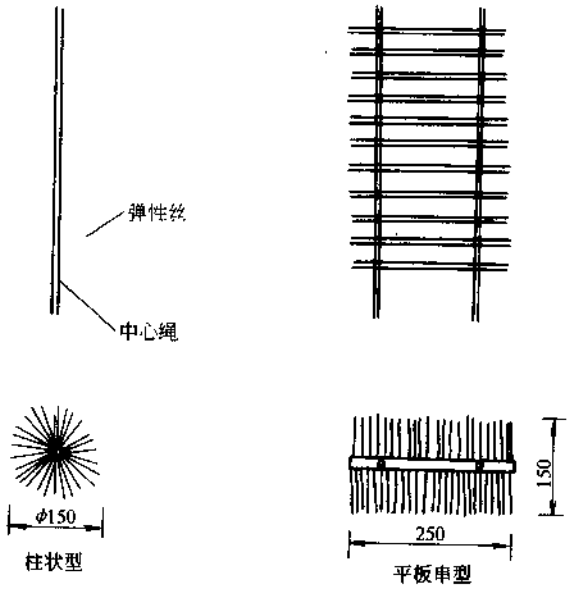


图 7-18 弹性填料

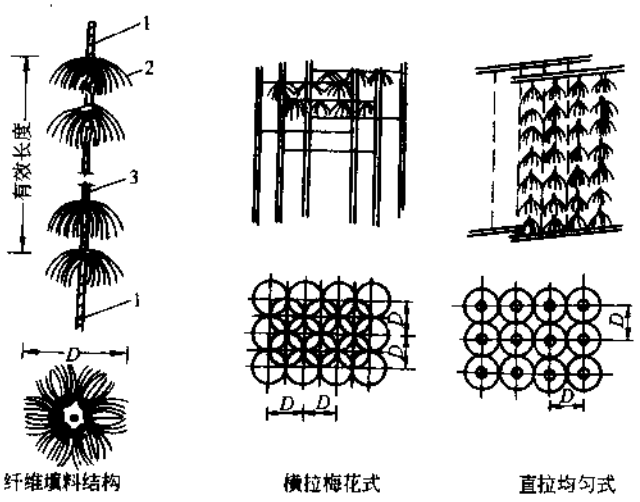


图 7-19 软性纤维填料的结构及组装形式

1—拴接绳;2—纤维束;3—中心绳

软性纤维填料规格 表 7-13

纤维束长度 D (mm)	纤维束间距 b (mm)	纤维每束重量 (g/束)	纤维束数 (束/m³)	每立方米池容纤维重量(kg/m³)	纤维相对密度	孔隙率 (%)	理论比表面积 (m²/m³)
120	60	2.16~2.59	11.57	2.5~3.0	1.02	>99	2472
160	80	2.87~3.28	488	1.4~1.6	1.02	>99	1390

7.4.4 设 计 参 数

(1) 生物接触氧化池的个数或分格数应不少于2个,并按同时工作设计。

(2) 填料的体积按填料容积负荷和平均日污水量计算。填料的容积负荷一般应通过试验确定。当无试验资料时,对于生活污水或以生活污水为主的城市污水,容积负荷一般采用1000~1500g $BOD_5/(m^3 \cdot d)$。

(3) 污水在氧化池内的有效接触时间一般为1.5~3.0h。

(4) 填料层总高度一般为3m。当采用蜂窝型填料时,一般应分层装填,每层高为1m,蜂窝孔径应不小于ϕ25mm。

(5) 进水BOD_5浓度应控制在150~300mg/L范围内。

(6) 接触氧化池中的溶解氧含量一般应维持在2.5~3.5mg/L之间,气水比为15~20:1。

(7) 为保证布水布气均匀,每格氧化池面积一般应不大于$25m^2$。

7.4.5 计 算 公 式

生物接触氧化池计算公式,见表7-14。

生物接触氧化池计算公式　　表7-14

名　称	公　式	符　号　说　明
生物接触氧化池的有效容积(填料体积)	$V=\frac{Q(L_a-L_t)}{M}$	V—氧化池有效容积(m^3) Q—平均日污水量(m^3/d) L_a—进水BOD_5浓度(mg/L) L_t—出水BOD_5浓度(mg/L) M—容积负荷[g $BOD_5/(m^3 \cdot d)$]
氧化池总面积	$F=\frac{V}{H}$	F—氧化池总面积(m^2) H—填料层总高度(m)
氧化池格数	$n=\frac{F}{f}$	n—氧化池格数(个),$n\geqslant 2$个 f—每格氧化池面积m^3,$f\leqslant 25m^2$
校核接触时间	$t=\frac{nfH}{Q}$	t—氧化池有效接触时间(h)
氧化池总高度	$H_0=H+h_1+h_2+(m-1)h_3+h_4$	H_0—氧化池总高度(m) h_1—超高(m),$h_1=0.5\sim0.6m$ h_2—填料上水深(m),$h_2=0.4\sim0.5m$ h_3—填料层间隙高(m),$h_3=0.2\sim0.3m$(当采用蜂窝形或波纹板型填料时) h_4—配水区高度(m),不进入检修者$h_4=0.5m$;进入检修者$h_4=1.5m$ m—填料层数
需 气 量	$D=D_0Q$	D—需气量(m^3/d) D_0—每立方米污水需气量(m^3/m^3),$D_0=15\sim20(m^3/m^3)$

7.4.6 示 例

【例】 已知某居民区平均日污水量 $Q=2500m^3/d$,污水 BOD_5 浓度 $L_a=150mg/L$。拟采用生物接触氧化池处理,出水 BOD_5 浓度 $L_t\leqslant 20mg/L$。试设计生物接触氧化池。

【解】 (1) 确定设计参数:

1) 平均时污水量:

$$Q=2500m^3/d=104m^3/h$$

2) 进水 BOD_5 浓度:

$$L_a=150mg/L$$

3) 出水 BOD_5 浓度:

$$L_t=20mg/L$$

4) BOD_5 去除率:

$$\eta=\frac{L_a-L_t}{L_a}=\frac{150-20}{150}=0.867=86.7\%$$

5) 根据试验资料确定:

① 填料容积负荷: $M=1500g\ BOD_5/(m^3\cdot d)$

② 有效接触时间: $t=2h$

③ 气水比: $D_0=15m^3/m^3$

(2) 生物接触氧化池计算:

1) 有效容积(填料体积):

$$V=\frac{Q(L_a-L_t)}{M}=\frac{2500(150-20)}{1500}=216.7m^3$$

2) 氧化池总面积:设 $H=3m$,分三层,每层高 1m,

$$F=\frac{V}{H}=\frac{216.7}{3}=72.2m^2$$

3) 每格氧化池面积:采用 8 格氧化池,每格面积为

$$f=\frac{F}{n}=\frac{72.2}{8}=9m^2<25m^2$$

每格氧化池尺寸: $L\times B=3m\times 3m$

4) 校核有效接触时间:

$$t=\frac{nfH}{Q}=\frac{8\times 9\times 3}{104}=2.08h\approx 2.0h,合格$$

5) 氧化池总高度:

$$H_0=H+h_1+h_2+(m-1)h_3+h_4$$

$$H=3m,h_1=0.6m,h_2=0.5m,m=3,h_3=0.3m,h_4=1.5m,$$

$$H_0=3+0.6+0.5+(3-1)\times 0.3+1.5$$

$$=6.2m$$

6) 污水在池内实际停留时间:

$$t'=\frac{nf(H_0-h_1)}{Q}=\frac{8\times 9(6.2-0.6)}{104}=3.88h$$

7) 选用 ϕ25mm 蜂窝形玻璃钢填料，所需填料总体积：

$$V' = nfH = 8 \times 9 \times 3 = 216\text{m}^3$$

8) 采用多孔管鼓风曝气供氧，所需气量

$$D = D_0 Q = 15 \times 2500 = 37500\text{m}^3/\text{d} = 26.04\text{m}^3/\text{min}$$

9) 每格氧化池所需空气量：

$$D_1 = \frac{1}{n}D = \frac{1}{8} \times 26.04 = 3.255\text{m}^3/\text{min}$$

10) 空气管路计算：同曝气池多孔管曝气系统。

图 7-20 为某居民区生物接触氧化池。

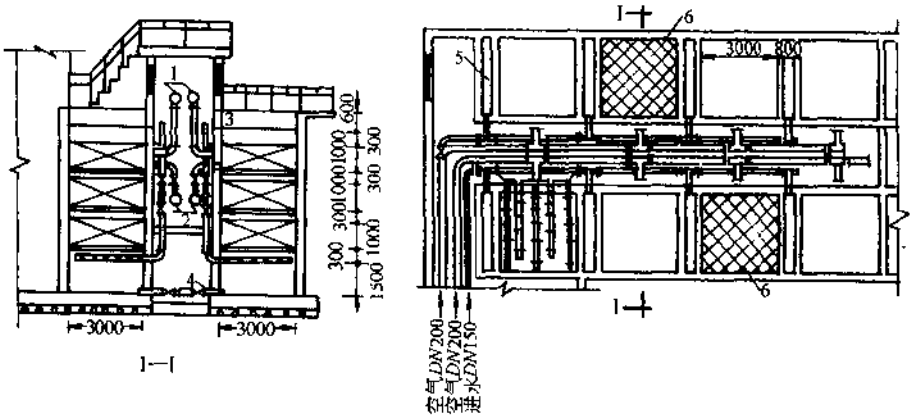


图 7-20　某居民区生物接触氧化池

1—空气管；2—进水管；3—集水槽；4—排空管；5—进水廊道；6—蜂窝填料

7.5 生 物 转 盘

7.5.1 构造和布置形式

(1) 构造：生物转盘主要由盘体、氧化槽、转动轴和驱动装置等部分组成。

1) 盘体：盘体是由装在水平轴上的一系列间距很近的圆盘所组成。其中一部分浸没在氧化槽里的污水中，另一部分暴露在空气中。在电动机驱动下，经减速传动装置带动进行缓慢的旋转，附着在盘片上的生物膜交替地与污水和空气接触，对污水中的有机物进行吸附和氧化，使污水得以净化。盘片一般用塑料板、玻璃钢板或金属板制成。

2) 氧化槽：氧化槽一般做成与盘体外形基本吻合的半圆形，槽底设有排泥和放空管与闸门，槽的两侧设有进出水设备，常用进出水设备为三角堰。对于多级转盘，氧化槽分为若干格，格与格之间设有导流槽。大型氧化槽一般用钢筋混凝土制成。中小型氧化槽多用钢板焊制。

3) 转动轴：转动轴是支承盘体并带动其旋转的重要部件。转动轴两端安装在固定于氧化槽两端的支座上。一般采用实心钢轴或无缝钢管，其长度应控制在 0.5～7.0m 之间。转动轴不能太长，否则往往由于同心度加工不良，容易挠曲变形，发生磨断或扭断。

4) 驱动装置：包括动力设备和减速装置两部分。动力设备分电力机械传动、空气传动

和水力传动等。国内多采用电力机械传动或空气传动。电力机械传动以电动机为动力，用链条传动或直接传动。对于大型转盘，一般一台转盘设一套驱动装置。对于中、小型转盘，可由一套驱动装置带动一组(3～4 级)转盘工作。空气传动兼有充氧作用，动力消耗较省。

(2) 布置形式：生物转盘的布置形式一般分单轴单级(见图 7-21)、单轴多级(见图 7-22)和多轴多级(见图 7-23)等三种形式。其中单轴单级转盘的处理效果较差，多轴多级转盘设备增加较多。对于中、小规模污水处理厂，宜采用单轴多级转盘。

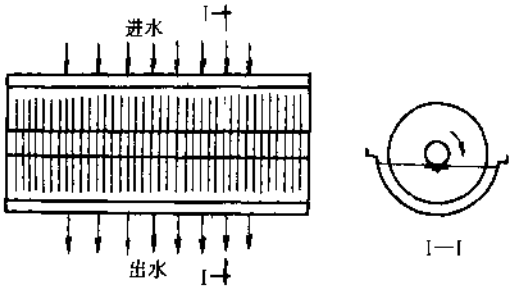


图 7-21 单轴单级生物转盘

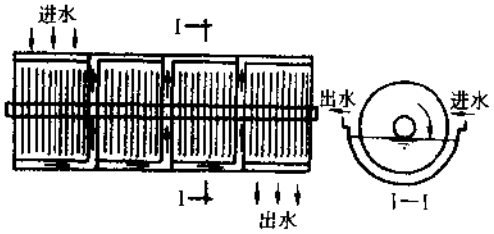


图 7-22 单轴四级生物转盘

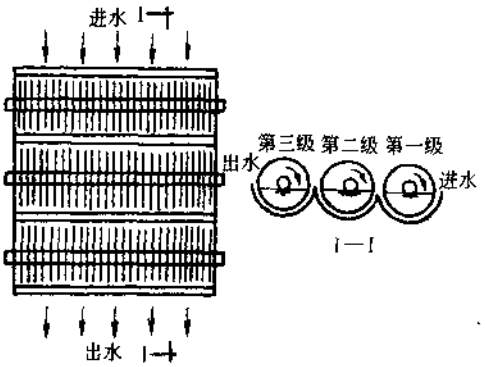


图 7-23 三轴三级生物转盘

7.5.2 特 点

(1) 适用范围广。可用于生活污水和多种工业废水处理。进水 BOD 值达 10000mg/L 以上的超高浓度有机污水和 10mg/L 以下的超低浓度污水均能得到较好的处理效果。

(2) 处理效果好，出水清澈。BOD_5 去除率达 90% 以上。

(3) 维护管理简单，动力消耗低，卫生条件较好。

(4) 承受冲击负荷的能力较强，工作较稳定。

(5) 污泥产量少，污泥沉淀性能好，易于分离脱水。

(6) 容易受低气温的影响，对于北方寒冷地区，生物转盘必须加罩或建在室内，增加基建投资。

(7) 对含有易挥发性有毒物质的工业废水，因会散发出有毒气体，不宜采用生物转盘。

7.5.3 设 计 参 数

(1) 生物转盘的组数应不少于两组，并按同时工作设计。当污水量很少，而且允许间歇运行时，可考虑只设 1 组。

(2) 二级处理生物转盘，一般按平均日污水量计算。有季节性变化的污水，应按最大季节的平均日污水量计算。

(3) 进入转盘的 BOD_5 浓度，按经调节沉淀后的平均值计算。

(4) 转盘面积按 BOD_5 面积负荷计算，用水力负荷或停留时间校核。不同性质污水的 BOD_5 面积负荷和水力负荷，一般应通过试验确定。当无实际资料时，对于生活污水，可参照图 7-24、图 7-25 和表 7-15 选用。

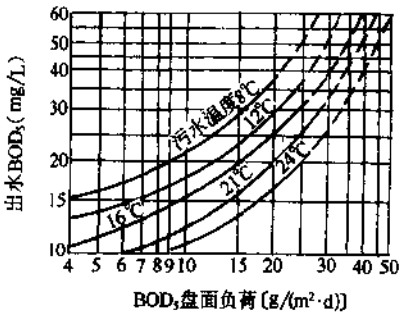


图 7-24　生活污水盘面负荷与出水 BOD_5 的关系

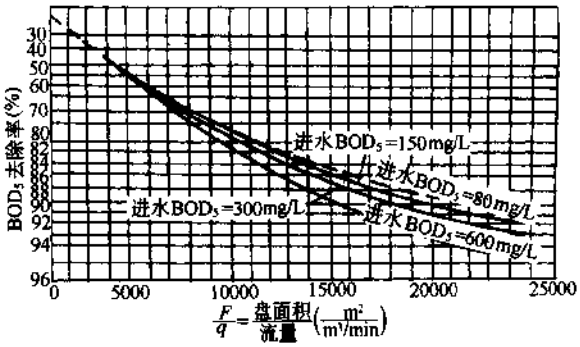


图 7-25　生活污水水力负荷与 BOD_5 去除率关系

生活污水转盘面积负荷与 BOD_5 去除率　　表 7-15

面积负荷[g BOD_5/(m²·d)]	6	10	25	30	60
BOD_5 去除率(%)	93	92	90	81	60

(5) 转盘盘片尺寸：

1) 盘片直径：一般为 2～3m。

2) 盘片厚度：一般为 1～15mm。采用聚苯乙烯泡沫塑料时，厚度为 10～15mm；采用硬聚氯乙烯板时，厚度为 3～5mm；采用玻璃钢时，厚度为 1～2.5mm；采用金属板时，厚度为 1mm 以下。

3) 盘片净距：进水段一般为 25～35mm，出水段一般为 10～20mm。对于繁殖藻类的转盘，为保证阳光能照射到盘的中部，盘片间距以 65mm 为宜。

(6) 盘体与氧化槽表面的净距，一般不宜小于 150mm。

(7) 转轴中心与氧化槽水面的距离，一般控制 $\frac{d}{D}=0.05\sim0.10$ 为宜(其中 d 为轴中心与水面的距离；D 为转盘直径)。但轴中心在水面以上不得小于 150mm。

(8) 转盘的转速：一般为 0.8～3.0r/min，线速度为 15～18m/min。

(9) 转盘的浸没率：转盘浸没在水中的面积与总面积之比称转盘浸没率，一般为 20%～40%。

(10) 转盘产泥量：按 0.3～0.5kg 污泥/kg BOD_5 计。

(11) 转盘级数：一般应不小于三级。

7.5.4 计 算 公 式

生物转盘计算公式，见表 7-16。

生物转盘计算公式 表 7-16

名 称	公 式	符 号 说 明
转盘总面积(按面积负荷计算)	$F=\frac{Q(L_a-L_t)}{N}$	F—转盘总面积(m^2) Q—平均日污水量(m^3/d) L_a—进水 BOD_5(mg/L) L_t—出水 BOD_5(mg/L) N—面积负荷[g $BOD_5/(m^2\cdot d)$]
转盘总面积(按水力负荷计算)	$F=\frac{Q}{q}$	q—水力负荷[$m^3/(m^2\cdot d)$]
转盘盘片总数	$m=\frac{4F}{2\pi D^2}=0.637\frac{F}{D^2}$	m—盘片总数(片) D—盘片直径(m)
每组转盘的盘片数	$m_1=\frac{0.673F}{nD^2}$	m_1—每组转盘的盘片数(片) n—转盘组数(组)
每组转盘转动轴有效长度(即氧化槽有效长度)	$L=m_1(a+b)K$	L—每组转盘转动轴有效长度(m) a—盘片厚度(m) b—盘片净距(m) K—考虑循环沟道的系数,$K=1.2$
每个氧化槽的有效容积	$W=0.32(D+2C)^2L$	W—每个氧化槽的有效容积(m^3) C—转盘与氧化槽表面间距(m)
每个氧化槽的净有效容积	$W'=0.32(D+2C)^2(L-m_1a)$	W'—每个氧化槽的净有效容积(m^3)
每个氧化槽有效宽度	$B=D+2C$	B—氧化槽有效宽度(m)
转盘的转速	$n_0=\frac{6.37}{D}\left(0.9-\frac{W'}{Q_1}\right)$	n_0—转盘转速(r/min) Q_1—每个氧化槽的污水量(m^3/d)
电动机功率	$N_p=\frac{3.85R^4n_0^2}{b\times10^{12}}m_1\alpha\beta$	N_p—电动机功率(kW) R—转盘半径(cm) n_0—转盘转速(r/min) m_1——根转动轴上的转盘数(片) α—同一电动机带动的转轴数 β—生物膜厚度系数(见表 7-17) b—盘片间距(cm)
污水在氧化槽中的停留时间	$t=\frac{W'}{Q_1}$	t—污水在氧化槽中的停留时间(h),一般 $t=0.25\sim2h$ Q_1—每个氧化槽污水量(m^3/h)

生物膜厚度系数 表 7-17

生物膜厚度(mm)	β 值	生物膜厚度(mm)	β 值
0~1	2	2~3	4
1~2	3		

7.5.5 示　例

【例】 已知某住宅区生活污水量为 $500m^3/d$，污水 BOD_5 浓度为 300mg/L，平均水温为 16℃，拟采用生物转盘处理。出水 BOD_5 要求不大于 30mg/L。试设计生物转盘。

【解】 (1) 确定设计参数：

1) 平均日污水量：

$$Q=500m^3/d$$

2) 进水 BOD_5 浓度：

$$L_a=300mg/L$$

3) 出水 BOD_5 浓度：

$$L_t=30mg/L$$

4) BOD_5 去除率：

$$\eta=\frac{L_a-L_t}{L_a}=\frac{300-30}{300}=0.90=90\%$$

5) 盘面负荷：

当 $t=16℃$，$\eta=90\%$ 时，查图 7-24 和表 7-15，得 $N=25g/(m^2\cdot d)$。查图 7-25，得出：$\frac{F}{Q}=17000\frac{m^2}{m^3/min}$，即 $q=0.085m^3/(m^2\cdot d)$。

(2) 转盘计算：

1) 转盘总面积：

① 按面积负荷计算：

$$F=\frac{Q(L_a-L_t)}{N}=\frac{500(300-30)}{25}=5400m^2$$

② 按水力负荷计算：

$$F=\frac{Q}{q}=\frac{500}{0.085}=5882m^2$$

采用 $5882m^2$ 作为转盘设计总面积。

2) 转盘盘片总数：

取 $D=2.5m$，

$$m=\frac{0.637F}{D^2}=\frac{0.637\times5882}{2.5^2}=600\text{ 片}$$

3) 转盘组数及每级盘数：转盘分为四组，每组盘片数 $m_1=150$ 片，每组设一个氧化槽，布置成单轴三级的形式，每级盘片数为 50 片。

4) 氧化槽有效长度：

取 $a=5mm$，$b=20mm$，

$$L=m_1(a+b)K=150(0.005+0.02)\times1.2=4.5m$$

5) 每个氧化槽有效容积：

取 $C=150\text{mm}$,

$$W=0.32(D+2C)^2L=0.32(2.5+2\times0.15)^2\times4.5=11.29\text{m}^3$$

6) 每个氧化槽净有效容积:

$$\begin{aligned}W'&=0.32(D+2C^2)(L-m_1a)\\&=0.32(2.5+2\times0.15)^2(4.5-150\times0.005)\\&=9.41\text{m}^3\end{aligned}$$

7) 氧化槽有效宽度:

$$B=D+2C=2.5+2\times0.15=2.80\text{m}$$

8) 转盘转速:

$$\begin{aligned}n_0&=\frac{6.37}{D}\left(0.9-\frac{W'}{Q_1}\right)=\frac{6.37}{2.5}\left(0.9-\frac{9.41}{125}\right)\\&=2.10\text{r/min}\end{aligned}$$

9) 电动机功率:每组转盘由一电动机带动,$R=125\text{cm}$,$n_0=2.10\text{r/min}$,$m_1=150$ 片,$b=2\text{cm}$,$\alpha=1$,$\beta=3$,

$$\begin{aligned}N_p&=\frac{3.85R^4n_0^2m_1\alpha\beta}{b\times10^{12}}\\&=\frac{3.85\times125^4\times2.10^2\times150\times1\times3}{2\times10^{12}}\\&=0.932\text{kW}\end{aligned}$$

10) 污水在氧化槽内的停留时间:

$$t=\frac{W'}{Q_1}=\frac{9.41}{5.21}=1.8\text{h}$$

7.6 生物流化床

生物流化床以砂、焦炭或活性炭等颗粒材料为载体,水流以一定的速度自下而上流动,使载体处于流化状态。载体表面的生物膜吸附和氧化污水中的有机物,使污水净化。由于载体不停地流动,从而防止载体被生物膜所堵塞。

国内外的试验与生产实践表明,生物流化床具有BOD容积负荷高、处理效果好、占地面积少和投资省等优点。

7.6.1 工艺流程

图 7-26 为生物流化床处理系统的基本流程。污水和回流水在充氧设备进口处与空气混合后,从流化床反应器的底部进入,自下而上通过反应器,使载体保

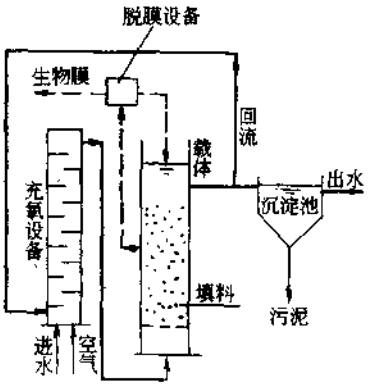


图 7-26 生物流化床基本流程

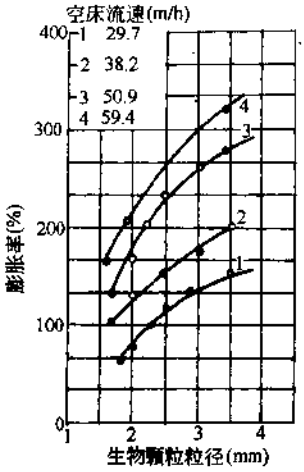


图 7-27　生物颗粒粒径与膨胀率的关系

注:砂粒载体粒径为0.84~1.00mm。

持在流化的工作状态。经载体上生物膜处理后的污水,除部分回流到充氧设备进口处外,流入二次沉淀池进行泥水分离。当采用加大供气量来流化载体时,可省去出水回流系统。

7.6.2 构　造

生物流化床由流化床反应器、载体、布水装置、充氧装置和脱膜装置等部分组成。

(1) 流化床反应器:其平面形状一般为圆形或方形。有效高度按空床流速计算。床体可用钢板焊制或钢筋混凝土浇制。

(2) 载体:常用载体及其物理参数见表 7-18。当载体表面长满生物膜时,在相同的水流速度下,其膨胀率会受到明显的影响。图 7-27 为砂粒载体生物颗粒粒径与膨胀率的关系。可见,在相同的水流速度下,载体膨胀率随生物膜厚度的增加而加大。

常用载体及其物理参数　　表 7-18

载体名称	相对密度	粒径(mm)	填料层高(m)	膨胀率(%)	空床上升流速(m/h)
聚苯乙烯球	1.005	0.5~3.0	0.7	50	2.95
				100	6.90
活性炭(新华8#)	1.50	ϕ0.96~2.14 l1.30~4.70	0.7	50	84.26
				100	160.50
焦　炭	1.38	0.25~3.0	0.7	50	56
				100	77
无烟煤	1.67	0.5~1.2	0.45	50	53
				100	62
细石英砂	2.50	0.25~0.5	0.7	50	21.60
				100	40

(3) 布水装置:流化床反应器底部的布水装置是关键设备。它除了使布水均匀外,又是载体的承托层。常用布水装置见图 7-28。

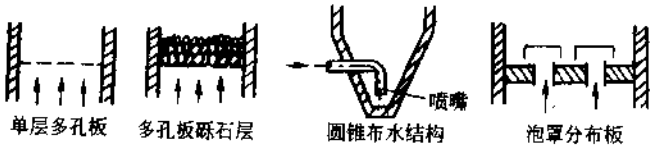


图 7-28　常用布水装置

(4) 充氧装置：

1) 以空气为氧源的充氧装置：

① 床内直接曝气充氧。

② 与回流水提升结合充氧。

③ 在曝气柱中充氧。

④ 在填料塔中充氧。

2) 以纯氧为氧源的充氧装置：

① 跌水充氧装置(见图 7-29)：其充氧量与气室内压力 P 和跌水高度 H 成正比。当 $D=300mm$、$H=1m$ 时，充氧量为 330g/h。此装置构造简单，充氧能力大，管理方便，是一种有效的充氧装置。

② 曝气锥体充氧装置(见图 7-30)：在锥体的上半部，水流向下的流动速度大于氧气泡的上升速度，使氧气无法逸出。通过 1—1 断面的水流速度为 0.03～0.06m/s，小于氧气泡的上升速度，保证不会把氧气泡带入流化床。锥体出水的溶解氧含量可达 40mg/L 左右。

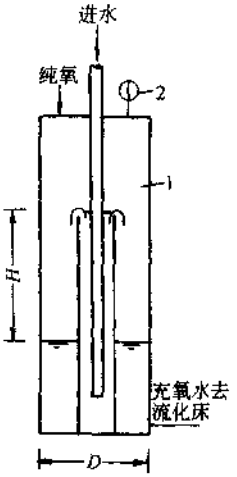


图 7-29 跌水充氧装置

1—气室；2—压力表

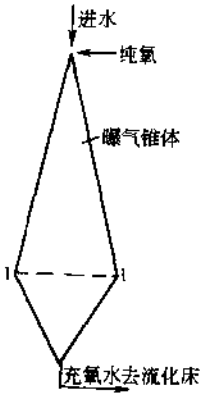


图 7-30 曝气锥体充氧装置

(5) 脱膜装置：流化床脱膜过程分两类，即靠床内载体颗粒之间的摩擦脱膜和设置专门的脱膜装置脱膜。下面介绍几种常用的脱膜装置：

1) 叶轮搅拌脱膜器(见图 7-31)：在流化床上部设置叶轮搅拌脱膜器。带膜载体沿水平方向被吸入，经旋转叶轮(线速度为 1～2m/s)的切割作用，使老化生物膜与载体脱离。载体与脱离的生物膜一起上升到沉淀分离室进行分离，生物膜从上部排泥管排出，去膜载体经沉淀后返回床体内。

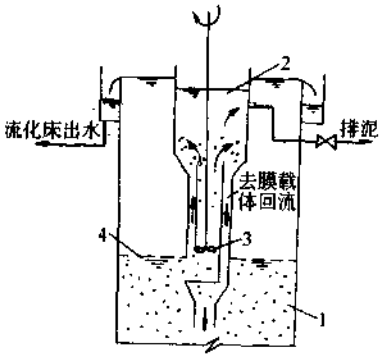


图 7-31 叶轮搅拌脱膜器

1—流化床；2—沉淀分离室；3—叶轮搅拌器；4—生物载体膨胀界面

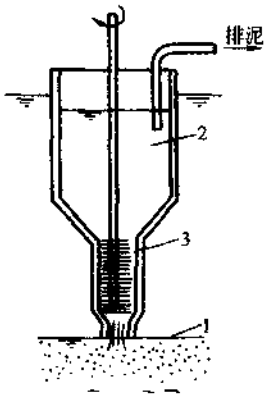


图 7-32 刷形脱膜机

1—流化床膨胀表面；2—剩余污泥；3—脱膜刷

2) 振动筛:用泵将带膜载体从流化床的上部抽出,送到振动筛脱膜,脱膜后的载体返回流化床。振动筛排出的剩余污泥含水率约为97%～99%。

3) 刷形脱膜机(见图7-32):利用转刷转动时产生的提升力,把膨胀表面一部分带有生物膜的载体提升,经转刷剥离生物膜,脱膜载体由于密度大,又重新返回流化床。

7.6.3 设 计 参 数

表7-19为采用生物流化床处理经初次沉淀的城市污水,出水达到二级处理标准的设计参数。

生物流化床设计参数　　表7-19

污泥负荷 [kg BOD_5/(kg SS·d)]	容积负荷 [kg BOD_5/(m^3·d)]	停留时间 (h)	MLSS (mg/L)	污泥龄 (d)	BOD_5去除率 (%)
0.64	7.27	0.26	14200	3.5	84

注:1. 以砂子为载体。
2. 以纯氧为氧源。

7.6.4 三相生物流化床

(1) 三相生物流化床结构:三相生物流化床集充氧、脱膜、固液分离、载体回流为一体,结构简单,操作方便,占地面积小,见图7-33。

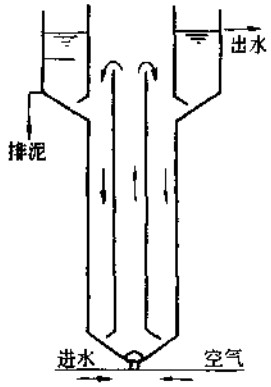


图7-33　三相生物流化床结构

该工艺采用压缩空气作为流化床载体的流化动力和供氧氧源;选用粒径1.0mm左右的颗粒活性炭作为生物载体,载体填充量为流化床体积的10%左右。流化床主要包括下列三部分:

1) 曝气头:采用高效曝气头,既能使压缩空气形成很小的微气泡,防止气泡在流化床内并聚,具有较高的充氧效率,氧的利用率可达15%左右,又能防止堵塞。

2) 流化区:在流化床内设置导流管强制流化,中心管内外的流向相反,截面积比为1:10,使中心管内的流速远大于中心管外的流速。高速流化既能获得较高的传质速率和氧利用率,又具有脱膜作用,不需另设脱膜装置。

3) 沉淀区:在流化床上部设沉淀区,进行固液分离,澄清水溢流排出,载体密度较大,自动回流到流化区,活性污泥也部分回流,剩余污泥从沉淀区底部排出。

(2) 三相流化床在污水处理中的应用:试验研究和生产实践表明三相生物流化床是一种高效的有机废水处理新工艺。它对印染、化工、食品、味精、油脂等废水,都有很好的处理效果,COD去除率都在70%以上,流化床容积负荷在5kg COD/(m^3·d)以上。表7-20为三相流化床处理几种废水的结果。

(3) 三相生物流化床的特点:

1) 污泥浓度高、耐冲击能力强:流化床内的MLSS可达10～30g/L,固其容积负荷高。由于流化床接近于完全混合型,因此,废水进入后立即得到很好的稀释和混合,使其耐冲击

能力增强。

三相流化床处理几种废水的结果 表 7-20

项目 \ 废水类型	印染	印染	油脂化工	食品	味精	溶剂化工
项目性质	中试	实际工程	中试	实际工程	中试	中试
处理规模(m^3/h)	0.5	20	0.004	15	0.03	0.10
工艺流程	三相流化床+混凝沉淀	接触氧化+三相流化床+炭过滤	三相流化床+混凝沉淀+炭过滤	预曝气+三相流化床+炭过滤	三相流化床+炭过滤	混凝气浮+三相流化床
进水 COD(mg/L)	545	400	2297	2000	7005	1496
容积负荷 [kg COD/(m^3·d)]	14	5.5	8.8	5.0	6.3	5.0
流化床出水 COD (mg/L)	131	61	413	—	600	35.4
流化床 COD 去除率 (%)	72	85	82	—	91.6	97.6
全流程出水 COD (mg/L)	53.5	40	198	100	418	—
全流程 COD 去除率 (%)	90	90	91.4	95	94	—
污泥浓度(g/L)	10	12	15	18	20	20
其他	剩余污泥量少	色度去除率 96%	BOD_5 去除率 96%			

2) 传质效果好、生物膜活性高:由于载体颗粒在流化床中心管内处于高速流化状态,中心管内流速大于 0.07m/s,高速紊动产生的摩擦和碰撞使载体表面的生物膜生长到一定厚度便自行脱落,载体上的生物膜厚度在 0.2mm 以下,保持较高的生物活性。流化运动使载体与液体间的界面不断更新,水、气流紊动良好,提高了物质的传递速率,加快了生物反应速度。

3) 沉淀区与流化区合一,结构简单。

4) 污泥产量少,排泥方便。

5) 采用高效充氧设备,充氧效率高。

7.7 厌氧生物滤池

7.7.1 类型

按进水流向不同,将厌氧生物滤池分为两种类型。污水由池底进入以向上流的方式流过滤料层从池上部排出,称为升流式厌氧生物滤池;污水从池上部进入以降流的形式流过滤

料层，从池底部排出，称降流式厌氧生物滤池。

7.7.2 升流式厌氧生物滤池

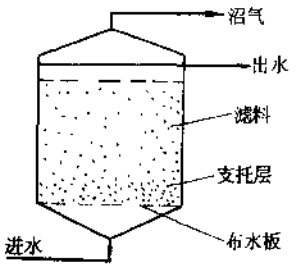


图 7-34 升流式厌氧生物滤池构造

(1) 构造：升流式厌氧生物滤池由布水板、滤料支托层、滤料层、集水装置和集气罩等组成，见图 7-34。

布水板和滤料支托层与一般生物滤池相同。滤料一般为碎石、卵石、焦炭或各种形状的塑料制品。

污水从池底部进入滤池后向上流动，通过布水板、滤料支托层和滤料层。污水与滤料表面的厌氧生物膜接触，污水中的有机物被降解。池中生物膜不断进行新陈代谢，老化生物膜脱落后随上升水流从池上部流出池外。沼气从池顶部排出。

厌氧生物滤池中污泥沿滤料层高度分布不均匀，下部的污泥浓度高，容易发生堵塞，上部污泥浓度低，滤料不能得到充分利用。为此，采用出水回流措施，稀释进水有机物浓度，使池内沿高度的污泥浓度大体相同，不仅能充分利用上部的滤料对有机物的处理能力，而且可减少滤池底部堵塞的可能性。

(2) 特点：

1) 有机物容积负荷高：由于滤料为微生物附着生长提供了很大的表面积，池中可维持很高的微生物浓度。因此，有机物容积负荷高，滤池的体积小。

2) 耐冲击负荷能力强：由于池中的污泥浓度高，生物固体停留时间长，即使进水有机物浓度变化剧烈，微生物也有相应的适应能力。

3) 有机物去除速度快：污水通过滤料层时，污水与生物膜两相接触界面大，强化了传质过程，在相同负荷下，COD 的去除速度较其他方法高。

4) 污泥一般不需回流：由于池内微生物以固着方式生长，不易流失。因此，不需要靠污泥回流来维持其生物浓度。

5) 启动时间短：厌氧生物滤池的启动或停止运行后的再启动，均比其他厌氧法时间短。

6) 处理含悬浮物浓度高的有机废水，滤料容易发生堵塞。

7) 当池内污泥浓度过高时，容易发生短流现象。

(3) 设计：厌氧生物滤池的设计主要是选择滤料和池体设计。

1) 滤料选择：滤料是厌氧生物滤池的主要部分，应慎重选择。滤料应具以下条件：

① 生物膜易于附着。

② 比表面积大。

③ 孔隙率高。

④ 通水阻力小。

⑤ 化学和生物学方面稳定性高，使用寿命长。

⑥ 具有足够的机械强度，不易破坏和磨损。

⑦ 无有害物质溶出。

⑧ 和水的密度相差不大，不对滤池增加过大的荷载。

⑨ 价格便宜，货源充足。

碎石、卵石滤料，比表面积较小，一般为 $40\sim50m^2/m^3$，孔隙率低，一般为 50%～60%，

运行中容易发生堵塞和短流，容积负荷较低，一般为 3～6kg COD/(m^3·d)。

蜂窝填料的比表面积和孔隙率都较高，如 ϕ10mm 比表面积为 360m^2/m^3，ϕ15mm 为 240m^2/m^3，ϕ20mm 为 180m^2/m^3，但价格较贵。

化工填料塔使用的鲍尔环、拉西环、波纹状塑料滤料，以及生物接触氧化池使用的软性、半软性和弹性填料均可应用。其中波纹状塑料滤料的比表面积可达 100～200m^2/m^3，空隙率达 80%～90%，中温条件下，有机物容积负荷可达 5～15kg COD/(m^3·d)。

2) 池体设计：对于大型厌氧生物滤池尚缺乏定型的设计计算程序，以下是常用设计参数和设计方法。

① 滤料层高度：对于块状滤料，如碎石、卵石等，高度一般不超过 1.2m；对于塑料滤料，高度可达 5m。

② 布水系统：一般采用多孔管布水系统。

③ 支撑板：一般采用多孔板。

④ 滤池容积：可按动力学公式、有机物容积负荷或水力停留时间计算。

ⅰ. 动力学公式法为

$$t=\frac{1}{K}\ln\left(\frac{S_0}{S_e}\right) \tag{7-1}$$

$$V=Qt \tag{7-2}$$

式中 t——水力停留时间(d)；

K——反应动力学常数(d^{-1})；

S_0——进水 COD 浓度(mg/L)；

S_e——出水 COD 浓度(mg/L)；

V——滤池滤料容积(m^3)；

Q——污水设计流量(m^3/d)。

ⅱ. 有机物容积负荷法为

$$V=\frac{Q(S_0-S_e)}{N_v} \tag{7-3}$$

式中 N_v——有机物容积负荷[kg COD/(m^3·d)]。

【例】 已知：污水设计流量 $Q=1000m^3/d$，$COD_{Cr}=10000mg/L$，选用塑料滤料，采用中温厌氧发酵，试计算厌氧生物滤池容积。

动力学公式法：试验测得 $K=1.53d^{-1}$，COD 去除率 $\eta=90\%$，则

$$S_e=(1-\eta)S_0=(1-0.9)\times10000=1000mg/L$$

$$t=\frac{1}{K}\ln\left(\frac{S_0}{S_e}\right)=\frac{1}{1.53}\ln\left(\frac{10000}{1000}\right)=1.5d$$

$$V=Qt=1000\times1.5=1500m^3$$

有机物容积负荷法：试验测得：

$$N_v=6.5kg\ COD/(m^3\cdot d),$$

$$V=\frac{Q(S_0-S_e)}{N_v}=\frac{1000(10-1)}{6.5}=1385m^3$$

滤池容积采用 1500m^3。

(4) 应用实例：国内外应用实例，见表 7-21、22。

国内厌氧生物滤池应用实例(部分)　　表 7-21

废水名称	进水 COD (mg/L)	COD 容积负荷 [kg/(m³·d)]	COD 去除率 (%)	水力停留时间 (d)	产气率 [m³/(m³·d)]	发酵温度 (℃)	滤池容积 (m³)
合成脂肪酸废水	2400	20	70	1	11.6	35	10
酒糟废水	164970	6.1	60.1	13	4.15	40	26.9
橡胶废水	9000	6	93.2	1.5	4.79	28	30
剑麻脱胶废水	9000	5	88.7	1.8	2.5	28	30
酒精废水	50000	6.25	94	8	4	高温	150、185
淀粉废水	2700～12000	9.67	82.2	1.18	—	25～30	11.3

国外升流式厌氧生物滤池实例(部分)　　表 7-22

废水名称	进水 COD (mg/L)	COD 容积负荷 [kg/(m³·d)]	COD 去除率 (%)	产气率 [m³/(m³·d)]	发酵温度 (℃)	滤池容积 (m³)
浓缩黑液的污冷凝水	2000～10000	7.7	80	2.4	30	1700
糖厂阴离子废水	20000	—	55	2.3	35～37	2 座：1500
甜菜糖废水	9000～40000	—	70	11.5	35	2 座：100、50
土豆加工废水	7600	11.6	60	1.7	36	205
酒糟废水	42000～47000	5.4	70～80	2.5	55	2 座：150、185

7.8　厌氧生物流化床

7.8.1　工　艺　流　程

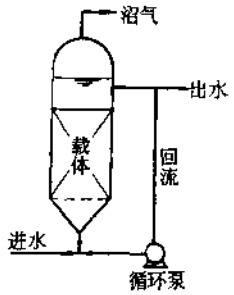


图 7-35　厌氧流化床工艺流程

厌氧流化床内填充细小固体颗粒载体，常用的载体有石英砂、无烟煤、活性炭、陶粒和沸石等。载体粒径一般为 0.2～1mm。废水从床底部进入，按一定流速上升，使滤料层膨胀，膨胀率一般为 20%～70%。床中滤料颗粒可自由无规则运动。为使填料层膨胀，需用循环泵将部分出水回流，以提高床内水流的上升速度，见图 7-35。

7.8.2　特　　点

厌氧流化床与其他厌氧法相比，具有如下特点：

(1) 细颗粒的载体为微生物附着生长提供了很大的表面积，使床内有很高的微生物浓度，一般为 30gVSS/L 左右。因此，有机物容积负荷较大，一般为 10～40kg COD/(m³·d)，水力停留时间短，具有较好的耐冲击负荷能力，

运行稳定。

(2) 载体处于流化状态,防止载体堵塞。

(3) 床内生物固体停留时间较长,剩余污泥量少。

(4) 既可用于高浓度有机废水的处理,又可用于低浓度的城市污水处理。

(5) 载体流化耗能较大。

(6) 系统的设计运行要求较高。

7.8.3 设 计 要 点

厌氧流化床的设计主要是根据试验结果选择载体的种类、粒径、上升流速和床体容积。

(1) 载体的种类和粒径:载体的种类有石英砂、无烟煤、活性炭、陶粒和沸石等,其粒径一般为0.2~1.0mm。载体物理性质对流化床的影响,见表7-23。

载体物理性质对流化床的影响 表7-23

类别	过大时	过小时
粒径	1. 颗粒自由沉降速度大,为得到一定的接触时间必须增加流化床的高度 2. 因水流剪切,生物膜易脱落 3. 比表面积下降,容积负荷低	1. 操作困难 2. 颗粒的雷诺数小于1时,液膜阻力增大
密度	1. 颗粒自由沉降速度大,为得到一定的接触时间必须增加流化床的高度 2. 因水流剪切,生物膜易脱落 3. 膜厚度大的颗粒移到流化床上部,使颗粒分层倒过来	
粒径分布	1. 上部孔隙增大 2. 生物膜厚度不均匀	有助于颗粒的混合,使床内生物浓度均匀

(2) 上升速度(空塔线速度):上升速度 u 应控制在临界流化速度 u_m 和最大流化速度 u_t 之间。

1) 临界流化速度 u_m:填料层开始流化的最小上升速度称为临界流化速度,由式(7-4)表示:

$$u_m=\frac{1}{2f_v}[gD_m^2(\rho_s-\rho_F)/\mu_F] \tag{7-4}$$

式中 u_m——临界流化速度(cm/s);

f_v——流体摩擦系数;

g——重力加速度(cm²/s);

D_m^2——载体粒径(cm);

ρ_s——颗粒密度(g/cm³);

ρ_F——流体密度(g/cm³);

μ_F——流化粘滞系数[g/(cm·s)]。

2) 最大流化速度 u_t(cm/s):最大流化速度即是单颗粒的自由沉降速度,当颗粒的雷诺数在1~500范围内,可用式(7-5)表示:

$$u_t=\left[\frac{4(\rho_s-\rho_F)^2g^2}{225\rho_F\mu_F}\right]^{1/3}D_m \tag{7-5}$$

3) 流化床载体膨胀率 N_v：

$$N_v=\frac{L}{L_0}=(1-\varepsilon)/(1-\varepsilon_0) \tag{7-6}$$

式中　N_v——膨胀率；

L_0——载体填充高度；

L——膨胀层高度；

ε_0——填充层空隙率；

ε——膨胀层空隙率。

4) 流化床膨胀层孔隙率与空塔线速度的关系：

$$\frac{u}{u_t}=\varepsilon^n \tag{7-7}$$

式中 n 值与雷诺数有关，用式(7-8)表示：

$$n=aR_e^b \tag{7-8}$$

其中　R_e——颗粒的雷诺数；

a、b——常数，对不带生物膜的石英砂、沸石及各种合成载体，根据流化及沉淀试验结果得 $a=4.512$，$b=-0.116$。

5) 流化床中微生物浓度 x：

$$x=\rho_b(1-\varepsilon)\left[1-\left(\frac{D_m}{D_p}\right)^2\right] \tag{7-9}$$

式中　x——微生物浓度(mg/L)；

ρ_b——生物膜密度(kg VSS/m^3)；

D_p——带生物膜的颗粒直径(cm)。

7.8.4 应 用 示 例

(1) 城市污水处理：城市污水处理厂采用厌氧流化床进行二级处理，出水可达到二级水质标准，又不产生二级剩余污泥，处理能力高于好氧法，运行管理费用又低。

城市污水处理厂一级出水水质，见表 7-24；处理效果，见表 7-25；生物膜性质，见表 7-26。

处理厂一级出水水质　　表 7-24

COD (mg/L)			SS (mg/L)		
最大值	最小值	平均值	最大值	最小值	平均值
306	88	186	186	86	88

厌氧流化床处理效果　　表 7-25

水力停留时间 (h)	容积负荷 [kg COD/(m^3·d)]	COD		SS	
		出水(mg/L)	去除率(%)	出水(mg/L)	去除率(%)
1	3.6	40～45	80	10	90

生 物 膜 性 质 表 7-26

生物膜浓度 (kg VSS/m³)	生物膜密度 (kg VSS/m³)	生物膜产率 (kg VSS/kg COD)	COD 去除负荷 [kg COD/(kg VSS·d)]
20～30	100～200	0.15	0.13～0.4

(2) 工业废水处理(见表 7-27)：

厌氧流化床工程实例 表 7-27

项目 \ 工程序号	1	2	3	4	5
废水名称	清凉饮料	大豆加工	酵母发酵	酵母发酵	kp纸浆漂白
废水量(m³/d)	380	770	4320	1200	—
废水 COD(mg/L)	6900	12000	3200	3600	700①
pH	—	6.7～7.1	6.8	7.4	6～8
厌氧消化相数	单相	一相	一相	一相	单相
流化床容积(m³)	120	360	380	120	—
流化床高度(m)	—	12.5	21	17	—
流化床直径(m)	—	6.1	4.7	3.0	—
流化床个数(个)	—	2	2	2	1
水力停留时间(h)	6	16	2.4	3.2	3～12
消化温度(℃)	—	35	37	37	35±2
容积负荷[kg COD/(m³·d)]	9.6	12	22	20	—
微生物浓度(kg/m³)	—	12	20	20	—
残余脂肪酸(g/L)	—	600	<100	100	—
COD 去除率(%)	77	76	70	75	50～60①

① 以 BOD_5 值表示。

7.9 炉碴填料生物接触氧化法

炉碴填料生物接触氧化系统一般宜采用二段式，即第一段接触氧化→第一段接触沉淀→第二段接触氧化→第二段接触沉淀，其工艺流程见图 7-36。

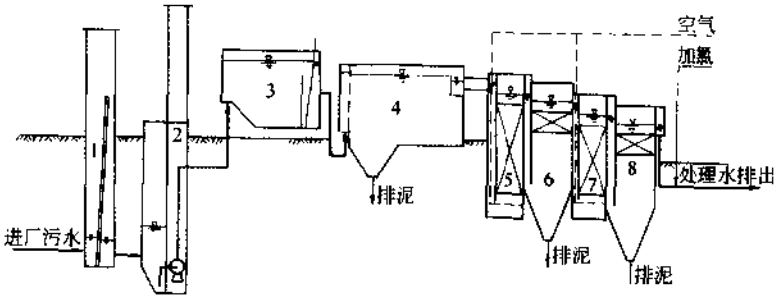


图 7-36 污水处理工艺竖向流程

1—格栅间；2—泵房；3—沉砂池；4—初次沉淀池；5—第一接触氧化池；6—第一接触沉淀池；7—第二接触氧化池；8—第二接触沉淀池

当采用炉渣粒状填料时，填料下部0.5m高度内的填料粒径宜采用50～80mm，0.5m高度以上填料粒径宜采用20～50mm，填料层内可不设置隔层。

7.9.1 设 计 数 据

(1) 生物接触氧化池的填料容积按填料容积负荷和平均日污水量计算。填料容积负荷应通过试验确定。当无试验资料且采用二段式系统，对于生活污水或一般城市污水，容积负荷可根据对出水 BOD_5 浓度的要求，参考表7-28选用。

容积负荷与出水 BOD_5 浓度关系　　表 7-28

出水 BOD_5(mg/L)	15	20	25	30
容积负荷[kg BOD_5/(m^3·d)]	2.0	2.5	3.0	3.5

(2) 当采用二段式时，第一氧化池内填料容积宜为总填料容积的55%～60%。

(3) 污水在氧化池内与填料的接触时间一般为1～2h。

(4) 氧化池进水 BOD_5 浓度宜控制在50～180mg/L。

(5) 填料层高度，当采用二段式时，第一氧化池填料高度一般为3m，第二氧化池填料高度为2.5m。

(6) 接触氧化池的气水比应通过试验或参照相似条件的运行资料确定。当进水 BOD_5 不大于180mg/L，且采用多孔管在填料下满面均匀曝气时，二段式系统的总气水比可采用3:1～8:1。其中，第一接触氧化池气水比为2:1～5:1，第二接触氧化池气水比为1:1～3:1。

(7) 生物接触氧化池产生的污泥量可按去除每公斤 BOD_5 产生0.3～0.4kg干污泥计算。

7.9.2 计 算 公 式

生物接触氧化池计算公式，见表7-29。

生物接触氧化池计算公式　　表 7-29

名　称	公　式	符　号　说　明
生物接触氧化池的填料总容积	$V=\frac{24L_aQ}{1000M}$	V—填料总容积(m^3) Q—平均时污水量(m^3/h) L_a—进水 BOD_5 浓度(mg/L) M—容积负荷[kg BOD_5/(m^3 填料·d)]
一、二氧化池填料容积	$V_1=V(55\%\sim60\%)$ $V_2=V(40\%\sim45\%)$	V_1—第一氧化池填料容积(m^3) V_2—第二氧化池填料容积(m^3)
一、二氧化池每个(格)面积	$F_1=\frac{V_1}{H_1n}$ $F_2=\frac{V_2}{H_2n}$	F_1—第一氧化池每个(格)面积(m^2) F_2—第二氧化池每个(格)面积(m^2) H_1—第一氧化池填料层高度(m) H_2—第二氧化池填料层高度(m) n—第一氧化池或第二氧化池个(格)数

续表

名　称	公　式	符　号　说　明
校核接触时间	$t_1=\frac{nL_1B_1H_1}{Q}$ $t_2=\frac{nL_2B_2H_2}{Q}$	t_1—第一氧化池接触时间(h) t_2—第二氧化池接触时间(h) B_1—第一氧化池宽度(m) B_2—第二氧化池宽度(m) L_1—第一氧化池长度(m) L_2—第二氧化池长度(m)
氧化池总高度	$H'_1=h_1+h_2+H_1+h_3+h_4$ $H'_2=h_1+h_2+H_2+h_3+h_4$	H'_1—第一氧化池总高度(m) H'_2—第二氧化池总高度(m) h_1—超高(m) h_2—稳水层高(m) h_3—填料层间支承结构高度(m) h_4—构造层高度(m)
需空气量	$D=D_0Q$	D—需空气量(m^3) D_0—每立方米污水需空气量(m^3/m^3)

7.9.3 接触沉淀池

接触沉淀池是带滤层的竖流式沉淀池。

(1) 一般规定：

1) 接触沉淀池超高不小于0.3m，水面以下至滤层表面的清水区高度一般为0.4m，滤层厚度宜为0.5m，泥面以上缓冲层高度为0.3～0.5m，泥面以下为污泥区。

2) 接触沉淀池滤层下方设穿孔空气管，每根管子均应有满足调节气量和方便维修的措施。

3) 接触沉淀池下部应设污泥斗，泥斗斜壁的倾角，方斗宜为60°，圆斗宜为55°。

4) 接触沉淀池滤层的滤料可采用粗砂、砾石、炉渣等粒状材料，其粒径宜采用5～10mm。

5) 接触沉淀池前部宜设置导流槽，其宽度宜采用0.8m。导流槽与接触沉淀池之间应设置导流墙。导流墙下缘至滤料底面的距离不宜小于0.9m。

6) 接触沉淀池水面应设集水槽，集水槽过堰负荷不宜大于1.7L/(s·m)。

7) 接触沉淀池应设置滤料冲洗排水管，滤料冲洗排水管接入泵前集水池，其直径不宜小于200mm。

(2) 设计数据：

1) 接触沉淀池表面负荷宜采用5～7$m^3/(m^2\cdot h)$。表面负荷是接触沉淀池的重要设计参数。负荷过大，出水水质将变差。负荷过小，将增大工程造价。接触沉淀池建成后，实际运行的表面负荷将取决于进水流量的大小。设计流量应根据进水量的波动情况分析确定。

2) 污水在接触沉淀池中的停留时间宜采用15～30min。

3) 接触沉淀池水面至导流槽档墙下缘之间的有效水深宜采用1.8～3m。

4) 接触沉淀池污泥区容积宜按24h的泥量计算。

5) 接触沉淀池滤层工作周期宜采用24h，滤料冲洗宜用空气冲洗法，空气冲洗强度可用20～40m³/(m²·h)，冲洗时间为10～15min。

6) 接触沉淀池污泥含水率为97%～98%。

(3) 计算公式：

接触沉淀池计算公式，见表7-30。

接触沉淀池计算公式　　**表7-30**

名　称	公　式	符号说明
接触沉淀池有效断面积	$f=\frac{q_{max}}{q'}$	f—沉淀部分有效断面积(m²) q_{max}—每池最大设计流量(m³/h) q'—表面负荷[m³/(m²·h)]
接触沉淀部分的边长	$a=\sqrt{f}$	a—沉淀池边长(m)
接触沉淀池有效水深	$h_2=q't_0$	h_2—沉淀池有效水深(m) t_0—沉淀时间(h)
污泥部分所需容积	$V=\frac{Q(L_a-L_t)0.4\times100T}{\rho(100-P_0)10^3}$	V—污泥部分所需总容积(m³) Q—平均日污水量(m³/d) L_a—进水 BOD_5 浓度(kg/m³) L_t—出水 BOD_5 浓度(kg/m³) 0.4—去除每公斤 BOD_5 的产泥量(kg/kg) T—两次排泥相隔时间(d) P_0—污泥含水率(%) ρ—污泥密度(t/m³)，约值为1
污泥斗容积	$V'=\frac{h_4}{3}(f_1+f_2+\sqrt{f_1f_2})$	V'—污泥斗容积(m³) h_4—污泥斗高度(m) f_1—污泥斗上口面积(m²) f_2—污泥斗下口面积(m²)
接触沉淀池总高度	$H=h_1+h_2+h_3+h_4$	H—接触沉淀池总高度(m) h_1—保护高(m) h_2—接触沉淀池有效水深(m) h_3—缓冲层高度(m) h_4—污泥斗高度(m)

【例】 已知某居民区平均日污水量 $Q=2500m^3/d$，进入氧化池污水 BOD_5 浓度 $L_a=150mg/L$，出水 BOD_5 浓度 $L_t=20mg/L$，求二段式炉渣填料生物接触氧化池和接触沉淀池各部分尺寸。

【解】 (1) 接触氧化池：

1) 接触氧化池填料总容积：因缺乏试验资料，填料容积负荷参考容积负荷与出水 BOD_5 浓度关系(见表7-28)，因 $L_t=20mg/L$，取 $M=2.5kg\ BOD_5/(m^3\cdot d)$。平均时污水量为

$$Q=\frac{2500}{24}=104m^3/h。$$

填料总容积：

$$V=\frac{24L_aQ}{1000M}=\frac{24\times150\times104}{1000\times2.5}=149.76\text{m}^3$$

2) 第一和第二接触氧化池填料容积：设第一接触氧化池填料容积占填料总容积的60%，

$$V_1=V\times60\%=149.76\times0.6=89.86\text{m}^3$$

则第二接触氧化池填料容积

$$V_2=V\times40\%=149.76\times0.4=59.9\text{m}^3$$

3) 第一和第二氧化池面积：设氧化池分两格，第一氧化池填料高 $H_1=3\text{m}$，第二氧化池填料高 $H_2=2.5\text{m}$，则

第一氧化池每格面积为

$$F_1=\frac{V_1}{H_1n}=\frac{89.86}{3\times2}=14.98\text{m}^2$$

第二氧化池每格面积为

$$F_2=\frac{V_2}{H_2n}=\frac{59.9}{2.5\times2}=11.98\text{m}^2$$

设第一氧化池宽度 $B_1=4\text{m}$，则

第一氧化池的长度：

$$L_1=\frac{F_1}{B_1}=\frac{11.98}{4}=3.745\text{m}，取\ 3.8\text{m}$$

设第二氧化池与第一氧化池同宽，$B_2=4\text{m}$，则

第二氧化池的长度：

$$L_2=\frac{F_2}{B_2}=\frac{11.98}{4}=2.995\text{m}，取\ 3\text{m}$$

4) 校核接触时间：

第一氧化池接触时间：

$$t_1=\frac{nL_1B_1H_1}{Q}=\frac{2\times3.8\times4\times3}{104}=0.88\text{h}$$

第二氧化池接触时间：

$$t_2=\frac{nL_2B_2H_2}{Q}=\frac{2\times3\times4\times2.5}{104}=0.58\text{h}$$

总接触时间：

$$t_1+t_2=0.88+0.58=1.46\text{h}$$

5) 氧化池总高度：

第一氧化池总高度：

$$H'_1=h_1+h_2+H_1+h_3+h_4$$

式中　$h_1=0.5\text{m}, h_2=0.4\text{m}, H_1=3\text{m}, h_3=0.2\text{m}, h_4=0.9\text{m}$,则

$$H'_1=0.5+0.4+3+0.2+0.9=5.0\text{m}$$

第二氧化池总高度：

$$H'_2=h_1+h_2+H_2+h_3+h_4$$

式中 $H_2=2.5\text{m}$,

$$H'_2=0.5+0.4+2.5+0.2+0.9=4.5\text{m}$$

6) 污水在池内实际停留时间：污水在第一氧化池内实际停留时间为

$$t'_1=\frac{nB_1L_1(H'_1-h_1)}{Q}=\frac{2\times4\times3.8(5.0-0.5)}{104}=1.32\text{h}$$

污水在第二氧化池内实际停留时间为

$$t'_2=\frac{nB_2L_2(H'_2-h_1)}{Q}=\frac{2\times4\times3(4.5-0.5)}{104}=0.92\text{h}$$

污水在氧化池内实际总停留时间：

$$t'=t'_1+t'_2=1.32+0.92=2.24\text{h}$$

7) 选用粒径 20～80mm 的炉碴为填料。其中，下部 0.5m，高度用粒径 50～80mm 的炉碴，0.5m 高度以上用粒径 20～50mm 的炉碴。也可以采用玻璃钢蜂窝、线条状弹性材料与炉碴相组合的填料和效果好的其他填料。组合填料宜将炉碴置于氧化池的下部。

所需填料总容积为

$$V'=nL_1B_1H_1+nL_2B_2H_2=2\times3.8\times4\times3+2\times3\times4\times2.5=91.2+60=151.2\text{m}^3$$

8) 采用多孔管鼓风曝气供氧，所需空气量为

$$D=D_0Q=6\times2500=15000\text{m}^3/\text{d}$$

其中第一氧化池需空气量为

$$D_1=4\times2500=10000\text{m}^3/\text{d}$$

第二氧化池需空气量为

$$D_2=2\times2500=5000\text{m}^3/\text{d}$$

9) 空气管路计算：接触氧化池曝气管可沿池首的导流槽均匀布置，管路计算同曝气池多孔管曝气系统。

(2) 接触沉淀池：

1) 沉淀部分有效断面积：设居民区生活污水进入接触氧化系统的流量变化较大，根据现行室外排水设计规范第 2.1.2 条，查得：总变化系数为 1.85，最大设计流量 $Q_{max}=1.85\times104=192.4\text{m}^3/\text{h}$。沉淀池分两格，每格池最大设计流量 $q_{max}=192.4\div2=96.2\text{m}^3/\text{h}$。设表面负荷 $q=6\text{m}^3/(\text{m}^2\cdot\text{h})$，则沉淀部分有效断面积为

$$f=\frac{q_{max}}{q'}=\frac{96.2}{6}=16m^2$$

2) 沉淀池的边长:采用方形沉淀池时,其边长:

$$a=\sqrt{f}=\sqrt{16}=4m$$

3) 沉淀池有效水深:设沉淀池沉淀时间 $t_0=20min$,则有效水深为

$$h_2=q't_0=6\times\frac{20}{60}=2.0m>1.8m$$

4) 校核集水槽过水堰负荷:设沿水流方向布设 4 条集水槽,其长度各为 4m,双边进水。每池最大设计秒流量为

$$q_{max}=\frac{96.2}{3.6}=26.7L/s$$

则集水槽过堰负荷为

$$\frac{26.7}{2\times4\times4}=0.83L/(s\cdot m)<1.7L/(s\cdot m)$$

5) 污泥部分所需容积:设两次排泥相隔时间为一天,污泥含水率为 98%,则污泥部分所需容积为

$$V=\frac{Q(L_a-L_t)T\times0.4\times100}{\rho(100-P_0)10^3}=\frac{2500(0.15-0.02)\times1\times0.4\times100}{1\times(100-98)\times10^3}$$
$$=6.5m^3$$

6) 污泥斗容积:设污泥斗下口的边长 $a_1=0.4m$,则污泥斗高为

$$h_4=\left(\frac{a}{2}-\frac{a_1}{2}\right)tg60^\circ=\left(\frac{4}{2}-\frac{0.4}{2}\right)tg60^\circ=1.8\times1.73=3.1m$$

每个污泥斗容积为

$$V'=\frac{h_4}{3}(f_1+f_2+\sqrt{f_1f_2})=\frac{3.1}{3}$$
$$(4\times4+0.4\times0.4+\sqrt{4\times4\times0.4\times0.4})=18.35m^3$$
$$4V'=4\times18.35=73.4m^3>6.5m^3$$

7) 接触沉淀池总高度:

$$H=h_1+h_2+h_3+h_4$$

式中 $h_1=0.5m$,$h_2=2.0m$,$h_3=0.3m$,$h_4=3.1m$,则

$$H=0.5+2.0+0.3+3.1=5.9m$$

8) 冲洗滤料所需空气量:设空气冲洗强度 $I=40m^3/(m^2\cdot h)$,则每池冲洗滤料所需空气量为

$$D=fI=16\times40=640m^3/h$$

接触氧化池和接触沉淀池各部分尺寸，见图 7-37。

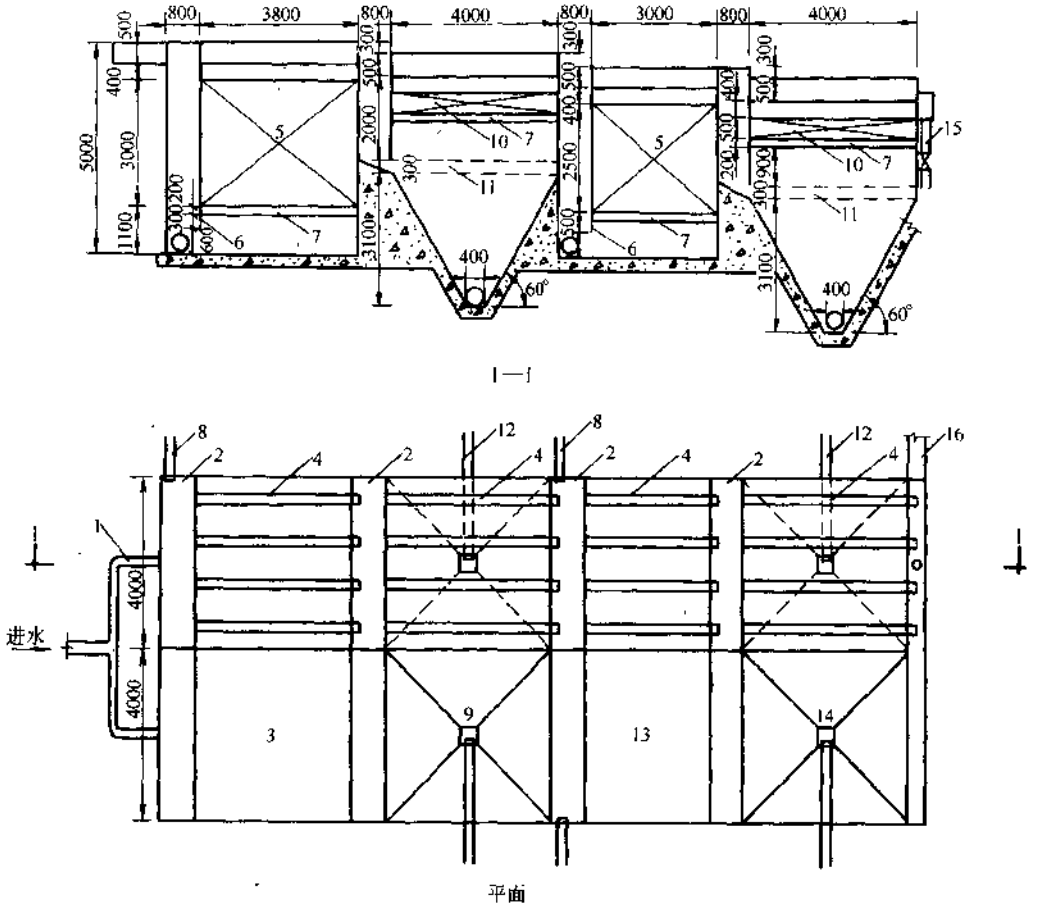


图 7-37　二段式接触氧化池及接触沉淀池

1—进水槽；2—导流槽；3—第一氧化池；4—集水槽；5—填料层；6—导流墙；7—支承架；8—放空管；9—一沉池；10—滤料层；11—缓冲层；12—排泥管；13—第二氧化池；14—二次沉淀池；15—反冲滤料排水管；16—出水槽

7.10　曝气生物流化池（ABFT）

曝气生物流化池 ABFT(Aeration Biological Fluid Tank)处理工艺是微生物、酶与载体自固定化技术的好氧生物反应器，固定微生物后的载体平均密度与水的密度十分接近，载体在水中呈悬浮状。与固定床相比，该流化池具有比表面积大、单位体积内生物量高、接触均匀、传质速度快、压力损失低等特点。该成果列入 2002 年国家重大科技成果推广计划（项目编号：2002EC000417）、2002 年国家技术创新计划（国经贸技术[2002]566 号）。

7.10.1　适用范围

炼油、化工、煤化工、印染、酿造、皮革和造纸等高浓度有机废水（含高中浓度有机物、氨氮、硫化物等污染物）和城市生活污水处理、旧城市与工业污水厂出水水质不达标的改造以

及河湖微污染水体的原位就地修复。

7.10.2 特　　点

(1) 城市生活污水处理，在去除 COD 的同时，有较好的脱氮、除磷效果。

(2) 在该工艺中投加 B 系列微生物与生物酶制剂，对各种高浓度有机废水有较好的处理效果。

(3) 可选择性的固定生物菌种，维持高浓度生物量、容积负荷大、占地面积小、建设费用低。

(4) 耐冲击负荷、污泥产生量少、不产生污泥膨胀。

(5) 系统中氧利用率高、不需要污泥回流系统、直接运行费用低。

7.10.3 构　　造

ABFT 工艺核心处理构筑物是生物流化池，生物流化池由池体、JHE 型生物载体❶、JW 型拦截网●和 JADS 型曝气软管●等部分组成。

(1) **池体**：可设计成圆形或者矩形；曝气方式为鼓风池底曝气。ABFT 构造见图7-38、39。

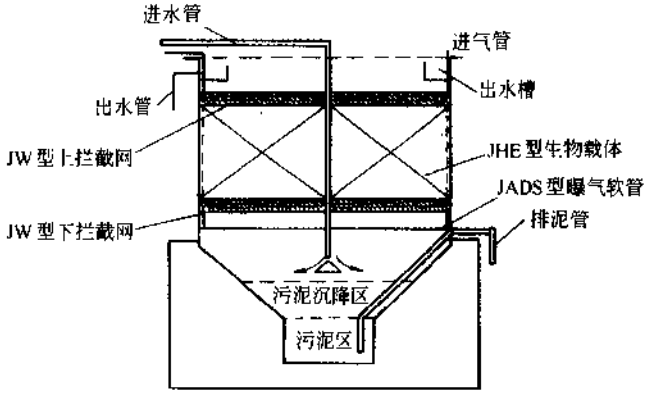


图 7-38　圆形 ABFT 示意

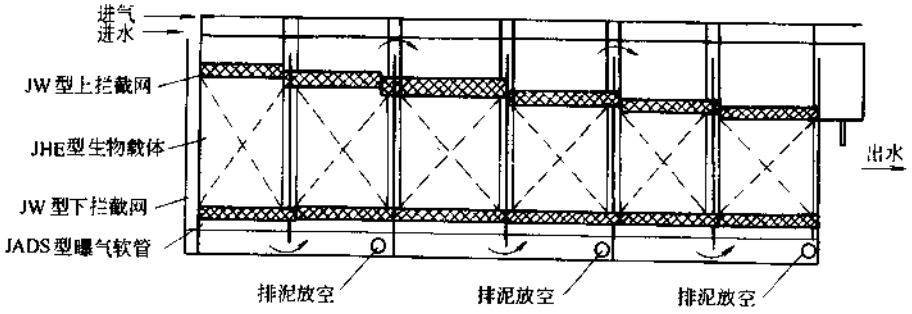


图 7-39　矩形 ABFT 示意

❶ JHE 型生物载体、JW 型拦截网和 JADS 型曝气软管为兰州捷晖生物环境工程有限公司专利产品。

(2) JHF 型生物载体：系网泡海棉状由高分子材料合成，根据水质不同制成 10～20mm 的块状体，具有反应性功能基（如环氧基、伯胺基等）。该生物载体上的活性基团可与微生物肽链氨基酸残基作用，形成离子键结合或共价键结合，将微生物和酶固定在载体上（见图 7-40）。同时载体上"空间悬臂"的引入旨在减少载体背景对所固定微生物代谢增殖形成的空间障碍，为其提供代谢增殖的生存空间，可使污水、空气和生物膜得到充分接触、交换，生物膜能大量地在微生物载体内附着（见图 7-41），保持良好的活性和空隙可变性，空气在上行的过程中，气泡被处于蠕动状态的微生物载体不断切割成为更小的气泡，增加了氧的利用率，可减少曝气量。同时可使生物膜具有良好的新陈代谢作用，不致粘连结团。该生物载体规格见表 7-31。

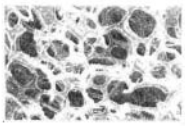


图 7-40　微生物载体

图 7-41　微生物形成膜

JHE 型生物载体规格　　表 7-31

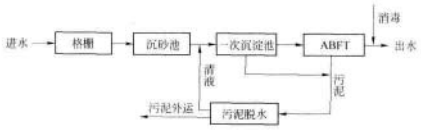
孔　型	孔隙率(%)	重量(kg/m³)	比表面积(m²/m³)	块体规格(mm)	年损耗率(%)
大孔与微孔相结合	90～96	12～21	3.5×10^5	10～20×10～20	<8

(3) JW 型拦截网：系采用涤纶丝编制而成。它能在上下之间控制生物载体在水中的位置以及防止载体的流失，在设计时应注意抗拉强度≥70kN，孔径 6～8mm。

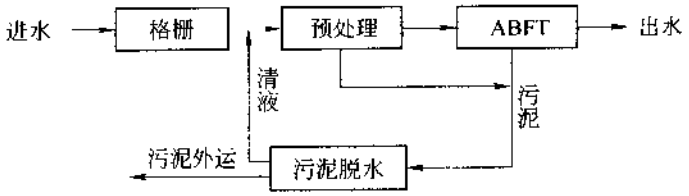
(4) JADS 型曝气软管，系采用复合材料制成 ϕ14mm 内径的软管，管壁上带有不同方向的切口。设计时按 5m 水深，空气利用率为 26%～28%进行计算。

7.10.4　工艺流程

(1) 城市生活污水：



(2) 工业废水：



7.10.5 设计参数

ABFT 设计参数见表 7-32。

ABFT 设计参数 表 7-32

名　称	设计参数	说　明
(1) ABFT 个数(个)	≥3	
(2) BOD_5 容积负荷 N_w[kgBOD_5/(m^3 载体·d)]	5～6	出水水质指标主要是 BOD_5 时
	1.5～2	对 BOD、氨氮同时降解时
	0.1～0.22	当进行三级处理时
(3) NH_3-N 容积负荷[kgNH_3-N/(m^3 载体·d)]	0.4～0.9	水中主要污染物成分为氨氮
(4) 气水比(参照表 7-33 的气水比计算)		应按满足池中 DO 为 2.5～3.5mg/L 校核(配用 JADS 型曝气软管)
(5) JW 型拦截网[抗拉强度(kN/m)]	≥70	孔径为 6～8mm
(6) 单个池面积(m^2)	≤25	
(7) 生物载体层总高度(m)	2.5～4	JHE 型生物载体
(8) JHE 型生物载体的规格	10mm×20mm	比表面积为 $3.5\times10^5m^2/m^3$
(9) JADS 型曝气软管	氧利用率 26%～28%	5m 水深时

7.10.6 计算公式

ABFT 计算公式见表 7-33。

ABFT 计算公式 表 7-33

名　称	公　式	符号说明
(1) ABFT 生物载体体积	$V=Q(L_n-L_t)/M$	V—ABFT 生物载体体积(m^3) Q—平均日污水量(m^3/d) L_n—进水 BOD_5 浓度(mg/L) L_t—出水 BOD_5 浓度(mg/L) M—容积负荷[kgBOD_5/(m^3·d)]
(2) ABFT 总面积	$F=V/H$	F—ABFT 总面积(m^2) H—生物载体总高度(m)，一般 H 为 2.5～4m
(3) ABFT 个数	$n=F/f$	n—ABFT 个数(个)，$n\geq3$ 个 f—每个 ABFT 面积(m^2)，$f\leq25m^2$

续表

名　称		公　式	符 号 说 明
(4) 有效接触时间		$t=24nfH/Q$	t—有效接触时间(h)
(5) 矩形 ABFT 总高度		$H_0=H+h_1+h_2+h_3$	H_0—ABFT 总高度 h_1—保护高度(m)，h_1 为 0.5～0.6m h_2—生物载体上水深(m)，h_2 为 0.4～0.5m h_3—配水区高度(m)，当采用多孔管曝气时，不进人检修者 h_3 为 0.5m，进人检修者 h_3 为 1.5m H—JHE 型生物载体总高度(m)
(6) 需空气量		$D=D_0Q$	D—需空气量(m^3/d) D_0—每立方米污水需空气量(m^3/m^3)
(7) 气水比	1) 微生物需氧量(降解有机物和硝化的需氧量估算) 微生物需氧量 R	$R_c=(Q\triangle C_{BOD})/1000$ $R_n=(4.57Q\triangle C_{NH_3-N})/1000$ $R=R_n+R_c$	R_c—降解 BOD 的需氧量(kg/d) R_n—NH_3-N 硝化的需氧量(kg/d) Q—进入 ABFT 的日平均污水量(m^3/d) $\triangle C_{BOD}$—进出 ABFT BOD 浓度的差值(mg/L) $\triangle C_{NH_3-N}$—进出 ABFT HN_3-N 浓度的差值(mg/L) 4.57—硝化需氧量系数 ($kgO_2/kgTKN$)
	2) 实际所需供氧量	$R_s=RK/\alpha\beta\gamma$	K—需氧量不均匀系数，常取 1.2～1.5 α—氧的水质转移系数，生活污水为 0.8，工业废水为 0.4～0.7 β—饱和溶解氧修正系数，生活污水为0.9～0.95，工业废水为 0.7 γ—不同温度时的充氧系数，一般取 0.6～0.8
	3) 供气量 G_s(kg/d)	$G_s=R_s/0.3E_a$	E_a—曝气装置与 ABFT 总体氧的利用率

7.10.7 脱氮设计

(1) ABFT 硝化反应所需条件：

1) pH 值：适合 ABFT 脱氮过程硝化反应的 pH 值为 7.5～8.5。

2) 温度：适合硝化反应的温度为 15～35℃。当温度过低时，硝化反应效果会受到很大的影响，故在外界温度较低的地区，ABFT 应建成地下式。

3) 溶解氧：硝化过程适宜的溶解氧浓度为 2～3mg/L。

(2) ABFT 反硝化反应所需条件：

1) 温度：适宜的温度范围为 15～35℃。

2) 溶解氧：适合 ABFT 反硝化过程的溶解氧浓度为 0.5mg/L 以下。

3) pH 值：适合反硝化的 pH 值为 7.0～7.5。

(3) ABFT 配合相关工艺，按推流式曝气池工艺设计，不需要设置污泥消化系统。但是

一次沉淀池的设置需配置加药系统，进入 ABFT 池内污水中的 SS≤150mg/L。

根据不同的污水水质，配用 B 系列微生物与生物酶制剂。

ABFT 污泥量的计算：在污水生物处理过程中，污泥产量表示去除单位重量的 TBOD 所产生的 TSS 量，污泥产量与进水 TSS/TBOD 比值有密切关系。进水 TSS/TBOD 比值越大，污泥产量也就越多。污泥产量可按下式估算：

$$Y=(0.6\times\triangle SBOD+0.8X_0)/\triangle TBOD$$

式中 Y——污泥产量(kgTSS/kg△TBOD)；

△SBOD——曝气池进出水中可溶性 BOD 浓度之差(mg/L)；

△TBOD——曝气池进出水中总的 BOD 浓度之差(mg/L)；

X_0——曝气池进水中悬浮物浓度(mg/L)。

7.10.8 示 例

【例 1】 已知兰州石化公司炼油厂的碱渣废水量为 2880m³/d，水质见表 7-34。

含硫污水水质(隔油、加药沉淀出口) 表 7-34

项 目	pH 值	石油类(mg/L)	硫化物(mg/L)	总酚(mg/L)	氨氮(mg/L)	CODcr(mg/L)
最大值	14	18642.9	600	116.7	301.76	6878.08
最小值	1	79.7	10	87.4	165.21	1611.48
平均值	9.06	3365.9	400	102.1	233.49	3111.09

催化剂废水水量为 13200m³/d，水质见表 7-35。

催化剂废水水质 表 7-35

项 目	氨 氮 (mg/L)	石油类 (mg/L)	COD_{cr} (mg/L)	BOD_5 (mg/L)	悬浮物 (mg/L)	pH 值	硫化物 (mg/L)	总 酚 (mg/L)
最大值	2051.40	16.5	657.36	18.12	8124.0	12.77	0.01	0.048
最小值	48.34	1.3	29.9	0.21	38	1.26	0.00	0.00
平均值	678.34	5.5	202.29	2.09	982.3	6.68	0.002	0.006

碱渣废水、催化剂废水综合废水量 Q 为 16000m³/d，混合后原水水质 COD_{cr}浓度 L_a 为 1800～2500mg/L，氨氮为 600～800mg/L，预处理后进入生化系统的水质为 COD_{cr}浓度 L_a 为 1200～1800mg/L，氨氮为 400～600mg/L。采用离心风机曝气，生化系统采用 ABFT。设计 ABFT 工艺出水浓度 COD_{cr} L_t≤100mg/L，氨氮≤15mg/L(该水质主要污染物为氨氮，故以氨氮容积负荷来计算)。

【解】 计算：ABFT 计算见表 7-36。

【例 2】 已知某城市生活污水量 Q 为 5000m³/d，BOD_5 浓度 L_a 为 100～150mg/L，氨氮为 30～40mg/L，采用罗茨风机曝气。设计 ABFT 工艺出水 BOD_5 浓度 L_t≤20mg/L，氨氮≤15mg/L。

【解】 计算：ABFT 计算见表 7-37。

ABFT 计算　　表 7-36

名　称	计算公式	计算结果	说　明
(1) 设计流量 Q		$Q=16000m^3/d$	
(2) 进水氨氮 L_a		$L_a=600mg/L$	
(3) 出水氨氮 L_t		$L_t=15mg/L$	
(4) 氨氮去除率 η	$\eta=(L_a-L_t)/L_a$	$\eta=97.5\%$	
(5) 容积负荷 M		$M=0.872kgNH_3-N/(m^3$ 载体·d)	考虑氨氮硝化反应
(6) 气水比 D_0		$D_0=30m^3$ 气/m^3 废水	JADS 型曝气软管
(7) ABFT 生物载体体积 V	$V=Q(L_a-L_t)/M$	$V=10730m^3$	JHE 型微生物载体
(8) ABFT 总面积 F	$F=V/H$	$F=2900m^2$	生物载体高度 H 为 3.7m
(9) ABFT 个数 n		$n=176$ 个	共 22 组，每组 8 级，共 176 个池子
(10) 每个 ABFT 面积 f	$f=F/n$	$f=16.48m^2$(平均值)	$f<25m^2$
(11) 每个 ABFT 尺寸		$L\times B=4.00m\times4.12m$	各池稍有不同
(12) 每个 ABFT 压差		100mm	
(13) 矩形 ABFT 总高度 H_0	$H_0=H+h_1+h_2+h_3$	$H_0=5.2m$	h_1 为 0.6m h_2 为 0.45m h_3 为 0.45m H 为 3.7m
(14) 污水在池内与载体实际接触时间 t'	$t'=24nfH/Q$	$t'=16h$	各池具体情况不一
(15) JW 型拦截网面积		$15120m^2$	抗拉强度为 70kN
(16) B 系列微生物与酶制剂			采用 B350，根据污染物浓度与难降解成分选择投加数量
(17) 所需空气量 D	$D=D_0Q$	$D=480000m^3/d$	
(18) 每个 ABFT 需气量 D_1	$D_1=1/ndD_0$	$D_1=2727m^3/d$(平均值)	按实际需要调整
(19) 空气管路损失			计算同曝气池

ABFT 计算　　表 7-37

名　称	计算公式	计算结果	说　明
(1) 设计流量 Q		$Q=5000m^3/d$	
(2) 进水 BOD_5 L_a		$L_a=150mg/L$	
(3) 出水 BOD_5 L_t		$L_t=20mg/L$	
(4) BOD 去除率 η	$\eta=(L_a-L_t)/L_a$	$\eta=86.7\%$	
(5) 容积负荷 M		$M=2.6kgBOD/(m^3$ 载体·d)	考虑氨氮硝化反应
(6) 气水比 D_0		$D_0=5m^3$ 气/m^3 废水	
(7) ABFT 生物载体体积 V	$V=Q(L_a-L_t)/M$	$V=250m^3$	JHE 型微生物载体
(8) ABFT 总面积 F	$F=V/H$	$F=83.3m^2$	生物载体高度 H 为 3m
(9) ABFT 个数 n		$n=8$ 个	
(10) 每个 ABFT 面积 f	$f=F/n$	$f=10.4m^2$	$f<25m^2$
(11) 每个 ABFT 尺寸		$L\times B=3.2m\times3.2m$	

续表

名　称	计算公式	计算结果	说　明
(12) 每个 ABFT 压差		100～150mm	
(13) 矩形 ABFT 总高度 H_0	$H_0=H+h_1+h_2+h_3$	$H_0=4.6$m	h_1 为 0.6m h_2 为 0.5m h_3 为 0.5m H 为 3m
(14) 污水在池内与载体的实际接触时间 t'	$t'=24nfH/Q$	$t'=1.2$h	
(15) JW 型拦截网面积		166.4m^2	抗拉强度为 70kN
(16) B 系列微生物与酶制剂			采用 B500 和 B504，根据污染物浓度选择投加数量
(17) 所需空气量 D	$D=D_0Q$	$D=25000$m^3/d	采用 JADS 型曝气软管
(18) 每个 ABFT 需气量 D_1	$D_1=1/ndD_0$	$D_1=3125$m^3/d(平均值)	各级按实际需要调整
(19) 空气管路损失			计算同曝气池

【例 3】 已知中牧公司兰州生物药厂污水量 Q 为 1200m^3/d，BOD_5 L_a 为 380～400mg/L，氨氮为 30～40mg/L，采用罗茨风机曝气。设计 ABFT 工艺，出水 BOD_5 L_t≤20mg/L，氨氮≤15mg/L。

【解】 计算：ABFT 计算见表 7-38。

ABFT 计算　　表 7-38

名　称	计算公式	计算结果	说　明
(1) 设计流量 Q		$Q=1200$m^3/d	
(2) 进水 BOD_5 L_a		$L_a=400$mg/L	
(3) 出水 BOD_5 L_t		$L_t=20$mg/L	
(4) BOD_5 去除率 η	$\eta=(L_a-L_t)/L_a$	$\eta=95\%$	
(5) 容积负荷 M		$M=2.6$kgBOD_5/(m^3 载体·d)	
(6) 气水比 D_0		$D_0=8$m^3 气/m^3 废水	
(7) ABFT 生物载体体积 V	$V=Q(L_a-L_t)/M$	$V=175$m^3	JHE 型微生物载体
(8) ABFT 总面积 F	$F=V/H$	$F=58.3$m^2	生物载体高度 H 为 3m
(9) ABFT 个数 n		$n=3$ 个	
(10) 每个 ABFT 面积 f	$f=F/n$	$f=19.4$m^2	$f<25$m^2
(11) 每个 ABFT 尺寸		$L\times B=4.4$m×4.4m	
(12) 每个 ABFT 压差		100～150mm	
(13) 矩形 ABFT 总高度 H_0	$H_0=H+h_1+h_2+h_3$	$H_0=7.2$m	h_1 为 0.6m h_2 为 0.5m h_3 为 3.1m(带有沉淀区) H 为 3m
(14) 污水在池内与载体的实际接触时间 t'	$t'=24nfH/Q$	$t'=3.5$h	

续表

名　称	计算公式	计算结果	说　明
(15) JW 型拦截网面积		116.4m²	抗拉强度为 70kN
(16) B 系列微生物与酶制剂			采用 B350 和 B550，根据污染物浓度选择投加数量
(17) 所需空气量 D	$D=D_0Q$	$D=9600m^3/d$	
(18) 每个 ABFT 需气量 D_1	$D_1=1/ndD_0$	$D_1=3200m^3/d$(平均值)	按实际需要调整
(19) 空气管路损失			计算同曝气池

【例 4】 已知中国蓝星兰州日用化工厂污水量 Q 为 $1200m^3/d$，BOD_5 浓度 L_a 为 300～500mg/L(主要污染物为阴离子表面活性剂)采用罗茨风机曝气。设计 ABFT 工艺出水 BOD_5 $L_t \leqslant 30mg/L$。

【解】 计算：ABFT 计算见表 7-39。

ABFT 计算　　表 7-39

名　称	计算公式	计算结果	说　明
(1) 设计流量 Q		$Q=1200m^3/d$	
(2) 进水 BOD_5 L_a		$L_a=500mg/L$	
(3) 出水 BOD_5 L_t		$L_t=30mg/L$	
(4) BOD 去除率 η	$\eta=(L_a-L_t)/L_a$	$\eta=94\%$	
(5) 容积负荷 M		$M=2.89kgBOD_5/(m^3$ 载体·d)	
(6) 气水比 D_0		$D_0=12m^3$ 气/m^3 废水	
(7) ABFT 生物载体体积 V	$V=Q(L_a-L_t)/M$	$V=195m^3$	JHE 型生物载体
(8) ABFT 总面积 F	$F=V/H$	$F=59m^3$	H 为 3.3m(平均值)
(9) ABFT 个数 n		$n=3$ 个	
(10) 每个 ABFT 面积 f	$f=F/n$	$f=19.6m^2$	$f<25m^2$
(11) 每个 ABFT 尺寸		$L\times B=4.5m\times4.5m$	
(12) 每个 ABFT 压差		150～200mm	
(13) 矩形 ABFT 总高度 H_0	$H_0=H+h_1+h_2+h_3$	$H_0=7.1m$	h_1 为 0.6m h_2 为 0.5m h_3 为 2.0m H 为 4m(最高)
(14) 污水在池内与载体的实际接触时间 t'	$t'=24nfH/Q$	$t'=3.9h$	$H=3.3m$(平均)
(15) JW 型拦截网面积		117.6m²	抗拉强度为 70kN
(16) B 系列微生物与酶制剂			采用 B110，根据污染物浓度与难降解成分选择投加数量
(17) 所需空气量 D	$D=D_0Q$	$D=14400m^3/d$	采用 JADS 型曝气软管
(18) 每个 ABFT 需气量 D_1	$D_1=1/ndD_0$	$D_1=4800m^3/d$(平均值)	各级按实际需要调整
(19) 空气管路损失			计算同曝气池

8 三 级 处 理

当污水经过生化二级处理后，出水仍不能满足受纳水体的排放要求时；或为提高水资源的利用率，考虑将污水再生利用、回用于工业及市政公用设施时，将会遇到提高污水处理程度的需求，以进一步降低出水中的 COD、BOD_5、SS、TN、TP 等污染物指标。以上提高的处理功能及其流程在以往的工程概念中被泛称为污水深度处理。但是由于污水处理技术的发展，许多污水深度处理的功能（如除磷、脱氮等）已被结合进二级生化处理流程之中。根据本手册编排上的需要和查阅上的方便，凡属于生化处理范畴的深度处理方法，均归于二级处理部分，在第 6、7 章中详述。本章的重点则为在生化二级处理流程之后的后续处理，即相对于二级处理而言的三级处理。

8.1 一 般 要 求

8.1.1 三级处理的出水标准

由于三级处理的目标不同，难于套用统一的出水标准，在一般条件下与三级处理相关的出水标准可分为下述两类：

(1) 与排放相关的出水标准：通常，污水排放是按照《污水综合排放标准》(GB 8978—1996)所规定的浓度标准进行控制的。但当污水处理后需排入水体功能类别较高，或环境容量较小、自净能力很差的受纳水体时，往往单纯的浓度标准已不能满足受纳水体的功能要求。在这种条件下，污水处理的出水标准应根据由环境容量评价，或排污总量控制规划所确定的排污总量控制标准来确定污水处理程度与处理标准。

(2) 与污水再生回用相关的标准：由于国内的污水再生回用工作起步较晚，有关的处理标准正在健全完善过程中。目前可用于指导工程设计的行业标准有：

1)《生活杂用水水质标准》(GJ 25.1—89)。

2)《城市污水回用设计规范》(CECS 61:94)。

在上述标准中针对一般的回用条件，确定了“厕所便器冲洗，城市绿化”与“洗车，扫除”用水的水质标准，以及“再生水用作冷却水”，“再生水用作市区景观河道用水”的建议水质标准。对于上述标准未能涉及的其他用水，需根据用户及相关行业的具体要求，与有关主管部门协商确定。与三级处理相关的一般回用水水质标准，可参见表 8-1。

8.1.2 三级处理流程的设计规模

三级处理流程的设计规模应视三级处理的目标确定。一般三级处理流程的设计规模应

回用水水质标准　　表 8-1

标准 / 水质	GB 3838—2002	GJ—25.1—89		CECS 61:94			—
	地面水	生活杂用水		冷却用水		景观市区河道	北京市中水水质
	V类	冲洗厕所城市绿化	洗车扫除	直流	循环补充		
浊度(度)		10	5		5		
悬浮物(mg/L)		10	5	30		30	<10
溶解性固体(mg/L)		1200	1000	1000	1000		
色度(度)		30	30				<40
嗅味		无不快感	无不快感			无不快感	无不快感
pH	6~9	6.5~9.0	6.5~9.0	6.5~9.0	6.5~9.0	6.5~9.0	6.5~9.0
BOD_5(mg/L)	10	10	10	30	10	20	<10
COD(mg/L)	40	50	50		75	75	<50
氨氮(以N计)(mg/L)	2.0	20	10			夏季<10 非夏季<20	
总磷(mg/L)	0.4 (湖、库0.2)					夏季<2 非夏季不控制	
余氯(mg/L)		管网末梢水不小于0.2	管网末梢水不小于0.2		0.1~0.2		管网末梢水不小于0.2
氯化物(mg/L)	250	350	300	300	300	350	
总硬度(mg/L)		450	450	850	450		
总碱度(mg/L)				500	350		
阴离子合成洗涤剂(mg/L)	0.3	10	0.5				<50
铁(mg/L)	0.3	0.4	0.4		0.3	0.4	
锰(mg/L)	0.1	0.1	0.1		0.2		
总大肠菌群数(个/L)		3	3			10000	

与给水系统一致，采用最高日流量进行设计。确定三级处理流程的设计规模，通常可按以下两种情况考虑：

(1) 非循环系统：当三级处理流程的设置是为排入受纳水体或回用于污水处理厂受水管网系统以外的服务区域时，不会形成循环系统。在这种条件下，三级处理流程的设计规模可以与二级处理系统的规模相协调，但必须在设计中考虑以下问题：

1) 通常，给水工程的取水、净化系统都是按平均流量均衡工作的。通过清水池的调峰能力来适应输配管网的变化。与之相反，三级处理的原水来自于二级处理系统，其流量大小取决于受水管网的流量变化。这将会对三级处理流程的设计条件和运行工况构成直接的影响。因此在工程设计中不仅要考虑高日流量、平均流量和高峰流量的差异，而且还应根据每日的低峰流量的持续时间来考虑三级处理系统的设计工况。

2) 三级处理流程中的自用水量应视工艺流程而定,但三级处理的过滤反冲洗及排泥等自用水量通常较给水处理高,一般在方案阶段可按设计供水能力的8%～12%来考虑。当三级处理流程中采用了膜处理单元时,应根据膜处理单元的淡液回收率和浓液流量来考虑确定三级处理系统的供水能力。

3) 在考虑到二级处理系统的设计流量与三级处理系统的设计流量的差异时,还应注意受水系统与供水系统之间的流量滞后问题,协调好供需流量关系,经济合理地确定调蓄容积。

(2) 半循环系统:当三级处理流程是为回用于污水处理厂受水管网以内的服务区域而设置时,将可能会形成循环系统。但鉴于社会、经济、技术等诸多方面的原因,在设计中应尽量避免形成完全循环的封闭系统。三级处理系统应通过技术经济论证后,确定出合理的处理规模,建立半循环系统。在通常条件下,考虑到受水管网的低峰流量系数和三级处理系统运行的稳定性,半循环系统回用水三级处理流程的设计规模宜控制在其受水系统污水量的40%以下,并不应大于50%。确定三级处理流程设计规模的技术经济论证主要应包括考虑以下方面:

1) 污水处理系统与受水管网之间的水量平衡关系及调蓄条件。

2) 回用水供水系统的供水保证率。

3) 污染物循环累积平衡关系(通常采用系统物料平衡计算框图确定);完全循环的封闭式回用系统只有在极端缺水的条件下采用,并不具有普遍意义。对此本手册中不作讨论。

8.1.3 三级处理的一般方法与处理目标

三级处理所采用的一般方法与现代给水处理方法基本相同。在一些水体污染严重的地区,给水处理的处理与三级处理在处理内容上都难以严格区分。因此在三级处理中大量借鉴和引用给水处理的设计方法与工艺单元是十分自然的。为节省篇幅,在本章中只对与给水处理不同的设计参数和设计要点进行重点描述。三级处理所常用的方法与处理目标,参见表8-2。

三级处理常用方法与处理目标 表8-2

序 号	处 理 方 法	主要处理对象	处 理 目 标	主要应用条件及特点
1	混 凝 沉 淀	可沉降物,总磷等	SS≥8mg/L	二级处理出水SS≤20mg/L时,宜通过试验确定取舍
2	气 浮	难沉降非溶解性固体	SS≥5mg/L	对胶体及大分子污染质处理效果优于混凝沉淀工艺,可单独使用
3	砂 滤	不可沉降非溶解性固体	一般NTU≥5 特殊NTU≥0.5	使用广泛,常作为水质把关处理单元使用
4	活性炭吸附	难生物降解的溶解性有机物、色度等	COD≥10mg/L	PAC可间歇投加使用 GAC可再生重复使用,脱色效果较好,但成本较高,并应在砂滤后使用
5	臭 氧 氧 化	有机物、色度、嗅味、病毒、细菌、铁锰等		除嗅效果好,可与消毒及氧曝工艺联合使用,设备投资较大,有一定危险性

续表

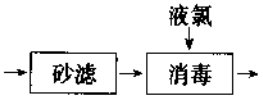
序 号	处理方法	主要处理对象	处理目标	主要应用条件及特点
6	氨 吹 脱	氨　氮		不推荐采用
7	离子交换	铵及其他离子	$3\times10^{-4}\mu\sim0.1\mu$	单纯作为三级处理单元应用较少，多与软化处理联合使用
8	电 渗 析	大分子及离子	$3\times10^{-4}\mu\sim0.1\mu$	在三级处理中应用极少，并宜在进水 NTU≤0.5 的条件下运行
9	超　滤	悬浮物及高分子有机物	$3\times10^{-3}\mu\sim10\mu$	极有发展前景，宜在进水 NTU≤1 的条件下运行
10	渗透、反渗透	大 分 子	$3\times10^{-4}\mu\sim0.2\mu$ 分子量≤500	有发展前景，宜在进水 NTU≤0.5 的条件下运行

8.1.4 典型的三级处理流程

作为二级处理的后续处理，三级处理流程的设计将直接取决于二级处理系统的工艺设计条件。在二级处理流程中，生化处理系统的设计泥龄是选择三级处理流程的重要依据。国内外大量工程实践表明：一般在长泥龄、较完善的生化系统后，采用常规的三级处理流程就能达到较好的处理效果。而在高负荷、短泥龄的生化处理流程后进行三级处理，则往往需要采用较复杂的处理流程才能达到较满意的处理效果。这主要是由于生化处理越完善，尾水中的溶解性有机污染物质含量越低。在高负荷的生化处理系统尾水中则往往含有大量的溶解性有机物质，对于这类污染物质采用常规的三级处理手段是难以截除的。若采用膜处理等复杂的精细三级处理流程时，因其浓液流量较大，还会增加二级处理流程的水力负荷与污染负荷。在进行新建项目的设计时，应根据回用系统的出水水质要求来统筹考虑二级处理系统与三级处理系统的相互关系。

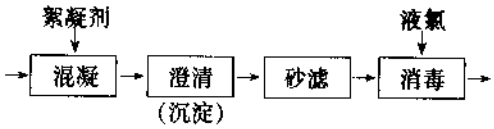
在下列典型的三级处理流程中，流程(1)～(6)为常规三级处理流程。

(1) 直接过滤：

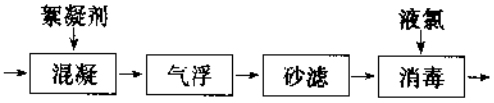


(2) 微絮凝过滤：

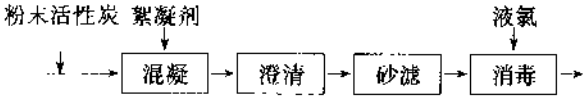
(3) 沉淀过滤：



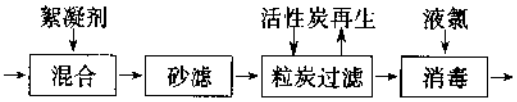
(4) 气浮过滤：



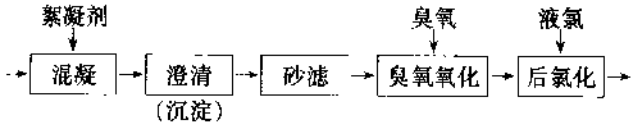
(5) 活性炭吸附(A)：



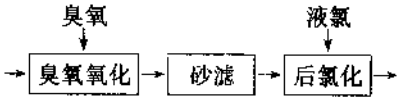
(6) 活性炭吸附(B)：



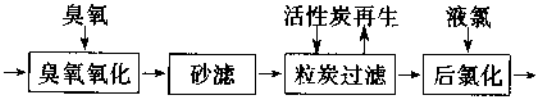
(7) 臭氧氧化(A)：



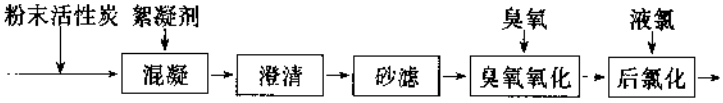
(8) 臭氧氧化(B)：



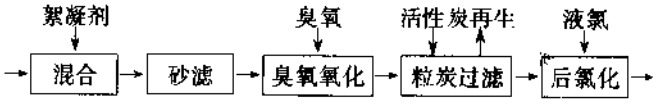
(9) 活性炭吸附与臭氧氧化联合处理(A)：



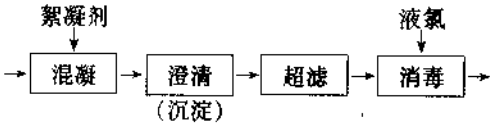
(10) 活性炭吸附与臭氧氧化联合处理(B)：



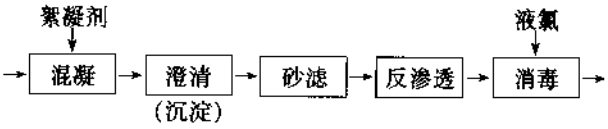
(11) 活性炭吸附与臭氧氧化联合处理(C)：



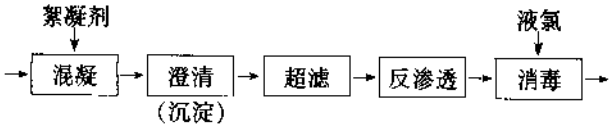
(12) 膜分离(A)：



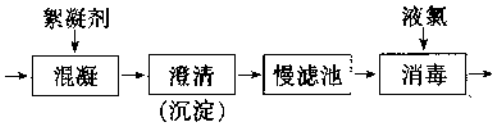
(13) 膜分离(B)：



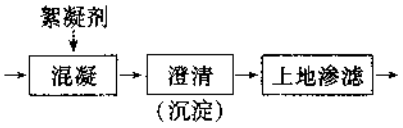
(14) 膜分离(C)：



(15) 慢滤：



(16) 土地处理：



8.2 混 凝 单 元

8.2.1 作　用

在三级处理中，混凝单元的主要作用通常有以下两个方面：

(1) 澄清降浊：为使二级处理出水澄清降浊，可采用混凝方法进一步去除悬浮物和有机污染物。其混凝作用的机理较为复杂，主要有：通过双电层压缩、吸附-电中和、吸附架桥以及沉析物网捕等一系列反应作用，可以使胶体脱稳、使颗粒微小的悬浮固体凝聚成颗粒较大的絮凝体。经过后续的分离处理单元，将污水中剩余悬浮固体及有机物得到进一步的去除，同时污水中的某些溶解物质也可以得到一定程度的去除。

(2) 化学除磷：通过混凝剂与污水中的磷酸盐反应，生成难溶的含磷化合物与絮凝体，可以使污水中的磷分离出来，达到除磷的目的，化学除磷常用的混凝剂有：石灰(钙盐)、铝盐、铁盐等。

1) 石灰除磷：石灰中的钙离子与正磷酸盐作用而生成羟基磷灰石为

$$5Ca^{2+} + 4OH^- + 3HPO_4^{2-} \longrightarrow Ca_5(OH)(PO_4)_3\downarrow + 3H_2O \tag{8-1}$$

羟基磷灰石的溶解度随 pH 值增加而迅速降低，pH 值的增高将促进磷酸盐的去除。要保持较高的除磷率，需要将 pH 值提高到 9.5 以上。要达到一个给定的磷酸盐去除率，所需的石灰投加量主要取决于污水的碱度，而与水中的含磷浓度关系不大，其相关关系可参见图 8-1。

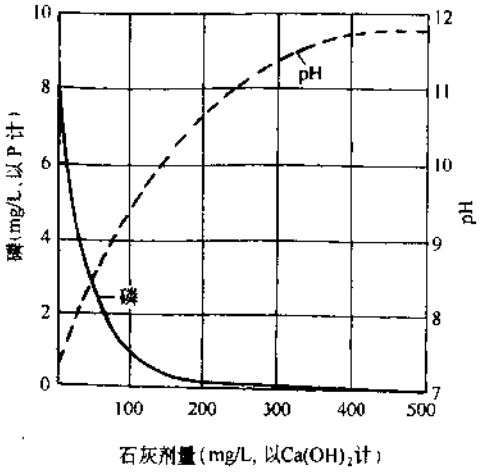


图 8-1　石灰剂量与除磷的关系

对于需要设置化学除磷流程的工程项目而言，除磷的要求一般较高，故应保证 pH≥11。为满足这一条件，一般在工程中 Ca 的投加量常控制在 400mg/L 左右。此外，值得注意的是：磷酸钙沉淀的速度和程度除了与碱度密切相关外，还取决了反应器的结构形式。由于回流中形成的沉淀物提供了更大的表面积，故以回流

为特色的反应器远比无回流的反应器更为有效。因此在有条件的项目中,应优先考虑选用澄清池作为其后续固液分离单元。

2) 铝盐除磷:

① 铝离子与正磷酸盐反应,会形成固体的磷酸铝:

$$Al^{3+} + PO_4^{3-} \longrightarrow AlPO_4 \downarrow \tag{8-2}$$

② 一般采用硫酸铝作为混凝剂,其反应为

$$Al_2(SO_4)_3 + 2PO_4^{3-} \longrightarrow 2AlPO_4 \downarrow + 3SO_4^{2-} \tag{8-3}$$

③ 同时硫酸铝还与污水中的碱度产生反应:

$$Al_2(SO_4)_3 + 6HCO_3^- \longrightarrow 2Al(OH)_3 \downarrow + 6CO_2 + 3SO_4^{2-} \tag{8-4}$$

由于硫酸铝对碱度的中和,pH 值下降,形成氢氧化铝聚凝体,同时与正磷酸离子化合形成固体磷酸铝。若不是两种反应同时进行,则除磷与投铝的比例为 1:0.87。根据一般经验,铝盐的实际用量约为磷酸盐沉淀所需量的一倍,最佳的 pH 值约为 6。除硫酸铝外,聚合氯化铝(PAC)和铝酸钠也常用于化学除磷,其化学反应同式(8-3),但 pH 值不会降低。

3) 铁盐降磷:铁离子与磷酸盐的反应同铝离子与磷酸盐的反应十分相似,生成物为 $FeSO_4$ 与 $Fe(OH)_3$。国内常用的铁盐混凝剂有三氯化铁 $FeCl_3$,硫酸亚铁 $Fe_2(SO_4)_3$ 等,因此硫酸亚铁适用于在曝气池内投加混凝剂的 BC 法工艺。经过曝气,氢氧化亚铁可氧化成为氢氧化铁:

$$FeSO_4 + Ca(HCO_3)_2 \longrightarrow Fe(OH)_2 + CaSO_4 + 2CO_2 \tag{8-5}$$

$$Fe(OH)_2 + 1/2O_2 + H_2O \longrightarrow Fe(OH)_3 \downarrow \tag{8-6}$$

铁盐的投加条件也与铝盐相似。

8.2.2 投 药

(1) 投药量:混凝剂的投加量不仅取决于药剂的种类,而且还与生化系统的设计条件、污水水质以及后续固液分离方式密切相关。在有条件时,应根据实验来确定合理的投药量。当没有实验条件时,可参考以下指标估算:

1) 用于澄清和进一步去除悬浮固体及有机物质,且二级生化处理系统的泥龄大于 20d 时,可按给水处理投药量的 2~4 倍考虑。一般来讲泥龄越长,投药量越小。当二级处理流程是采用的高负荷、短泥龄生化处理系统时,则必须通过实验确定投药量。

2) 用于后置除磷流程时可根据上节所述不同药剂的参考经验投药量考虑。

3) 投加铝盐或铁盐与生化处理系统合并处理时,可按一摩尔磷投加 1.5 摩尔的铝盐(铁盐)来考虑。

(2) 投加位置:

1) 用于澄清降浊目的时,混凝剂应投加在二次沉淀池之后。对于三级处理流程而言,作为第一步处理单元其位置与给水工程基本相同。

2) 用于化学除磷时,最适宜的投药位置应是曝气池内。将铝盐(铁盐)混凝剂投入曝气池后不仅有利于完善磷酸盐与混凝剂的反应过程,提高除磷效率、节省单位投药量,而且还可以改善活性污泥的沉降性能,提高回流污泥浓度,提高生化系统的容积负荷,缩短停留时间,节省土建投资。

3) 采用石灰进行化学除磷时，为满足 pH≥11 的反映条件，不仅石灰投加量大，而且经石灰处理后的污水还需经过再酸化处理才能使 pH 值恢复到正常的范围之内，以满足排放和回用的水质要求。因此在大、中型污水处理厂中采用石灰除磷工艺来直接处理污水，往往是不经济的。合理的方法应是将生物除磷与石灰化学除磷结合起来先通过生物除磷方法将污水中的磷聚集到活性污泥中，再通过用石灰处理剩余活性污泥或污泥上清液的方法来达到除磷的目的。由于剩余污泥的流量通常只有处理污水量的百分之几。因此采用这种方法可使石灰投加量和处理单元的规模都得以大幅度降低。在有污泥消化处理和重力浓缩的系统中，用石灰来处理上清液更为经济合理。在设有污泥浓缩池和消化池等产生厌氧条件的污泥处理系统中，均可采用这种方法，将污泥中经厌氧释磷反应释放出的磷去除。

(3) 投药方式及药剂制备：同给水净化处理，参见给水排水设计手册第 3 册《城镇给水》。

(4) 混合反应：应根据三级处理流程的竖向水力衔接条件考虑选择混合单元的工艺形式。当三级处理前设置中间提升泵站时，可采用水泵混合、静态混合等方式。当流程水力衔接的水头较小时，宜首先考虑采用浆板式机械混合装置，而尽量避免采用隔板混合池，以防止因隔板上大量孳生生物膜而影响出水水质的情况发生。在反应单元的设计中，同样也应首先选用机械絮凝池和水力旋流絮凝池，而尽量避免采用隔板絮凝池、折板絮凝池以及网格栅条絮凝池。混合反应设备及构筑物的设计，均可直接参见给水排水设计手册第 3 册《城镇给水》中的有关内容。

8.3 固 液 分 离 单 元

8.3.1 作　用

通过固液分离单元去除在混凝过程中形成的絮凝体，将会使尾水中的悬浮物质和有机污染物质以及总磷等得到进一步的去除，以保证后续精处理单元的运行要求与预期处理目标的实现。

三级处理的固液分离单元基本上与给水处理系统相同，但由于二级处理出水中的悬浮物质主要是由活性污泥构成，因此在工艺设计中应针对这一水质特点，选择适宜的处理单元。尤其在南方水温、气温较高的条件下，要特别注意在设计时考虑防止和避免三级处理过程中产生有机污泥腐败发酵的问题。

8.3.2 沉　淀

由于在生化处理系统中产生的生物絮凝体沉淀性通常较差、只有投加石灰后能改善絮凝体的沉淀性能。因此除了石灰除磷系统以外，一般不建议采用沉淀处理单元。此外，出于经济方面的考虑，在大型的三级处理系统中也可能选用沉淀处理单元。在沉淀单元的工艺设计中，应注意避免选择设有填料的斜管、斜板类沉淀器，以防止在填料上附着、孳生生物膜后发生周期性脱落而影响出水水质。三级处理中沉淀单元的设计，可直接参见给水排水设计手册第 3 册《城镇给水》的平流沉淀池。

8.3.3 澄 清

澄清池是利用悬浮层来提高絮凝和固液分离效果并适用于高浊度水处理的单元，在一般的三级处理系统中采用这类工艺单元进行固液分离时，往往会因污泥回流量过大、悬浮层的停留时间过长而产生污泥厌氧腐败、产气上浮等问题，使用效果不够理想。当三级处理系统考虑设置预加氯流程时，可有效地控制污泥腐败问题，但出水水质仍不够理想。只有在设有预投加粉末活性炭的工艺系统中，才推荐采用这类固液分离单元。此时，不仅澄清池的固液分离效果优于其他固液分离单元，而且通过悬浮层的接触还有助于提高活性炭的吸附率、改善出水水质。其池型选择及工艺计算均详见本给水排水设计手册第3册《城镇给水》中的有关章节，其中工艺参数的选择应参见低温、低浊水的设计参数。

8.3.4 气 浮

由微生物细胞及细胞残片等形成的活性污泥具有易流动、难沉淀的特性，故难以通过沉淀等传统的固液分离方法去除。而气浮工艺的分离方式恰恰适应了上述污泥的特性，因此在三级处理系统中往往能发挥满意的效果。另一方面，由于气浮工艺中的溶气过程还有利于提高处理介质中的溶解氧值，避免水质恶化、发臭。目前在国内外的给水和污水处理工程中都得到了广泛的应用，使用较为普遍的是部分回流压力溶气气浮流程。气浮单元的设计、计算方法及一般设计参数均可参见给水排水设计手册第3册《城镇给水》中的有关内容。下述设计参数介于一般的给水处理工程和污水处理之间，设计中可参考采用：

(1) 溶气：溶气水回流比为10%～20%。

(2) 气浮池：

1) 表面负荷为 $3.6\sim5.4m^3/(m^2\cdot h)$。

2) 上升流速为 1.0～1.5mm/s。

3) 停留时间为 20～40min。

(3) 参考投药量(聚合氯化铝)为20～30mg/L。

8.4 再碳酸化单元

8.4.1 作 用

在三级处理过程中，有时会为混凝或脱氨时，遇到因投加石灰而升高介质的pH值问题。但为了满足回用或排放以及后续处理的要求，又往往要将介质的pH值再降到适宜的范围内。此时常用再碳酸化的手段，将CO_2溶入水中，通过下述反应实现降低pH值的目的。

$$Ca(OH)_2 + CO_2 \longrightarrow CaCO_3\downarrow + H_2O \tag{8-7}$$

$$CaCO_3 + CO_2 + H_2O \longrightarrow Ca(HCO_3)_2 \tag{8-8}$$

8.4.2 流 程

将二氧化碳通入pH值为11的污水中时，pH即会逐渐下降，反应按式(8-7)进行。当

pH下降至9.3时，碳酸钙的溶解度为最低，形成易沉的碳酸钙絮凝。当继续通入二氧化碳时，反应按式(8-8)进行，碳酸钙和二氧化碳结合，产生易溶的重碳酸钙，pH值继续降低。一般使pH值降到7，以保持水质稳定，避免在后续的过滤、活性炭吸附及膜处理等工序中堵塞管道、滤床和炭柱。

(1) 单阶段流程：单阶段再碳酸化，即不设中间沉淀池，投加足量的二氧化碳，一次将pH值调低至7。单阶段法需用设备少，投资小，污泥产生较少，但水质较差，不稳定，适用于小规模的处理系统。

(2) 两阶段流程：两阶段再碳酸化就是分别按上述两个反应，分两个阶段进行再碳酸化。两个阶段中间设置中间沉淀池，回收碳酸钙，再焙烧成石灰。

8.4.3 二氧化碳的来源

二氧化碳的来源主要有：

(1) 自石灰再生的煅烧炉或污泥焚化炉的烟道气。用天然气作为燃料的污泥焚化炉，其烟道气中约含有16%的湿CO_2气或10%的干CO_2气。设计可按气体干重的10%计。

(2) 天然气、丙烷、燃料和焦炭等燃烧产物。

燃料燃烧所产生的二氧化碳产率见表8-3。

二氧化碳产率　　表8-3

燃　料	燃烧量	二氧化碳产量(kg)	燃　料	燃烧量	二氧化碳产量(kg)
天然气	$1000m^3$	1845	煤　油	1kg	20
煤制气	$1000m^3$	1283	焦　炭	1kg	3

(3) 商品液态二氧化碳：二氧化碳的需要量可根据式(8-7)和式(8-8)计算。在计算中所有的碱度都应以碳酸钙(分子量=100)计。

8.4.4 二氧化碳的投加

投加二氧化碳的方法和原理与生化处理中所采用的曝气系统十分相似。为避免结垢堵塞管路，常采用穿孔管来投加二氧化碳，穿孔管的开孔直径一般为5mm。投加管道应考虑选用耐腐防蚀的管材，如采用聚氯乙烯等塑料管材或不锈钢管材。

在冷水中二氧化碳与氢氧根和酸根离子之间的全部反应时间可达15min。同时，考虑到絮凝沉淀的需要，反应池的水力停留时间可按30min考虑；在二氧化碳反应池的设计中还应考虑不小于3m的淹没水深，以节省CO_2的消耗量，提高反应效率。沉淀池的设计参数可参照第5章中有关一次沉淀池的设计参数选取，表面负荷可取其上限值。

在设计中还应充分考虑操作人员的安全。长时间处于含有5%以上CO_2的空气中，可能失去知觉而致死亡。当含量为0.5%以上时，每天的接触时间不应大于8h。因此，再碳酸化池不许设于室内。且周围建筑应考虑设置良好的通风条件。

8.5 砂 滤 单 元

8.5.1 作 用

在三级处理中，砂滤的作用主要可分为两方面：

(1) 作为预处理设施：去除生化过程和化学沉淀中未能去除的颗粒、胶体物质、悬浮固体、浊度、磷、重金属、细菌、病毒等，以进一步提高水质、防止堵塞、保证后续工序的正常运转。

(2) 作为水质把关单元：通过去除上述细微颗粒，以进一步降低 BOD_5、COD 等指标，使出水水质达到预期的处理目标。或替代固液分离单元，通过直接过滤、截留絮凝体达到进一步去除污染物的目的。

8.5.2 设 计 要 点

(1) 在三级处理中砂滤池的运行条件与给水处理的主要区别在于：

1) 因砂滤过程所截除的将主要是含有大量细菌、微生物等有机污染质的絮凝体和大量胶体物质，滤床截污后粘度较大，且极易发生腐败。故在三级处理系统中对滤池的反冲洗要求较高。

2) 在三级处理中，滤池进出水质受二级处理系统的运行工况的影响较大。特别当三级处理系统的规模比例过大时，在实际生产中原水的水质、水量都很不稳定，这将使滤池的运行工况变得极为复杂，对滤池的稳定性带来极为不利的影响。

(2) 针对三级处理的这些特点来合理地选择适宜的池型和工艺条件是十分必要的。首先由于滤池的反冲洗要求较高，故将气、水反冲洗与表面冲洗结合起来的联合反冲洗方式具有较强的清洗能力，非常适用于三级处理流程。在池型选择上应避免选用虹吸滤池这类反冲洗能力较差的池型，而应优先考虑选用移动罩滤池、V 型滤池、T 型滤池等类表面冲洗能力较强的池型。其次，对滤池运行的稳定性、可靠性、可控性也应给予足够的重视，因而双阀滤池、四阀滤池等运行稳定、操作可靠、技术成熟的池型也常采用。在小规模的三级处理工程中，使用最为广泛的是压力滤罐。与给水工程的经验参数相比，在三级处理中不论是使用单层滤料，还是双层滤料及三层滤料的深层滤池，滤层厚度和滤料粒径都较大；但滤速则略小。除滤层厚度、粒径及滤速与给水处理不同外，其他设计参数及设计计算方法均可直接参见给水排水设计手册第 3 册《城镇给水》中的有关内容。与给水处理不同的设计参数如下：

1) 滤层：

① 单层滤料：用石英砂，其有效粒径为 1.2～2.4mm，层厚为 1200～1600mm，不均匀系数为 1.2～1.8。

② 双层滤料用石英砂时，有效粒径为 0.6～1.2mm，层厚为 600～800mm，不均匀系数 <1.4。

用无烟煤时，有效粒径为 1.2～2.4mm，层厚为 600～800mm，不均匀系数 <1.8。

2) 滤速为 $6\sim10m^3/(m^2\cdot h)$

3) 反冲洗：

① 气水同时：气 $13\sim17L/(m^2\cdot s)$，水 $6\sim8L/(m^2\cdot s)$，历时 4～8min。

② 水冲洗:水 6~8L/(m^2·s),历时 3~5min。

③ 表面冲洗:0.5~2.0L/(m^2·s),历时 4~6min。

4) 工作周期:≤12h。

8.6 活性炭吸附单元

8.6.1 作 用

通过活性炭吸附,可以去除一般的生化处理和物化处理单元难以去除的微量污染物质。活性炭吸附杂质的范围很广,不仅可以除嗅、脱色、去除微量的元素及放射性污染物质,而且还能吸附诸多类型的有机物质,如:高分子烃类、卤代烃、氯化芳烃、多核芳烃、酚类、苯类以及杀虫剂、除莠剂等。随着现代给水工程面对着更多的水源遭受微有机污染质,活性炭吸附在现代给水工程中的应用日趋广泛。在三级处理中的活性炭吸附单元基本上是直接由给水处理工程借鉴而来,所采用的设计方法及材料设备均与给水处理系统相同。

8.6.2 活性炭的类型

活性炭既可以按生产原料分类,也可以按其性状和使用功能来分类。生产活性炭的原料不同,产品的特性和用途也不同。如用木材制成的活性炭具有最大的孔隙,往往专门用于液相吸附。而用果壳制成的活性炭则因孔隙最小,常用于吸附气相小分子。有关各种品牌活性炭产品的规格、性能、用途及生产厂商等均可查阅给水排水设计手册第 12 册《器材与装置》和《给水排水设计手册·材料设备》(续册)第 4 册。在同一类应用领域中,活性炭产品的性状和类型又往往决定了其使用方式,因此在水处理行业中多习惯于这一分类方式。活性炭产品一般有粉状、粒状和块状三种。在各种水处理中,以粉状活性炭 PAC 和粒状活性炭 GAC 最为常见,但粉状炭与粒状炭的使用方法及吸附装置都是完全不同的。粉状活性炭常与混凝剂联合使用,投加于絮凝单元中。粒状活性炭则往往装于容器内,作为滤料使用。

8.6.3 吸 附 装 置

(1) 悬浮吸附装置:使用粉状活性炭常采用悬浮吸附方法,将 PAC 投加到原水中,经过混合、搅拌,使活性炭表面与介质充分接触,实现吸附去除污染物的目标。其反应池大致可分为两种类型:一种是搅拌混合型,一般设于沉淀单元之前。其工作方式相似于絮凝反应池,采用搅拌器在整个池内进行快速搅拌,保持活性炭与原水充分接触。另一种是泥浆接触型,相似于澄清池。采用这种池型,一方面可以延长活性炭在池内的停留时间,使活性炭接近达到吸附平衡,提高去除效率。另一方面还可以增强反应器的缓冲能力,在原水浓度和流量发生变化时,不需频繁调整活性炭投加量就能得到稳定的处理效果。通常这类泥浆接触型吸附池多直接借用澄清池,将吸附单元与固液分离单元结合起来。

在污水的深度处理中采用泥浆接触型反应池时,活性炭对有机物质的吸附量比一次式搅拌混合型的反应池增加百分之三十,并能发挥相当于 1.5 个搅拌吸附池的能力。在这种池内又分为固液接触部分、凝聚部分以及固液分离部分。活性炭浆一面在池内循环,一面和连续流入的原水相接触,逐渐趋于达到吸附平衡。为了防止活性炭流失,通常使用高分子混

凝剂或者硫酸铝,铁盐等无机混凝剂来提高固液分离效果。活性炭粉末在絮凝过程中还能形成絮凝体的骨核,对提高絮凝体的沉淀性能产生积极的作用。对粉状炭进行再生并重复使用时,为了控制灰分的增加,最好使用高分子混凝剂。通常使用阳离子型高分子混凝剂比较适合,对某些种类的污水亦可采用非离子型的混凝剂,对不同的废水应通过试验来选择适宜的混凝剂。在泥浆接触反应池内的炭浆浓度要保持在10%~20%之间。在浓缩区积存的活性炭要定期排出,并可利用螺杆泵把活性炭输送到脱水装置。

(2) 滤床吸附装置:在活性炭吸附装置中,使用最多的就是滤床类吸附装置。其滤床类吸附装置又可分为固定床、移动床和流动床等,固定床的构造、工作方式、反冲洗方式等都与普通快滤池十分相似,只是把砂滤层换成了粒状活性炭。移动床和流动床的工作方式则类似于用于水质软化的离子交换装置。有关滤床吸附装置的构造特点、工作原理、设计方法、炭粒再生方法等均在给水排水设计手册第3册《城镇给水》中有详细介绍,可在设计中参考。

8.6.4 吸 附 试 验

(1) 确定吸附容量:活性炭对水中有机物质的吸附效果受许多因素影响,如活性炭颗粒大小、溶质浓度和水温等。因此须通过吸附容量试验来测定单位重量活性炭能吸附的溶质重量。

测定不同活性炭对水中杂质的吸附容量,可将重量为 m 的某一型号活性炭放到初始溶质浓度为 C_0、容积为 V 的水样中,不断搅拌,直至达到吸附平衡(即溶质浓度不再变化)时,再测定溶质的浓度 C_e,便可求出单位重量的活性炭在平衡时所吸附的溶质量,即吸附容量:

$$q_e=\frac{x}{m}=\frac{V(C_0-C_e)}{m}(\text{mg/g 炭}) \tag{8-9}$$

在一定温度下,吸附容量 q_e 和溶质浓度 C_e 的关系可用 Freundlich 吸附等温式表示:

$$q_e=KC_e n \tag{8-10}$$

式中 K、n——常数。

在双对数坐标纸上,$\lg q_e$ 和 $\lg C_e$ 为线性关系,即吸附等温线,K 为直线的截距,n 为斜率。依据吸附等温线可对各种炭的吸附容量进行分析比较。有条件时,除等温吸附数据外,还应进行三种以上滤速的连续炭柱试验,以确定滤床的设计参数。

(2) 确定吸附速率:吸附速率由吸附动力学试验得出。重复上面的试验,测定不同时间 t 的水样中溶质浓度 C、直到浓度不再变化,达到平衡浓度 C_e 时为止,即可求出溶质浓度变化速率:

$$\ln\left(\frac{C_0-C_e}{C-C_e}\right)=k_a t \tag{8-11}$$

式中 k_a——表示单位时间内,每克炭所吸附的溶质量,称吸附速率常数,单位为时间$^{-1}$,其值等于所得直线的斜率。

(3) 试验装置:对滤床试验,可选用直径为100~150mm,高为1.5~2.5m的炭柱装置,炭层厚度约1.0~1.5m。为模拟选用的滤床厚度,可将试验炭床串联布置。对悬浮吸附试验,则可直接借用作混凝试验用的搅拌装置和烧瓶。

吸附试验的目的在于比较活性炭的吸附性能,确定处理效果并取得有关的设计参数。因此,通常吸附试验应比较两种以上的活性炭产品;对滤床设计,还应进行比较三种以上的

滤速。

8.6.5 设 计 要 点

(1) 由吸附试验确定设计参数:活性炭吸附能力不仅取决于活性炭产品本身的吸附特性,而且也取决于介质中污染物的组分构成。因此要取得有针对性的设计参数,通常都要进行活性炭吸附实验(吸附导试)。一方面,吸附实验是确定处理效果、吸附时间、活性炭用量以及过滤水头损失、反冲洗条件等设计参数的重要依据。另一方面吸附实验也是确定、选择活性炭品种的有效方法。通过上节所述的试验方法,对试验数据分析整理后,便能取得基本设计参数。

【例】 某工厂排废水 $5000m^3/d$,经生化处理后,COD 降为 30mg/L。拟采用粉状活性炭吸附处理后回用,回用水流量为 $100m^3/h$,水质要求 COD≤3mg/L。

静态吸附试验采用六个烧杯,每杯 1L 水样进行试验,达到吸附平衡时的试验结果见表 8-4。

试 验 结 果 **表 8-4**

活性炭投加量(mg)	50	100	150	200	250	500
剩余 COD 浓度(mg/L)	18	11	7.5	5.0	3.5	1.0

1) 求出表示溶液浓度和吸附量之间关系的计算式。

2) 求出粉状活性炭投加量。

3) 采用水力循环澄清池作为泥浆接触反应池进行吸附,设计停留时间为 1.0h,活性炭浆浓度为 20g/L。试问当原水的 COD 浓度增至 50mg/L 时,仍按(2)的活性炭投加量运转,4h 之后处理水水质恶化到何种程度?在这种状态下继续运转,最终处理水 COD 的浓度为多少?

【解】 1) 利用式(8-9)计算平衡吸附量 q(mg/mg 炭)与溶液的 COD 浓度之间的关系,结果见表 8-5。

平衡吸附量与剩余 COD 关系 **表 8-5**

剩余 COD 浓度(mg/L)	18	11	7.5	5.0	3.5	1.0
平衡吸附量(mg/mg 炭)	0.24	0.19	0.15	0.125	0.106	0.058

将此结果在双对数坐标纸上作图,得到一条直线(图略)。根据直线斜率得 $1/n=0.5$。又根据 $c=1$ 时的 q 值 0.058,可求出 k 值。由此关系求得 Freundlich 吸附等温式:

$$q=0.058C^{0.5} \tag{8-12}$$

2) 当剩余的 COD 为 3mg/L 时,其平衡吸附量 q 等于 0.1mgCOD/mg 炭。故活性炭投加量 m/V(mg/L)可用式(8-9)的另一种形式来计算:

$$\frac{m}{V}=\frac{C_0-C_e}{q_e}=\frac{30-3}{0.1}=270\text{mg/L} \tag{8-13}$$

即处理每立方米水需消耗活性炭粉 270g。

3) 由停留时间,可求出吸附池的容积 V_a 为

$$V_a=100\times1.0=100\text{m}^3$$

根据炭浆浓度，可求出池内的活性炭总量 M(kg)为

$$M = 100 \times 20 = 2000\text{kg}$$

根据活性炭的平衡吸附量 q 和活性炭总量 M，可求出池内活性炭吸附的 COD 总量 Q_a 为

$$Q_a = 0.1 \times 2000 = 200\text{kg}$$

当原水 COD 由 30mg/L 增至 50mg/L，而且在不改变活性炭供给量的条件下进行运转时，在 4h 内应该多吸附的 COD 量 Q_c 为

$$Q_c = (50 - 30) \times 100 \times 4/2000 = 4\text{kg}$$

根据 $Q_a + Q_c$ 和 M，可求出经过 4h 之后的吸附量 q_c 为

$$q_c = (200 + 4)/2000 = 0.102\text{kgCOD/kg 炭}$$

根据式(8-12)与 $q = 0.102$ 相对应的溶液浓度可由式(8-13)计算：

$$C = \{q/0.058\}^2 = \{0.102/0.058\}^2 = 3.09\text{mg/L}$$

因此，经 4h 之后，处理水的 COD 约为 3.09mg/L。从式(8-12)和式(8-13)中消去 q，则

$$C = C_0 + 1.68 \times 10^{-3}\left(\frac{m}{V}\right)^2 - \left\{\left[C_0 + 1.68 \times 10^{-3}\left(\frac{m}{V}\right)^2\right]^2 - C_0^2\right\}^{0.5} \tag{8-14}$$

将 $C_0 = 50$，$m/V = 270$ 代入式(8-14)，得

$$C = 7.406\text{mg/L}$$

这表明：原水浓度上升到 50mg/L 时，保持 270mg/L 的活性炭粉供给量连续运行，处理水的 COD 浓度缓慢增加，最终达到 7.406mg/L 的吸附平衡点。

(2) 借鉴经验数据设计：在设计前期阶段或在无法取得原水水质进行吸附导试的条件下，可采用借鉴相关工程参数的方法进行设计，但应注意在设计时留有充分的余地，以便在实际运行中能进行调整。

在活性炭吸附滤床的设计中，接触时间 t 与吸附滤速 v、炭层厚度 h 以及炭床容积 R、设计流量 Q 之间的相关关系为

$$t = \frac{R}{Q} = \frac{h}{v} \tag{8-15}$$

由于活性炭的吸附容量和吸附速率决定了炭床容积与设计流量之间的关系，因此在接触时间、吸附滤速与炭层厚度这三个相互关联的设计参数之间，选取任何一个参数时都应考虑其他参数的取值范围。例如：在接触时间相同的条件下，当选取了较高的吸附滤速时，炭层厚度就将随之增高；反之，则炭层厚度降低。但不论如何，其过滤装置的总容积都是相对恒定的。受过滤设备构造高度的限制，要提高设计滤速，就必须通过增加滤罐(池)串联级数，来增大炭层厚度，满足接触时间的要求。而串联级数过高不仅会增大系统的水头损失、增加能耗，而且还会给运行管理带来诸多不便。为此，在设计中应充分考虑滤速与系统流程的内在关系，避免选用过高的滤速，以简化流程和运行管理，提高系统的可靠性。

拟采用滤床吸附装置可参考选用以下数值：

1) 接触时间：通常可根据活性炭的柱容来计算接触时间。对于三级处理，当出水要求的 COD 为 10～20mg/L 时，接触时间可采用 20～30min；要求出水的 COD 为 5～10mg/L 时，则接触时间为 30～50min。

2) 吸附滤速：活性炭床的吸附滤速与砂滤池相似，滤速一般为 6～15$m^3/(m^2 \cdot h)$。

3) 操作压力:操作压力通常为每 30cm 炭层厚不大于 7.1kPa 相当于采用 3m 高的炭柱时,操作压力不超过 71kPa。

4) 炭层厚度:炭层的厚度通常在 4～12m 之间选用,常用厚度为 4～8m。炭层应考虑有超高,炭床膨胀率按 20%～50%考虑。单柱炭床的炭层厚度一般为 1.2～2.4m,炭床多为串联工作,运行时依次顺序冲洗、再生,一组串联床数通常不多于 4 个。并联组数不应少于 2 组,以便活性炭再生或维修时,不致停产而影响水质。

5) 反冲洗:活性炭滤床的反冲洗与快滤池十分相似。工作周期不大于 12h,反冲时间一般为 5～10min,反冲强度为 $30m^3/(m^2 \cdot h)$。

采用粉末活性炭吸附时,炭浆浓度可控制在 20%～30%之间,接触时间为 1.0～1.5h 为宜。

(3) 预处理及其他:在活性炭吸附处理之前,应对原水进行必要的预处理。以提高活性炭的吸附能力,延长活性炭的使用寿命。常用的预处理方法主要是传统的混凝、澄清、过滤。由于活性炭对小分子的有机物吸附能力更强,在活性炭吸附之前增设臭氧氧化单元,将有利于提高活性炭的吸附效果和处理能力。使用过的活性炭应再生后重复利用,活性炭的再生方法很多,常用的再生方法和设备可参见给水排水设计手册第 3 册《城镇给水》。

此外,在三级处理中采用活性炭吸附单元时要特别注意吸附装置厌氧产气问题。为避免活性炭吸附装置在运行中出现厌氧条件,设计中应采取以下措施:

1) 强化预处理,尽量降低原水中的 BOD。

2) 控制原水在装置中的水力停留时间。

3) 限制工作周期,增加反冲洗次数。

4) 增设气冲洗系统,提高冲洗效果,并增加介质的溶解氧值。

8.6.6 工程参考实例

(1) 生活污水三级处理见表 8-6。

生活污水三级处理　　表 8-6

成　分	二级处理出水	活性炭处理水	成　分	二级处理出水	活性炭处理水
COD(mg/L)	5～20	2～6	SS(mg/L)	5～10	
BOD(mg/L)	4～6				

(2) 生活污水的物化深度处理见表 8-7。

生活污水物化深度处理　　表 8-7

成　分	原 污 水	凝聚沉淀水	过 滤 水	活性炭处理水
COD(mg/L)	347	66.2	53.9	8.2
BOD(mg/L)	142	31.4	23.7	3.7
TOC(mg/L)	118	25.5	20.1	3.7
P(mg/L)	8.7	0.45	0.31	0.21
SS(mg/L)	180	19.3	4.6	2.7

注:活性炭的 COD 负荷为 0.4kg/kg 炭。

(3) 牛皮纸废水的深度处理见表 8-8。

牛皮纸废水深度处理 表 8-8

成　分	原　水	生化处理后	絮凝过滤后	炭吸附后
pH	10.6	7.32	6.20	6.4
SS(mg/L)	124	3.5	0	0
COD(mg/L)	588	140	30.7	7.6
TOC(mg/L)	255	57.0	13.5	4.4
BOD(mg/L)	204	6.2		
色度(度)	1000	650	80	0
木质素(mg/L)	122	83	15.0	0

注：在生化处理水中投加 200mg/L 硫酸铝凝聚过滤，在滤后的水中投加 400mg/L 活性炭吸附处理。

(4) 石油化学工厂废水处理见表 8-9。

石化废水深度处理 表 8-9

项　目	一级处理出水	生化处理出水	活性炭处理出水	活性炭和生化并用
COD(mg/L)	500～700	100～200	100～200	30～100
BOD_5(mg/L)	250～350	25～50	40～100	5～30
酚类(mg/L)	10～100	<1	<1	<1
pH	8.5～9.5	7～8.5	7～8.5	7～8.5
SS(mg/L)	50～200	20～50	<20	<20
溶解性总固体(mg/L)	1500～3000	1500～3000	1500～3000	1500～3000
NH_3-N(mg/L)	15～150	5～100	10～140	2～100
P(mg/L)	1～10	<1～7	1～10	<1

(5) 啤酒厂废水的深度处理见表 8-10。

啤酒废水深度处理 表 8-10

项　目	二级处理水			凝聚过滤水			活性炭处理水		
	最大	最小	平均	最大	最小	平均	最大	最小	平均
浊　度	25	8	17	5	<0.5	<1	3	0.5	<1
色　度	45	20	19	20	10	14	5	2	2
pH	7.9	7.0	7.7	7.3	5.9	6.8	7.9	6.0	7.0
COD(mg/L)	22.4	12.2	15.5	11.4	5.4	6.8	4.3	0.5	1.6
BOD(mg/L)	9.0	3.0	5.0	3.0	<2	<2	3.0	<2	<2
TOC(mg/L)	13.5	9.2	11.4	7.5	6.0	6.8	4.0	3.0	3.4
PO_4(mg/L)	4.3	0.4	2.3	0.05	痕量	0.01	0.6	痕量	0.16
NH_4-N(mg/L)	1.6	0.5	0.8	0.7	0.5	0.6	1.1	0.2	0.5

8.7 臭氧氧化单元

8.7.1 作 用

臭氧既是一种强氧化剂,也是一种有效的消毒剂。通过臭氧氧化可以去除水中的嗅、味,提高和改善水的感官性状;降低高锰酸盐指数,使难降解的高分子有机物得到氧化、降解;通过诱导微粒脱稳作用,诱导水中的胶体脱稳;杀灭水中的病毒、细菌与致病微生物。

因臭氧与活性炭去除有机污染物的机理不同,两者去除的有机污染物组分也有所差异。活性炭主要侧重于吸附溶解性有机物,而臭氧则主要偏重于氧化难降解的高分子的有机物。臭氧是一种强氧化剂,且具有亲电性质,因而能与碳-碳双键分子反应。不过,臭氧与有机物的反应并不完全,臭氧氧化前后的COD总量变化不大。但经过臭氧氧化后有机物的性质发生了变化,更易于被吸附去除,所以通过臭氧氧化与活性炭吸附联合处理能起到满意的处理效果。由于臭氧对水中溶解性铁和高分子有机物的氧化会使悬浮固体增加,因此宜将活性炭吸附单元设置在臭氧氧化单元之后。

8.7.2 臭氧的制备

制备臭氧可采用多种方法,臭氧的制取原料主要为空气或氧气。在给水处理领域中,通常采用高压无声放电法用空气生产低浓度的臭氧化空气。采用氧气为原料制取臭氧时,则生产的是臭氧化氧气,且臭氧的浓度、产量、产率和单位能耗指标均可成倍提高。在给水处理中,由于臭氧氧化后的高纯氧尾气无法直接利用,使得制氧部分的成本无法产生效益,而大大降低了氧气制取臭氧法的经济性与合理性。目前国内臭氧氧化工艺的应用尚不普及,故国产臭氧发生器的品种、规格较少,且产品质量、动力效率及可靠性等指标也有待提高。国外的同类产品则因使用量较大,而发展很快。不仅其产品的规格较多,而且动力效率也较高。在实际应用中,虽然进口设备的价格较高,但由于其能耗低、质量可靠、性能稳定,在性能价格比上仍具有一定的竞争力。有关臭氧发生器的设计、选型以及产品系列可参见给水排水设计手册第3册《城镇给水》、第12册《器材与装备》和《给水排水设计手册·材料设备》(续册)第4册。

8.7.3 臭氧接触装置

臭氧接触装置是保证臭氧氧化处理效果的关键环节,为保证接触装置的设计合理、可靠,应通过模拟试验取得设计参数。臭氧接触装置的类型及设计方法均在给水排水设计手册第3册《城镇给水》中有系统的介绍。但由于在三级处理中使用臭氧更侧重于对有机污染物的氧化功能,且介质中的有机物浓度和细菌总数也都高于一般的地面水水源,因此在设计中应按三级处理的水质条件来确定臭氧投加量和接触时间,并根据这一特点来选择适宜的接触装置。臭氧的消耗不仅取决于COD的降解幅度,而且还与COD的组分有着密切的关系。所以对不同的原水,臭氧消耗量也是不同的。此外,在三级处理中即使单纯采用臭氧进行消毒,臭氧的消耗量也比给水消毒处理的消耗量大得多,这也是由于三级处理原水中的有机污染物要大量消耗臭氧所造成的。如果比较一下氯气消毒的情况,就会发现同样的趋势。在没有模拟试验条件和项目前期设计时,三级处理的臭氧氧化单元可参考下述经验参数设计:

(1) 降解 COD:

1) 臭氧消耗量:降解 1mg/LCOD 消耗 4mg/LO_3(臭氧化气)。

2) 接触时间:15~60min。

(2) 消毒:

1) 臭氧投加量:5~15mgO_3/L 水。

2) 接触时间:6~15min;或接触 3~5min,接触后停留 10~15min。

通常情况下三级处理中臭氧氧化单元的接触时间较长、接触装置的设计容积较大,宜采用大型给水处理厂中常用的多扩散室接触池。这是由于接触时间与 COD 的降解幅度和 COD 的组分有关,在大幅度降解 COD 时,往往需要较长的臭氧接触时间。而臭氧在水中的半衰期又只有 20min 左右,所以不得不通过增加接触池的段数来满足接触时间的要求。根据不同的处理要求和水质情况可考虑设 3~6 段扩散室,每段扩散室的接触时间为 8~15min。既可按等份分割布置,也可采用变容积的渐扩分割布置。多室接触池中的臭氧扩散装置与曝气池的曝气系统十分相似,多采用微孔曝气头来释放臭氧化气;接触池的设计水深一般不小于 5m,以保证曝气头的浸没深度,提高臭氧的吸收率。其池型与高纯氧曝气池很相似,池顶设盖板将接触池封闭,以利于回收尾气、避免臭氧泄漏。典型的四段变容扩散室接触池见图 8-2。

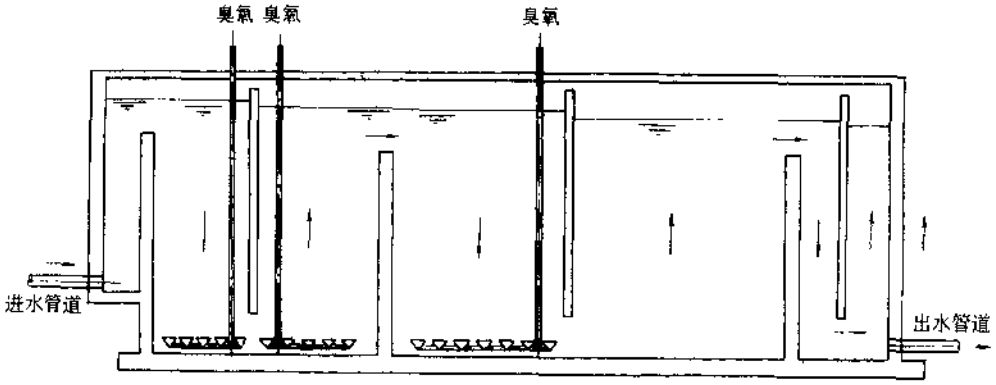


图 8-2 四段变容扩散室接触池

8.7.4 尾气处置与利用

在臭氧氧化接触后排出的尾气含有低浓度臭氧。即使是一个设计良好的接触系统,臭氧的吸收率可以达到 90%以上,尾气中的臭氧含量仍会影响环境和危及人畜安全,难以达到排放要求。因而必须对尾气进行进一步的处理。在臭氧接触氧化单元中,常用的尾气处理方法与处理效果均在给水排水设计手册第 3 册《城镇给水》中有较为系统的介绍,可供设计借鉴、参考。

但是从尾气处理与利用的角度来看,三级处理与给水处理有着很大的差异。其原因在于:在三级处理中,当采用氧气来制取臭氧时,利用经过分解的臭氧氧化尾气,不仅可以为生化二级处理单元直接提供高质量的氧气气源,提高曝气系统的动力效率,而且还可以使二级生化处理系统的停留时间和池容都能得以缩小,使从二级处理系统到三级处理系统的整个处理流程都得到合理优化。这就使得在三级处理中,臭氧氧化单元的综合经济效益大幅度

提高，整个污水处理系统的技术经济指标都会发生根本性的改变。正是基于上述原因，臭氧氧化与高纯氧活性污泥法的联合应用已成为污水处理领域中极具发展前景的应用技术之一。这与给水处理中还要花一笔可观的投资和运行费用去设置尾气处理装置的概念是完全不同的。当然，利用臭氧接触的尾气为生化系统供氧时，需要根据用于生化处理系统供氧的尾气需求量来核算和确定合理的臭氧投加浓度，仔细协调好两者的供求关系。

8.8 膜处理单元

8.8.1 作　用

膜分离中的反渗透和超滤技术在当今的水处理领域中是最具发展前景和发展最快的技术门类。随着膜材料工业的飞速发展，膜分离技术已从纯水制备和软化除盐传统应用范围扩展到了水处理领域中的各个方面。特别是在处理微污染饮用水的给水工程中，大、中型反渗透膜分离装置已不鲜见。这类给水处理系统的处理目标、工艺流程和设备类型均与三级处理系统十分相似，在技术上具有很多的共性。在国际上采用膜分离技术来进行污水的深度处理，制取高品质的净水已成为解决水资源匮乏地区的用水问题的有效技术途径之一，从一些项目的使用情况与经济分析来看，应用前景十分广阔。

在三级处理中，采用膜分离技术去除的主要污染物是难降解、难分离的高分子有机污染物以及重金属离子等。在为特殊的工业服务的回用项目中，还会遇到软化和除盐的用途。目前常用的技术类型主要是：超滤和反渗透。在三级处理中所常见的膜分离类型与分离特性以及膜分离的预处理条件，见图 8-3。

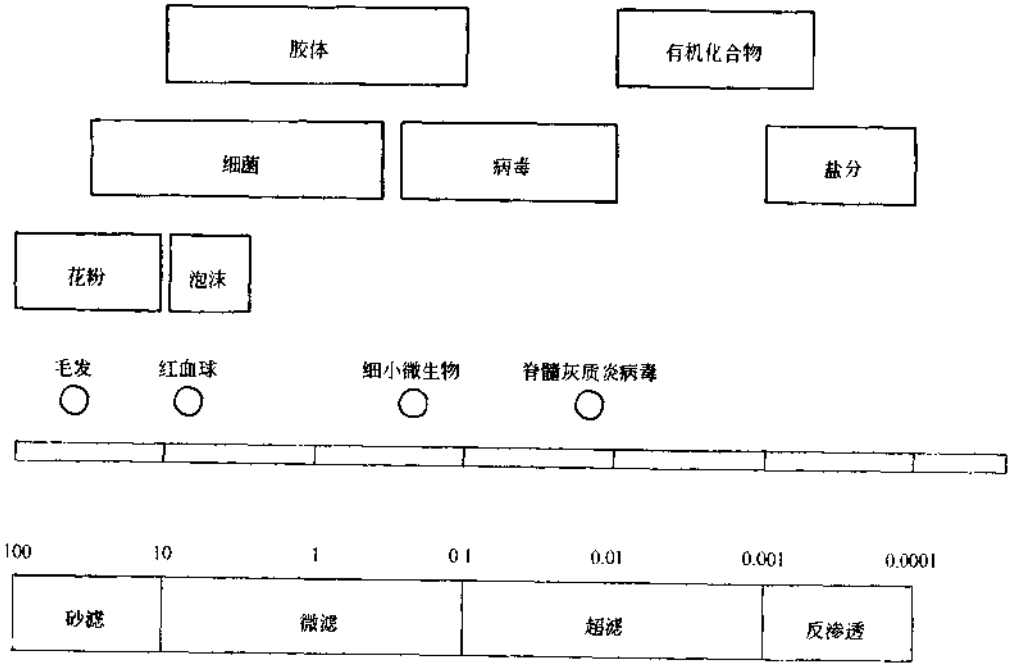


图 8-3　膜分离类型与分离特性及预处理条件

8.8.2 工 艺 流 程

超滤与反渗透的主要区别在于成膜工艺与膜材质。就膜分离的截留尺度而言，超滤介于微过滤与反渗透之间，但两者之间并无十分严格的界限，其截留范围也有重叠。因此在水处理领域的应用中，两者的处理工艺流程也极为相似。由于反渗透的处理工艺流程基本覆盖了超过滤的处理工艺流程，我们在此仅重点介绍常见的反渗透处理工艺流程。

在膜分离工艺中，膜处理装置是作为成品选用的。所谓处理工艺流程设计的主要目的是按照处理要求来选择组件、配置设备、确定系统的组成与连接方式。根据反渗透的处理目标可将其处理流程分为：以侧重截留、去除杂质目的的淡化工艺；以及为回收原料、侧重于提高溶液浓度目的的浓缩工艺，在三级处理中通常遇到的显然是前者。通常反渗透处理工艺流程是按照流程的连接顺序特征来分类的，为表达的方便，通常采用以下定义：

级—料液串联经过膜分离装置淡化的次数

段—在同一级中浓液串联经过膜分离装置浓缩的次数

膜处理工艺流程的基本类型有：

(1) 一级一段直流式(见图 8-4)：这是最基本的流程，常用于描述反渗透处理的工艺特点。由于其处理能力和淡液回收率都不高，在实际工程中很少采用。

(2) 一级一段循环式(见图 8-5)：鉴于一级一段直流工艺的淡液回收率不高的问题，将其浓液回流到料液端，便可使淡液回收率和浓液的浓缩倍数均得以提高。这种工艺较为简单，适用于处理水量和处理水质要求不是很高的项目。但由于其料液中加入了回流的浓缩液，因此淡液质量会随着浓缩倍数的增大而下降。

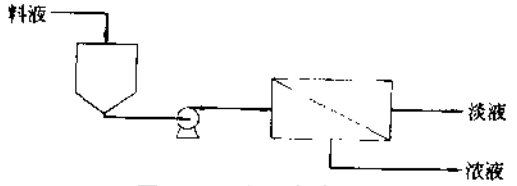


图 8-4 一级一段直流式

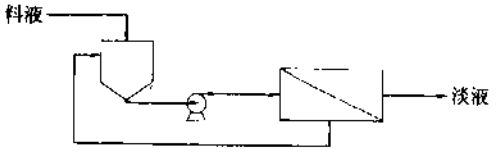


图 8-5 一级一段循环式

(3) 一级多段直流式(见图 8-6)：膜处理工艺流程设计中，常采用增加段数的方式来增大处理能力和提高淡液回收率。增加段数实际上就是增加浓缩液的膜分离次数，将第一段的浓缩液作为第二段的料液，再将第二段的浓缩液作为下一段的料液，如此延续，逐段分离就形成了多段流程。通过浓缩液的多次分离，使淡液的回收率和浓缩液的浓缩倍数都得到进一步提高。为防止因流量逐段递减而造成浓差极化，使膜组件中的分离液保持一定的滤速，在流程设计中常采用逐段缩减组件个数的布置方法。由于浓缩液按多段串联进行分离，所以压力损失较高，在各段之间应考虑设置增压设施。

(4) 一级多段循环式(见图 8-7)：将一级多段直流式的末段浓缩液回流至首段料液池，就构成了浓缩液的循环浓缩过程。这种流程的浓缩倍数高，多用于浓缩处理。

(5) 多级多段式(见图 8-8)：在一级多段式的基础上进行串联、组合，将首级淡液最为后一级的料液，再次进行膜分离，就形成了多级流程。随着级数的增加，能耗也将增大。因此，多级流程只适用于对淡液分离要求很高的情况。

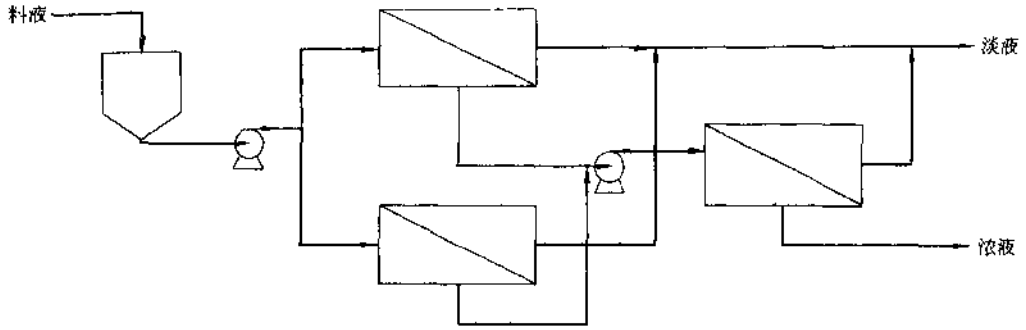


图 8-6 一级多段直流式

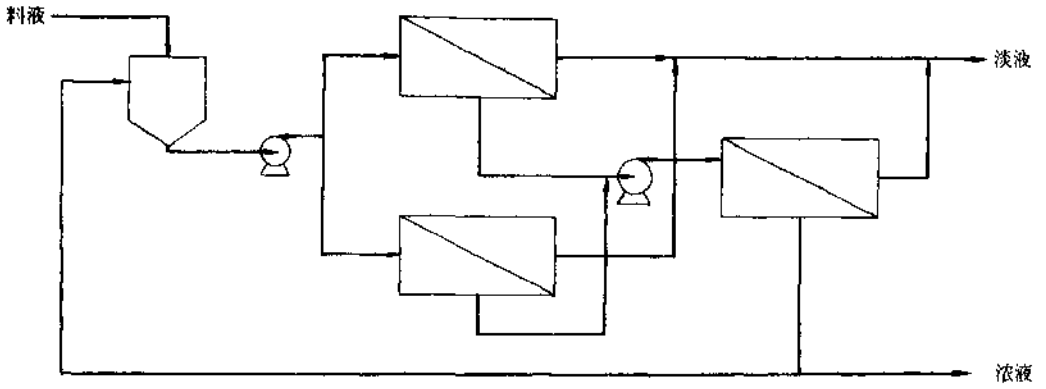


图 8-7 一级多段循环式

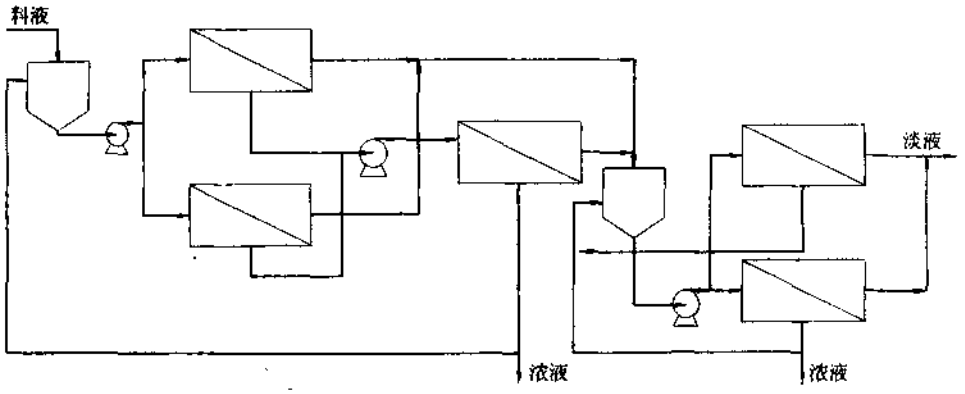


图 8-8 多级多段式

8.8.3 膜处理装置

在传统的水处理概念中，膜处理主要是用于进行水质软化和除盐的处理手段，因此有关膜处理的内容归入了工业给水处理的范畴。膜处理的工艺流程，膜处理装置等内容均在给水排水设计手册第 4 册《工业给水处理》中有比较系统的介绍。但不论软化除盐，还是去除

有机污染物,膜处理的工作原理、工艺流程布置以及设计方法都是基本相同的,可相互借鉴参考。通常称膜处理装置为膜组件。用于反渗透和超滤的膜材料与膜组件类型及其技术规格等均可查阅给水排水设计手册第12册《器材与装备》。但值得注意的是:膜处理技术在水处理行业中极具活力,膜材料和膜组件的类型都发展很快,在工程中宜根据膜技术的发展情况,按照具体产品的有关技术资料进行设计、选型。正规的生产厂商都应按照有关技术标准对膜产品进行严格的测试,并对客户提供详细、可靠的运行参数和技术资料作为选型设计的依据。凡测试方法不规范、测试数据不完整、技术资料不系统的产品都不宜选用。

目前在反渗透和超滤处理中,常用的组件类型都是近似的,主要有以下四类:

(1) 板框式:板框式组件具有结构紧凑、成膜工艺简单、膜易更换、较易清洗的主要优点。但装置成本高,仅适用于小规模的处理系统。

(2) 管式:管式膜组件的类型较多,常用的主要有:内压管式、外压管式、套管式和条束式四种。尤其是内压管式组件具有膜更换方便、对料液的预处理要求不高的突出优点,最适用于污水处理领域。

(3) 螺旋卷式:螺旋卷式组件为装填密度较高的新型组件,不仅单位体积的产水量大、而且运行稳定、价格较低,适用于大规模的处理系统。

(4) 中空纤维式:中空纤维组件的膜装填密度比螺旋卷式组件更高,为各类组件之首。高于其他类型组件数倍的装填密度,为中空纤维组件提供了充裕的膜面积。不仅浓差极化得以排解,而且操作压力也大为减小。但与螺旋卷式组件相同,由于组件较易堵塞且不易清洗,故对料液的预处理要求较高。在大、中型的三级处理系统中,中空纤维组件和螺旋卷式组件都是组件选型中考虑的重点。

8.8.4 设 计 要 点

在污水三级处理中,膜处理单元的工艺设计任务主要是根据水质处理目标来确定合理的工艺流程,选择适宜的膜装置类型;然后再按照选定的工艺流程和膜组件的技术条件与设计参数来配置辅助设备,进行管路连接。由于膜技术和膜产品的多元化,不同类型的膜产品有着不同的标定方法与计算公式。如膜产品的去除率是反映产品截污能力的重要指标之一,其标定、测试、计算方法对于不同类型的膜产品而言,差异很大。因此在膜处理单元的设计中仅仅依靠设计手册和参考书是不够的,还必须借助于具体产品的技术资料与测试计算数据。离开了产品具体的技术特性和使用要求指导,往往会造成设计工作的被动,影响设计的合理性。

在膜处理单元设计中,主要有下述基本关系与设计参数是可以通用的:

(1) 流量平衡:在膜组件运行中,进、出组件的溶液流量是连续的,其表达式为

$$Q_f = Q_p + Q_r \tag{8-16}$$

式中 Q_f——料液流量(L/s);

Q_p——淡液流量(L/s);

Q_r——浓缩液流量(L/s)。

(2) 物料平衡:在膜处理过程中,膜分离前、后的溶质质量是守恒的,其表达式为

$$Q_f C_f = Q_p C_p + Q_r C_r \tag{8-17}$$

式中　C_f——料液浓度(mg/L)；

C_p——淡液浓度(mg/L)；

C_r——浓缩浓度液(mg/L)。

(3) 淡液回收率 Y：淡液回收率指标对于确定供水能力和处理规模有着重要的意义。淡液回收率以百分数表示：

$$Y=\frac{Q_p}{Q_f}\times 100=\frac{Q_p}{Q_p+Q_r}\times 100(\%) \tag{8-18}$$

(4) 浓缩倍数 CF：

$$CF=\frac{C_r}{C_f}=\frac{Q_f}{Q_r}=\frac{100}{100-Y} \tag{8-19}$$

(5) 膜进料侧的溶质平均浓度 C_{ave}：

$$C_{ave}=\frac{Q_fC_f+Q_rC_r}{Q_f+Q_r}=\frac{2Q_fC_f}{Q_f+(Q_r-Q_p)}=\frac{2C_f}{2-Y_1} \tag{8-20}$$

8.8.5 预处理要求

预处理的目的在于改善被处理水的水质，防止膜污染，延长膜的使用寿命。污染指数(FI)是为反渗透膜而专门建立的进水水质衡量指标。对孔径为0.45μm的微孔膜，在操作压力为0.21MPa连续进水条件下，进行分离试验，根据定流量计时可以计算出FI值。不同的膜组件要求进水有不同的FI值。如在反渗透膜中：对进入中空纤维膜组件的水质要求FI值在3左右；卷式膜组件FI值为5左右；管式膜组件FI值为15左右。再根据不同的进水水质和用途来确定进入膜组件的水质指标。从上面给出的FI值来看：管式膜组件对水质的耐受能力最强，中空纤维组件对水质的要求最严。而对于超滤膜的预处理要求则大大低于反渗透膜的要求。

造成膜污染的因素主要来自悬浮物(包括胶体)；溶解性的无机物；溶解性的有机物以及微生物等。针对不同的污染对象，需采用不同的预处理方法：

(1) 去除悬浮固体：悬浮固体中的胶体和微粒对反渗透膜会造成严重的污染。采用一般的过滤方法很难于去除1μm左右的悬浮微粒和胶体，故应当在预处理中考虑混凝的方法。先利用混凝剂对胶体脱稳，再用气浮、澄清、过滤等手段进行固液分离，达到去除胶体与微粒的目的。

(2) 控制或去除硬度：水的硬度过高，就可能使水中的钙、镁离子与某些负离子结合产生沉淀，而导致膜污染。为防止这种现象的产生，除应对水的回收率加以控制外，并应根据对造成结垢的具体物质采取相应措施。对碳酸钙可采用调整pH值方法解决，将pH控制在4～6.5时，就能控制碳酸盐的生成。为防止硫酸钙沉积可通过在水中投加六偏磷酸钠来抑制。如果水中硬度过高，还可采取石灰软化，离子交换等方法去除。

(3) 去除铁、锰等离子：铁、锰离子的水合氧化物同样会造成膜污染，减少膜的透水量。对于铁、锰金属离子可采用投加氧化剂或采用曝气、接触氧化等方法去除。有关铁、锰离子的去除方法可详见给水排水设计手册第3册《城镇给水》。对于二氧化硅等污染物，则相似于硬度的去除方法，可以采用石灰法和强碱性阴离子树脂交换法去除。

(4) 控制微生物:由微生物所造成膜污染,可用加氯处理来预防,但连续投加大量的氯,使膜经常处于高氯介质中,这将给膜的物理强度、溶质的透过特性带来不利的影响,故应当避免。投氯量一般应根据余氯控制,在消毒时的余氯量以小于2mg/L为宜。但氯的实用允许投量还有待进一步的研究。氯的透过性与pH值有关,当pH在5.0~5.5时,可透过95%,所以在此pH范围内投氯,膜的两面都能消毒。另外,有大肠菌及其他细菌生长时,投氯1h后,试验由阳性转为阴性。对氯敏感的膜可考虑采用臭氧或紫外线进行消毒。

(5) 去除有机物:在反渗透单元中,对料液的有机物浓度要有一定的控制,可采用臭氧氧化、活性炭吸附等处理方法进行预处理。超滤单元则既可以作为有机物去除的把关单元单独使用,也可以作为反渗透的预处理单元与反渗透单元联合使用。

8.8.6 应用示例

(1) 生活污水深度处理例一(见表8-11):

1) 预处理:二级处理+活性炭吸附处理。

2) 醋酸纤维素膜,管型组件。

3) 回收率:73%。

4) 压力:4.2MPa。

生活污水深度处理例一 表8-11

指标	料液平均浓度(mg/L)	淡液平均浓度(mg/L)	去除率(%)
COD	8.9	0.6	93.4
TDS	536	40	92.5
NH_3-N	10.9	1.4	87.0
PO_4^{3-}	26.3	0.25	99.0

(2) 生活污水深度处理例二(见表8-12):

1) 预处理:二级处理+砂滤处理。

2) 回收率:80%。

3) 压力:4.2MPa。

生活污水深度处理例二 表8-12

项目	二级处理出水(mg/L)	反渗透分离液(mg/L)	三级处理去除率(%)
COD	276	4.5	98
BOD	51		
OC(高锰酸盐指数)	24	1.9	92
TOC	84	1.6	98
NH_3-N	14	2	85
阴离子洗涤剂	9.4	0.3	96

9 污泥处理与处置

9.1 污泥的特性与处理方法

在城镇污水处理过程中，产生着大量的污泥，如果不予以有效的处理和处置，还会对环境产生二次污染。污泥在最终处置前必须进行处理，目的是降低有机质含量并减少水分，使最终处置的体积减少，便于运输和处置。

9.1.1 污泥种类与特性

在城镇污水生物处理中，产生的污泥主要为初沉污泥和剩余活性污泥。在污水深度处理中，当采用混凝沉淀时，还会产生化学污泥。当生物处理工艺采用生物滤池时，还产生生物滤池污泥，亦称腐殖污泥。

(1) 初沉污泥：系指在初次沉淀池沉淀后排出的污泥。在正常情况下，初沉污泥为棕褐色，略带灰色。当发生腐败时，则呈灰色或黑色，有臭味。初沉污泥的 pH 值一般在 5.5～7.5 之间，平均为 6.5 左右，略显酸性，含固量一般在 2%～4%之间，取决于初次沉淀池的排泥操作。初沉污泥的有机成分一般在 55%～70%之间。

初沉污泥的水力特性较复杂，主要指流动性和混合性。流动性系指污泥在管道内的流动阻力和可泵性(是否可用泵提升和输送)。当污泥含固率小于 1%时，其流动性与污水基本相同。当含固率大于 2%～3%、污泥在管道内流速(1.0～1.5m/s)较低时，其阻力比污水大。当管内流速大于 1.5m/s 时，其阻力比污水小。因此，污泥管道内的流速一般宜控制在 1.5m/s 以上，以降低阻力。一般来说，污泥的含固量超过 6%时，污泥的可泵性很差，用泵输送较为困难。污泥的含固量越高，其混合性能越差，不易均匀混合。

初沉污泥的产量取决于污水水质和初沉池的运行效果。污泥量除与污水的 SS 及沉淀效率有关外，还取决于沉淀池排泥浓度。

(2) 剩余活性污泥：系指活性污泥法系统排出的污泥。剩余活性污泥外观为黄褐色的絮状物，有土腥味，含固率一般在 0.5%～0.8%之间，取决于所采用的不同生化处理工艺。有机成分常在 70%～85%之间，与污水处理中是否设初沉池及泥龄的长短有关。剩余活性污泥的 pH 值在 6.5～7.5 之间，取决于污水处理系统的工艺及控制状态。当采用硝化工艺时，活性污泥的 pH 值有时会低于 6.5。

由于活性污泥的含固率一般都小于 1%，因而其流动性能及混合性能与污水基本一致，但不易沉降。活性污泥的产量取决于污水处理所采用的生化工艺类型，传统活性污泥工艺、A-B 工艺以及 A^2/O 等工艺的产泥量都有出入。

(3) 化学污泥：系指混凝沉淀工艺中形成的污泥，其性质与采用的混凝剂有关。一般来说，化学污泥气味较小，且较易浓缩或脱水。由于其中有机成分含量较低，一般不一定需要污泥稳定处理。

9.1.2 污泥的一般处理工艺

典型的污泥处理工艺流程见图 9-1，包括四个阶段。第一阶段为污泥浓缩，主要目的是使污泥初步减容，缩小后续处理构筑物的容积或设备容量；第二阶段为污泥消化，使污泥中的有机物分解，使污泥趋于稳定；第三阶段为污泥脱水，使污泥进一步减容，便于运输；第四阶段为污泥处置，采用某种适宜的途径，将最终的污泥予以消纳和处置。以上各阶段产生上清液或滤液其中含有大量的污泥物质，因而应送回污水处理系统中继续处理。

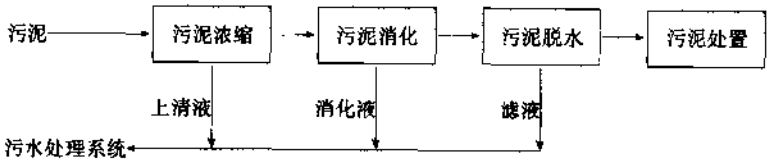


图 9-1 典型的污泥处理工艺流程

以上典型污泥处理工艺流程，可使污泥经处理后，实现减量化、稳定化、无害化和资源化。

以上是典型的污泥处理工艺流程。但由于各地的条件不同，也可采用一些简化流程。当污泥采用自然干化法脱水时，可采用以下工艺流程：

污泥 → 污泥浓缩 → 干化场 → 处 置

也可简化为

污泥 → 干化场 → 处 置

当污泥处置采用卫生填埋工艺时，可采用以下流程：

污泥 → 浓 缩 → 脱 水 → 卫生填埋

我国早期建成的污水处理厂中，尚有很多厂不采用脱水，直接将湿污泥用做农肥，工艺流程如下：

污泥 → 污泥浓缩 → 污泥消化 → 农 用

污泥 → 污泥浓缩 → 农 用

污泥 → 农 用

在国外很多处理厂采用焚烧工艺，其中很多不设消化阶段，流程如下：

污泥 → 浓 缩 → 脱 水 → 焚 烧

省去消化的原因，是不降低污泥灰分的热值，使焚烧阶段尽量少耗或不耗助燃燃料。

9.1.3 初沉污泥与剩余活性污泥合并处理

初沉污泥与活性污泥的浓缩性能、可消化性以及脱水性能之间都有很大差别。一般最

好设两套不同的污泥处理系统，对初沉污泥和活性污泥进行分别处理，但这在实际中往往难以办到。因此，几乎所有的污水处理厂都面临着初沉污泥和活性污泥合并处理的问题。一般存在以下三种合并方式。

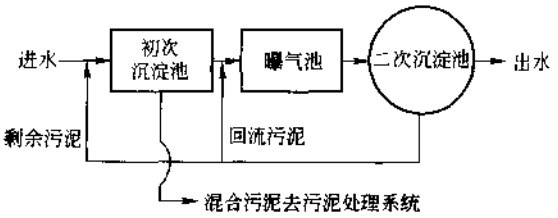


图 9-2　剩余活性污泥进入初次沉淀池流程

(1) 在初沉池中合并：

这种合并方式系指将剩余活性污泥排入初沉池的进水渠道，与泵污水混合，然后与污水中的 SS 在初次沉淀池一起沉淀下来，形成混合污泥。混合污泥沉淀后，排入污泥处理系统进行处理，其工艺流程见图 9-2。

该流程的本意是利用活性污泥的絮凝性能提高初次沉淀池对 SS 的去除率。但很多处理厂发现，该流程夏季极易导致初沉污泥上浮。又发现，当二级处理采用生物除磷工艺（A_p/D 或 A^2/D）时，该种流程明显不合理。因剩余活性污泥中的磷将全部在初次沉淀池中释放到污水中，使磷的去除率降低。当采用 A-B 工艺时，不允许采用该种流程。因此，采用此流程有其局限性。

(2) 在浓缩池中合并：将初沉污泥和剩余活性污泥一起，进入同一座浓缩池进行浓缩；也有的在浓缩池前设混合池，将初沉污泥和剩余活性污泥充分混合后，再进入浓缩池进行浓缩。该种合并方式的效果，取决于剩余活性污泥与初次沉淀污泥之比。由于剩余活性污泥的浓缩性能很差，重力浓缩困难，当剩余活性污泥的比例较高时，浓缩效果较差。

(3) 在消化池中合并：该种方式系指初沉污泥和剩余活性污泥分别进行浓缩，然后进入同一座消化池中进行消化。考虑到剩余活性污泥不易重力浓缩，因而常采用气浮浓缩，离心机浓缩或加药絮凝机械浓缩。初沉污泥浓缩性能较好，可采用重力浓缩。以上合并的流程见图 9-3。

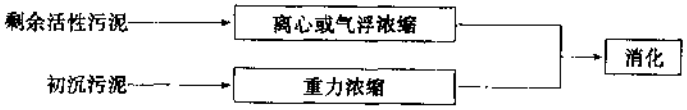


图 9-3　初沉污泥与剩余污泥分别浓缩及合并消化工艺流程

一般来说，活性污泥不宜单独消化，因其碳氮比较小，不利于消化的稳定进行。当流程中不设消化工艺时，可考虑两种污泥分别进行浓缩脱水，即设置两套完全独立的污泥处理系统。

9.1.4　富磷污泥的处理工艺

富磷污泥系指 A_p/O 或 A^2/O 生物除磷工艺中产生的剩余活性污泥。富磷污泥中含磷量很高，可达 4%～6%，但污泥中的磷处于不稳定状态，一旦遇到厌氧环境，并存在易降解有机物时，便可大量释放出来。在污泥处理系统中，厌氧环境处处存在，浓缩池、消化池乃至脱水机或贮泥池中，皆存在厌氧环境。另外，由于水解酸化作用，这些构筑物中也存在大量易降解有机物，因而污泥中的磷会大量释放。一些处理厂在实际运行中发现，当初沉污泥和富磷污泥在浓缩池合并后，其浓缩池上清液中 TP 浓度可高达 60～80mg/L，消化池分离液中 TP 可高达 200mg/L。因此，要使污水处理系统得到较高的除磷效率，必须控制污泥处理

区分离液中 TP 浓度。否则,这些磷将重新回到污水处理系统,导致除磷效率下降。常用的控制方法有二。一是控制污泥中磷的释放;二是去除分离液中的磷。

(1) 控制磷释放的措施:如无特殊需要,富磷污泥最好不采用污泥消化(包括好氧消化),应经浓缩后直接脱水。浓缩工艺最好采用离心浓缩、絮凝机械浓缩或好氧的气浮浓缩;污泥脱水的调质,最好采用无机混凝剂或有机高分子絮凝剂与无机混凝剂同时使用。以上工艺流程见图 9-4。

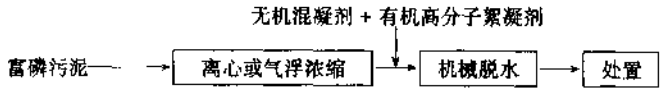


图 9-4 富磷污泥处理工艺流程

当必须采用消化工艺时,可向消化池投加适量石灰或无机混凝剂,控制磷释放到消化池上清液中,称为磷的消化封闭。

(2) 去除分离液中的磷:也可以采用常规的污泥处理工艺,不控制磷的释放,而是将含有高浓度 TP 的浓缩上清液、消化池上清液以及脱水滤液收集起来,进行集中除磷。常用的方法是加石灰或铝盐化学沉淀工艺。其工艺流程见图 9-5。

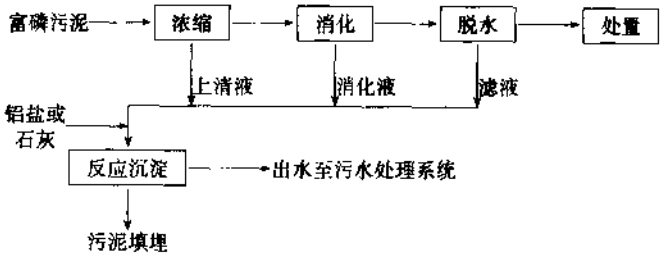


图 9-5 富磷污泥处理工艺流程

9.2 污 泥 输 送

输送污泥的方法,有管道输送、汽车或火车槽运等。最好采用管道输送,一般都设污泥泵站和污泥贮存池。

9.2.1 污 泥 管 道

污泥采用管道输送,一般是最经济的方法,而且安全、卫生。其输送系统有压力管道及自流管道两种形式。为防止管道和水泵的堵塞,减少磨损,防止块状、条状及较大颗粒的物质(特别是金属颗粒)进入污泥,在污泥泵前应设置管式破碎机。

(1) 污泥管道的水力特性:由于污泥性质变化很大,污泥的水力特性也很不同。影响污泥水力特性的因素很多,但综合起来考虑,主要是粘度。

沉淀污泥的粘度很难测定,而标定含水率则比较方便,因此一般可用污泥的含水率来确定污泥管道的水力特性。在任何已知的含水率情况下,悬浮固体的密度愈低,泥浆就越粘。

污泥粘度会因污泥浓度增高,挥发物的含量增高,温度下降,流速过高或过低等因素而

增高。由此污泥管道的水头损失也会增大。即水力坡降增大。

污泥在管道内，当低流速时，是层流状态，污泥粘度大，流动阻力比水大；流速加大，则为紊流状态，流动的阻力比水小。污泥含水率越低，这种状况越明显。

紊流状态开始时，是污泥在管道内最佳的水力状态，其水头损失最小。

当污泥的含水率为99%～99.5%时，污泥在管道内的水力特性就与污水的水力特性相似。

初沉污泥通过重力浓缩，其含水率可降到90%～92%。由于污泥浓度增高，当其通过100mm和150mm的管道时，其水头损失一般是污水的6～8倍。

消化污泥与初沉污泥相比，具有较大的流动性，颗粒细碎均匀，因此粘度较小。在低流速时，其水头损失比初沉污泥小；高流速时，水头损失加大。由于一般都采用最大水头损失，这些差异在设计时可以忽略不计。

(2) 污泥管道的水力计算：污泥管道的管径，应按不同性质的污泥，根据其泥量、含水率、临界流速及水头损失等条件，通过试算与比较，选定合理的管径。选定管径后，还应根据运转过程中可能发生的污泥量和含水率变化，对管道的流速和水头损失等进行核算。

由于目前有关污泥水力特性的研究还很不够，因此污泥管道的计算，目前主要是采用权宜的经验公式或实验资料。这些经验公式及计算图表极不完善，并有条件限制，因此对于重要的污泥输送管，除选择经验公式等计算外，还应参照已有的运行数据，综合确定管径及水力坡降。常用的有以下几种计算方法。

1) 公式计算法：

① 巴甫洛夫斯基公式：

$$v=\frac{1}{n}R^{1.5\sqrt{n}+0.5}i^{0.5} \tag{9-1}$$

式中　v——流速(m/s)；

R——水力半径(m)；

i——水力坡降；

n——粗糙系数。

$$i=n^2\frac{v^2}{R^{2y+1}}，式中\ y=1.5\sqrt{n}$$

粗糙系数采用：

$$d=150\text{mm},n=0.013$$
$$d=200\text{mm},n=0.011$$
$$d=250\text{mm},n=0.011$$
$$d=300\text{mm},n=0.011$$

按照式(9-1)计算，须考虑污泥的不同含水率及允许最小设计流速，在最小流速下，污泥颗粒仍处于悬浮状态。

污泥管道的最小流速，见表9-1。

污泥管最小设计流速(m/s)　　表9-1

污泥含水率(%)		90	91	92	93	94	95	96	97	98
管径(mm)	150～250	1.5	1.4	1.3	1.2	1.1	1.0	0.9	0.8	0.7
	300～400	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.1	1.0	0.9	0.8

② 斯特里克勒(Strickler)公式当污泥管道为圆管时，$v=0.397K_{st}D^{2/3}J^{1/2}$(m/s) (9-2)

$$Q=0.312K_{st}D^{8/3}J^{1/2}(m^3/s) \quad (9\text{-}3)$$

式中 v——平均流速(m/s)；

K_{st}——由管道内壁材质决定的常数，其数值见表 9-2；

Q——流量(m^3/s)；

D——管径(m)；

J——水力坡降，即单位长度上的水头损失(mm/m)。

K_{st}的平均值 表 9-2

管道种类	K_{st}值		管道种类	K_{st}值	
	新管	旧管		新管	旧管
石棉水泥管	95		铸铁管(内涂沥青)	95	
混凝土管	85		钢管(焊接)	95	85
铸铁管	85	78	陶土管	85	

计算水头损失，可查用图 9-6 较为方便。

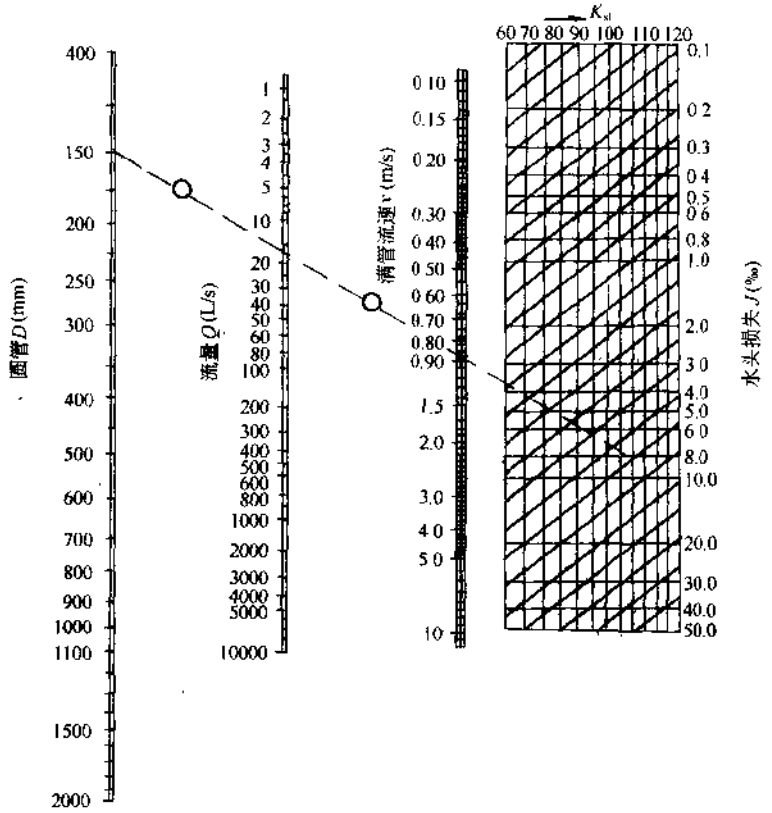


图 9-6 斯特里克勒公式计算压力管

例如：$D=150$mm，$K_{st}=100$，$v=1.0$m/s，查图 9-6，求得 $Q=17.5$L/s，$J=8.2$‰。

2) 叶维列维契计算图：

① 根据实验资料编制图表，用于初沉污泥及消化污泥。根据污泥的含水率及选用的设

计流速，求出每 100 延长 m 管段的水头损失，最后选定污泥压力管径。见图 9-7～10。

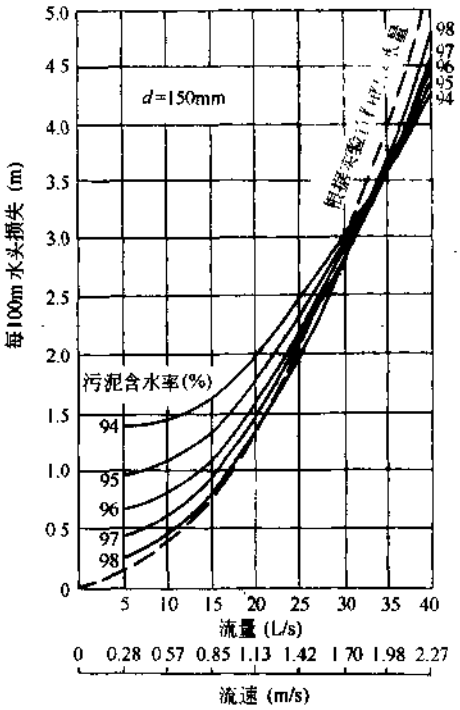


图 9-7　150mm 污泥管计算

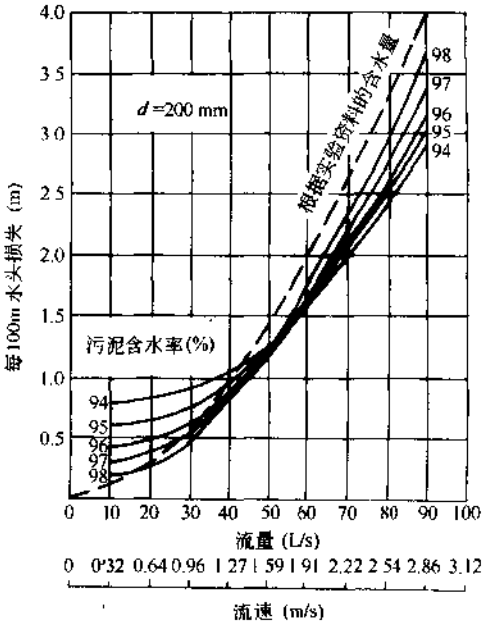


图 9-8　200mm 污泥管计算

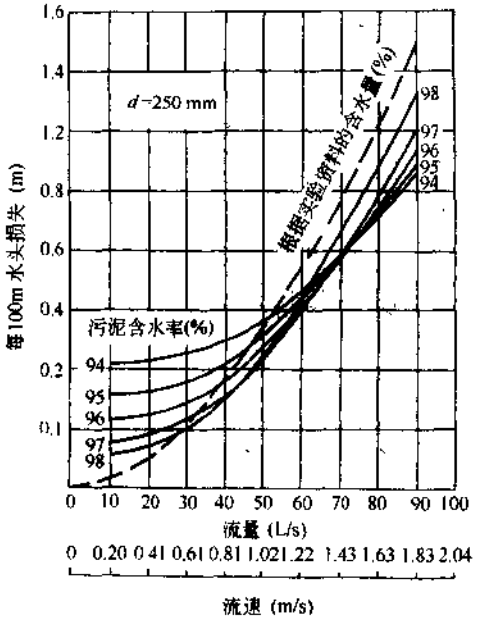


图 9-9　250mm 污泥管计算

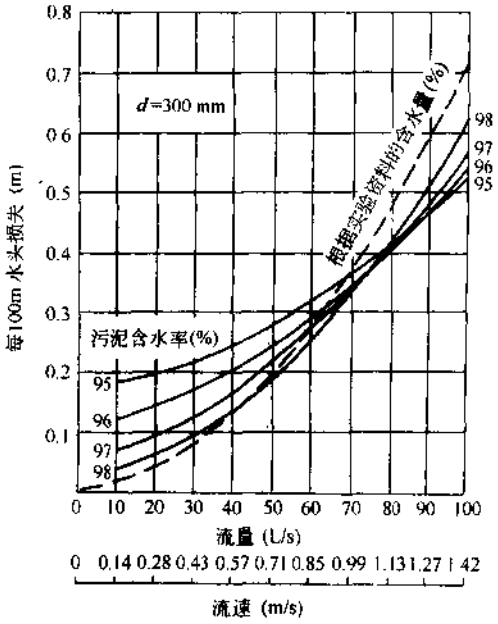


图 9-10　300mm 污泥管计算

② 局部阻力：当污泥管内的流速为0.6～2.0m/s时，其局部水头损失 h 按式(9-4)计算：

$$h=\xi\frac{v^2}{2g}(\mathrm{m}) \tag{9-4}$$

式中 ξ——局部阻力系数，根据污泥的不同含水率，按表9-3、4查用；

v——污泥流速(m/s)；

g——9.81m/s²。

各种管件的污泥局部阻力系数 ξ 值 表9-3

管 件	水的 ξ 值	污泥含水率98%的 ξ 值	污泥含水率96%的 ξ 值
盘承短管	0.40	0.27	0.43
三盘丁字(三通)	0.80	0.60	0.73
90°双盘弯头	$1.46\left(\frac{r}{R}=0.9\right)$	$0.85\left(\frac{r}{R}=0.7\right)$	$1.14\left(\frac{r}{R}=0.8\right)$
四盘十字(四通)	—	2.5	—

闸门的污泥局部阻力系数 ξ 值 表9-4

$\frac{h}{d}$	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2
水的 ξ 值	0.03	0.05	0.2	0.7	2.03	5.27	11.42	28.7
污泥含水率96%的 ξ 值	0.04	0.12	0.32	0.9	2.57	6.30	13.0	27.7

③ 污泥倒虹管计算：

$$h=\left(il+\Sigma\xi\frac{v^2}{2g}\right)e \tag{9-5}$$

式中 h——倒虹吸的水头损失(m)；

i——单位长度的水头损失(m)；

l——倒虹吸的长度(m)；

$\Sigma\xi$——所有管件的局部阻力系数的总和；

v——流速(m/s)；

e——安全系数，一般为1.05～1.15。

3) 伊利诺斯州立大学试验资料，对抽送消化污泥的压力管道实测的结果：污泥在管道内的流动状态，当为紊流开始时，水头损失最小。最经济的污泥抽送正是发生在这一流态的速度区域内。各种管径极限流速的试验结果，见表9-5。

各种管径的极限流速　　表 9-5

管径 (mm)	极限流速 (m/s)		管径 (mm)	极限流速 (m/s)	
	低限	高限		低限	高限
200	1.09	1.38	350	1.05	1.31
250	1.08	1.35	500	1.04	1.29

极限流速随污泥含水率的减小而增大，当速度超过极限流速的上限时，就会出现过高的水头损失。

污泥管道的水头损失，见图 9-11。

抽送重力浓缩的初沉污泥和活性污泥的混合污泥，即使污泥的含水率很高，其水头损失也可按图 9-11 含水率 90% 的曲线计算。

用浮选和离心法浓缩到含水率为 90%～93% 的活性污泥，其抽送特性尚不清楚。

除浮选浓缩的活性污泥外，按一般设计标准输送浓缩的活性污泥，运转很少有问题。浮选后的活性污泥，其主要问题是挟带许多微气泡，使体积增加，有时还在离心泵内造成气堵。

表 9-6 是初沉加二沉混合污泥的脱水泥饼，以 0.06m/s 流速通过 *DN*150mm 管路的水头损失。

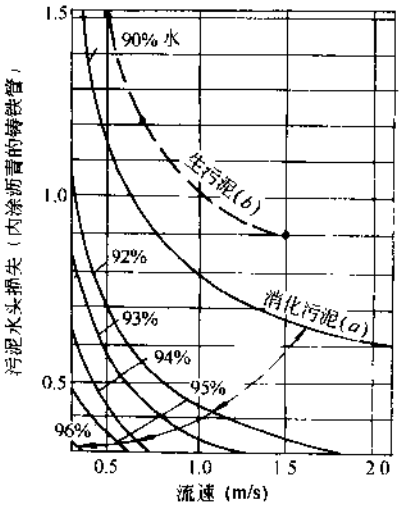


图 9-11　污泥管道水头损失

(a)150、200 和 250mm 管中消化污泥的水头损失；(b)150mm 管中生污泥的水头损失

泥饼通过 *DN*150mm 管道的水头损失　　表 9-6

脱水方法	泥饼含水率 (%)	管路水头损失 ΔP(m/m)	脱水方法	泥饼含水率 (%)	管路水头损失 ΔP(m/m)
真空过滤脱水	70～80	0.68～1.13	压滤脱水	50～75	3.39～4.52
离心脱水	70～80	0.45～0.68			

热处理污泥，加热到 180～200℃后，其抽送性质完全改变。污泥中的粘着水受热破坏，使可流动性提高 250%～400%。如经浓缩，则水头损失可比图 9-11 中含水率 90% 污泥的水头损失高出 100%。

4) 污泥管道的水头损失计算：污泥管道的水头损失，按清水计算，乘以比例系数。这种计算方法最为简便，按照污泥流量及选用的设计流速，即可计算水头损失选定管径。设计流速一般为 1～1.5m/s，当污泥管道较长时，为了不使水头损失过大，一般采用 1.0m/s。污泥含水率大于 98% 时，其污泥流速均大于临界流速，污泥管道的水头损失可定为清水的 2～4 倍。

(3) 污泥管道设计的一般规定及附属设施：

1) 管材以用铸铁管为好，也可选用塑料管和石棉水泥管。最小管径一般选用 150mm。

2) 污泥管道的埋深：当为间歇输送污泥时，管顶应埋在冰冻线以下；当为连续抽送时，

管底可设在冰冻线上。

3) 污泥压力管道的坡度及坡向：当为压力管道时，如有条件，管道的坡度一般宜向污泥泵站方向倾斜。污泥管道停止运行时，需用清水冲洗管道。为放空管内积水，管道坡度宜为0.001~0.002，有条件时还可适当加大。当管道纵向坡度出现高低折点时，在管子凸部必须设排气阀，在凹部必须设泄空管，排向下水道或检修井的贮泥池。在平面和纵向布置中，应尽量减少急剧的转折。

4) 污泥管道的线路，应尽量设置在下水道管线附近，以便排除冲洗水，及泄空污泥，参见图9-12。污泥压力管线可根据需要按双线敷设。

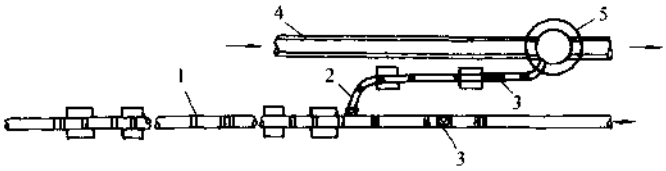


图9-12 污泥压力管泄空入下水道示意

1—污泥压力管；2—泄空管；3—阀门；4—下水道；5—检查井

5) 检查井：沿污泥管线，每100~200m或适当地点须设检查井，主要是作为观察、检查及清除管道之用。检查井的形式，见图9-13~15。

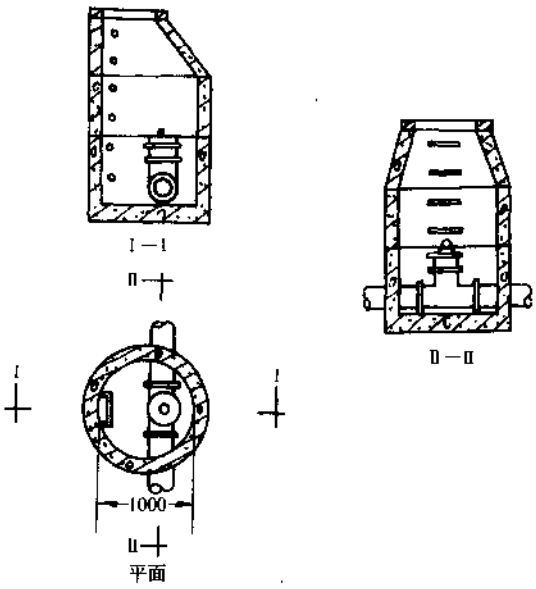


图9-13 污泥压力管检查井

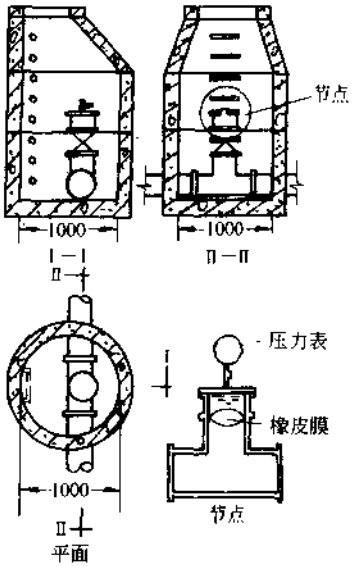


图9-14 污泥压力管检查井

(装有压力表)

① 图9-13所示在丁字管的顶部可排气或检查压力，或进行清理。

② 图9-14所示在丁字管的顶部设有压力隔离液，可直接装设压力表，进行观察。

③ 图9-15所示在丁字管的顶部设有自动排气阀。

6) 节点检修井：沿污泥管线每1000m左右或适当地点，须设节点检修井，主要是作管道检修用，其形式见图9-16~18。

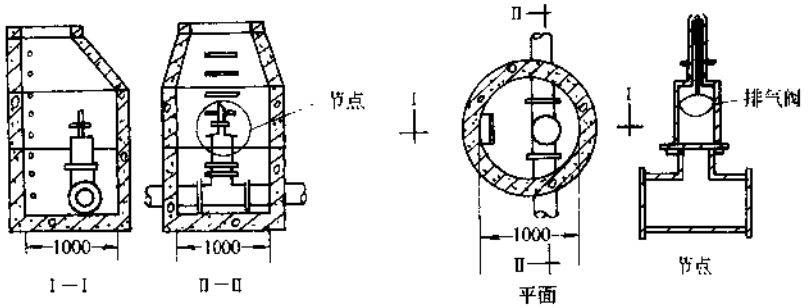


图 9-15　污泥压力管检查井
（装有排气阀）

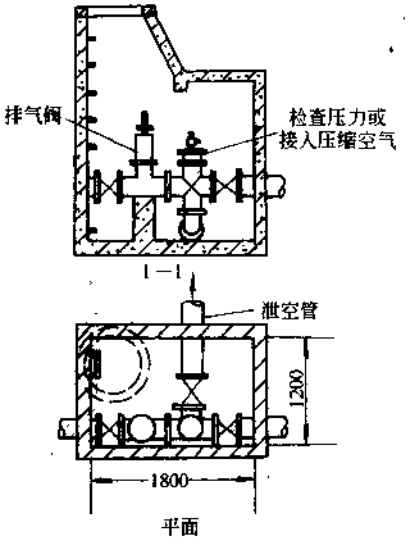


图 9-16　污泥压力管节点检修井
（设在管网高点或转折点）

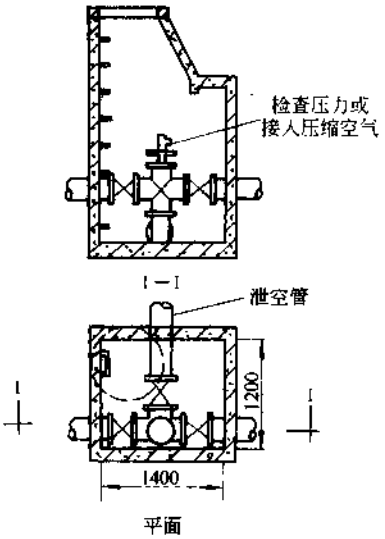


图 9-17　污泥压力管节点检修井
（设在管网低点）

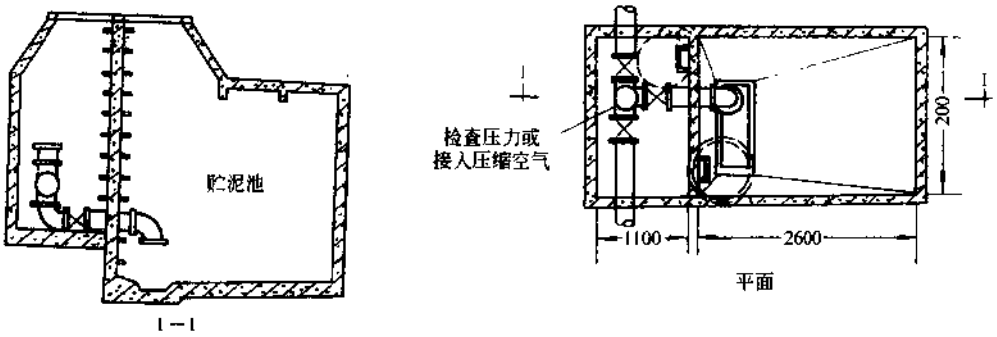


图 9-18　污泥压力管节点检修井
（附设贮泥池）

图 9-16 所示在井内装有自动排气阀，及临时检查压力、接入压缩空气、泄空污泥等装置。一般设在管网的高点，或转折点。

图 9-17 所示在井内装有检查压力、接入压缩空气及泄空污泥等装置，一般设在管网的低点。

图 9-18 所示在井内装有检查压力、接入压缩空气及泄空污泥的贮泥池等装置，一般设在污泥泄空管不可能与下水道接通的地点。贮泥池的容积应相当于相邻检修闸门井之间污泥管体积的 2～10 倍。当污泥管疏通后，若能采取措施，把贮泥池的污泥回注入污泥管中，以排空贮泥池，则更为合理。

7) 倒虹管：污泥的倒虹管，应保证经常可以进行检查及排气。必要时应能冲洗、泄空及检修。倒虹吸一般应设置双线，互为备用，其布置形式见图 9-19。

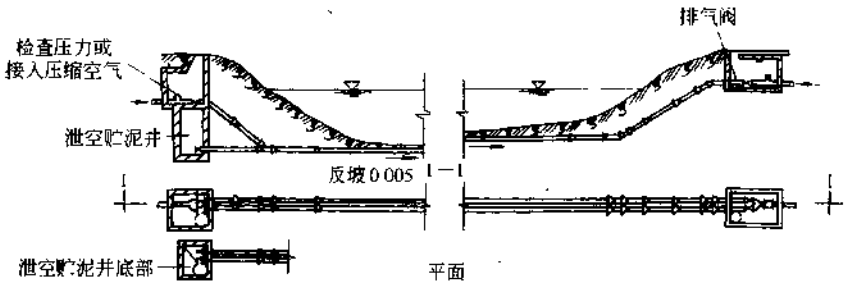


图 9-19 污泥压力管过河倒虹吸

9.2.2 检 测 仪 表

在污泥输送过程中，一般需检测其压力、温度、流量及浓度。

测量压力及温度的仪表，一般选用通用的热工仪表即能满足要求。安装压力计时应加设隔离液装置，避免污泥直接接触仪表，污泥温度是影响其粘度的因素，检测温度可间接指导污泥管道的水头损失等运转情况。控制污泥输送的两项重要因素，是流量和污泥浓度。

(1) 流量测量：流量的测量与控制，对污水处理厂的正常运转特别重要。常用的仪表有四种：

1) 电磁流量计：这种仪表不增加水头损失，不易堵塞。安装时，应特别注意排除对磁力线干扰的因素。仪表必须在压力流状态下工作。通过的液体若生成气泡时，将影响其测量精度。

2) 超声波流量计：这种仪表不增加管道水头损失，不易堵塞。必须在压力流状态下工作。仪表结构简单，造价较低。

3) 文丘里流量计：这种仪表结构最简单，管理方便，造价低，水头损失较大，应有冲洗测压管的装置。

4) 容积式柱塞泵：利用容积式的柱塞泵进行计量，不设专门仪表，简单方便，但精度较低。

(2) 污泥浓度测量：污泥浓度的检测，对污泥输送的水力状态有重要的指导意义。常用的仪表有三种：

1) 放射性同位素浓度仪:这种仪表应用较广,可以控制污泥泵的正常运行程序,与流量计联合运用时,可以确定固体的输送量。

2) 超声波浓度计:这种仪表设备简单,造价较低,适用于管径小于 100mm 的管径,及污泥含水率为 95%～99%的范围。

3) MLSS 浓度计:是利用光电效应测量污泥浓度,适用于在池内使用,需定期进行清洗。

以上各种仪表的性能及安装注意事项参见有关生产厂的产品说明。

9.3　污　泥　浓　缩

污泥处理系统产生的污泥,含水率很高,体积很大,输送、处理或处置都不方便。污泥浓缩可使污泥初步减容,使其体积减小为原来的几分之一,从而为后续处理或处置带来方便。首先,经浓缩之后,可使污泥管的管径减小,输送泵的容量减小。浓缩之后采用消化工艺时,可减小消化池容积,并降低加热量;浓缩之后直接脱水,可减少脱水机台数,并降低污泥调质所需的絮凝剂投加量。

污泥浓缩使体积减小的原因,是浓缩将污泥颗粒中的一部分水从污泥中分离出来。从微观看,污泥中所含的水分包括空隙水、毛细水、吸附水和结合水四部分,见图 9-20。空隙水系指存在于污泥颗粒之间的一部分游离水,占污泥中总含水量的 65%～85%之间;污泥浓缩可将绝大部分空隙水从污泥中分离出来。毛细水系指污泥颗粒之间的毛细管水,约占污泥中总含水量的 15%～25%之间;浓缩作用不能将毛细水分离,必须采用自然干化或机械脱水进行分离。吸附水系指吸附在污泥颗粒上的一部分水分,由于污泥颗粒小,具有较强的表面吸附能力,因而浓缩或脱水方法均难以使吸附水与污泥颗粒分离。结合水是颗粒内部的化学结合水,只有改变颗粒的内部结构,才可能将结合水分离。吸附水和结合水一般占污泥总含水量的 10%左右,只有通过高温加热或焚烧等方法,才能将这两部分水分离出来。

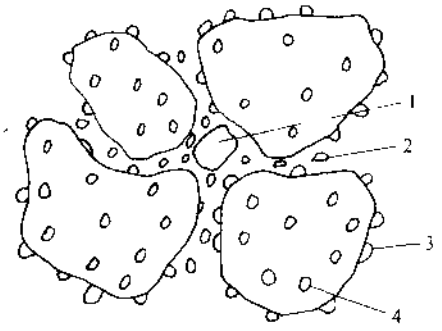


图 9-20　污泥内的水分

1—空隙水;2—毛细水;3—吸附水;4—结合水

污泥浓缩主要有重力浓缩,气浮浓缩和离心浓缩三种工艺形式。国内目前以重力浓缩为主,但随着氧化沟、A^2/O 等污水处理新工艺的不断增多,气浮浓缩和离心浓缩将会有较大的发展。事实上,这两种浓缩方法在国外早已有了非常成熟的运行实践经验。

9.3.1　重力浓缩池

重力浓缩本质上是一种沉淀工艺,属于压缩沉淀。浓缩前由于污泥浓度较高,颗粒之间彼此接触支撑。浓缩开始以后,在上层颗粒的重力作用下,下层颗粒间隙中的水被挤出界面,颗粒之间相互拥挤得更加紧密。通过这种拥挤和压缩过程,污泥浓度进一步提高,上层的上清液溢流排出,从而实现污泥浓缩。

重力浓缩池按其运转方式分为连续流和间歇流，按其池型分为圆形及矩形，见图 9-21、22。

设计规定及数据：

(1) 连续流污泥浓缩池可采用沉淀池形式，一般为竖流式或辐流式。

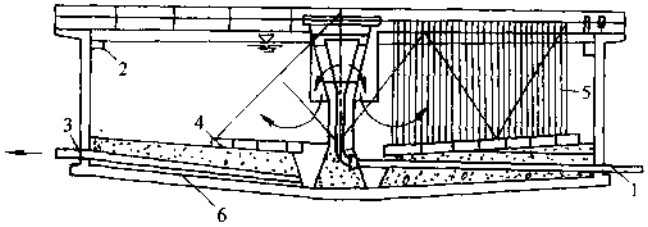


图 9-21 连续流浓缩池(带刮泥机及栅条)

1—中心进泥管；2—上清液溢流堰；3—底流排除管；4—刮泥机；5—搅动栅；6—钢筋混凝土

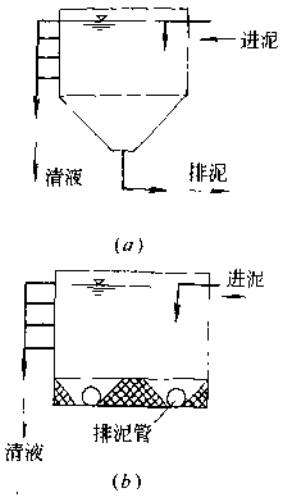


图 9-22 间歇流浓缩池

(a)圆形；(b)矩形

(2) 污泥浓缩池面积应按污泥沉淀曲线试验数据决定的污泥固体负荷来进行计算。当无污泥沉淀曲线数据时可根据污泥种类，污泥中有机物的含量，参用以下数据：当为初次沉淀污泥时，其含水率一般为 95%～97%，污泥固体负荷采用 80～120kg/(m^2·d)，浓缩后的污泥含水率可到 90%～92%；当为活性污泥时，其含水率一般为 99.2%～99.6%，污泥固体负荷采用 20～30kg/(m^2·d)。浓缩后的污泥含水率可到 97.5%左右。当为初次沉淀污泥及新鲜活性污泥的混合污泥时，其进泥的含水率，污泥固体负荷及浓缩后的污泥含水率，可按两种污泥的比例进行计算。浓缩池的有效水深一般采用 4m，当为竖流式污泥浓缩池时，其水深按沉淀部分的上升流速一般不大于 0.1mm/s 进行核算。浓缩池的容积并应按浓缩 10～16h 进行核算，不宜过长。否则将发生厌氧分解或反硝化，产生 CO_2 和 H_2S。

(3) 连续式污泥浓缩池，一般采用圆形竖流或辐流沉淀池的形式。污泥室容积，应根据排泥方法和两次排泥间隔时间而定，当采用定期排泥时，两次排泥间隔一般可采用 8h。浓缩池较小时可采用竖流式浓缩池，一般不设刮泥机，污泥室的截锥体斜壁与水平面所形成的角度，应不小于 50°，中心管按污泥流量计算。沉淀区按浓缩分离出来的污水流量进行设计。辐流式污泥浓缩池的池底坡度，当采用吸泥机时，可采用 0.003。当采用刮泥机时可采用 0.01。不设刮泥设备时，池底一般设有泥斗。其泥斗与水平面的倾角，应不小于 50°。刮泥机的回转速度为 0.75～4r/h，吸泥机的回转速度为 1r/h。同时在刮泥机上可安设栅条，以便提高浓缩效果，在水面设除浮渣装置。

(4) 当农村习惯采用湿污泥作为肥料时，污泥的浓缩与储存可采用间歇式湿污泥池。池型为圆形或矩形，其有效深度一般为 1.0～1.5m，池底采用人工基础，池底坡度一般采用 0.01，倾向一端，并在不同深度设上清液排出管。湿污泥池的容积，根据污泥运输等条件决定。

(5) 浓缩池的上清液，应重新回流到初沉池前进行处理。污泥浓缩池一般均散发臭气，必要时应考虑防臭或脱臭措施。其他设计数据可参用沉淀池有关规定。

【例】 污泥量为 550m^3/d，污泥的固体浓度为 8kg/m^3(含水率 99.2%)求浓缩池所需面

积。

【解】 取固体负荷为 60kg/(m²·d)

所需面积为$\frac{8\times550}{60}=73.33m^2$

取有效水深为 4m,核算停留时间为

$$\frac{73.33\times4\times24}{550}=12.8h(符合设计规定)。$$

9.3.2 气浮浓缩池

气浮法适用于浓缩活性污泥和生物滤池等的较轻污泥,能把含水率 99.5% 的活性污泥浓缩到 94%～96%。其含水率低于采用重力浓缩池所达到的含水率,但运行费用较高。

当浓缩活性污泥时,一般采用出水部分回流加压溶气的流程(见图 9-23)。

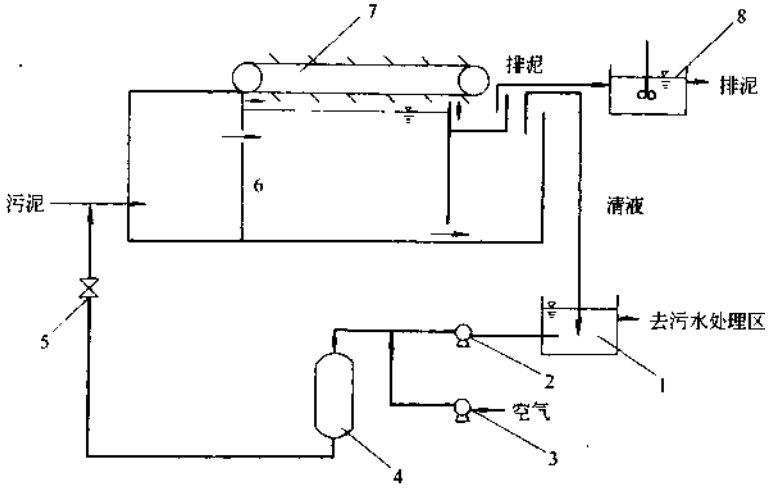


图 9-23　气浮浓缩系统流程

1—清液池;2—加压泵;3—空压机;4—溶气罐;5—减压阀;6—气浮池;7—刮泥机;8—脱气池

设计规定及数据:

(1) 池子的形状有矩形和圆形两种(见图 9-24、25)。

当每座气浮装置的处理能力小于 100m³/h,多采用矩形气浮池。长宽比一般为 3:1～4:1,深度与宽度之比不小于 0.3,有效水深一般为 3～4m,水平流速一般为 4～10mm/s。当每座气浮装置的处理能力大于 100m³/h,多采用辐流式气浮池。每只气浮池的处理能力大于 1000m³/h,深度不小于 3m。

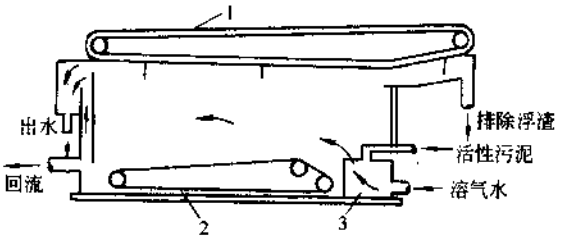


图 9-24　矩形浮选浓缩池

1—刮渣机;2—刮泥机;3—进泥室

(2) 系统的进泥量须能调节:如果进泥量太大,超过气浮浓缩系统的浓缩能力,则排泥浓度将降低;反之如果进泥量太小,则造成浓缩能力的浪费。当为活性污泥时,其进泥浓度不应超过 5g/L,即含水率为 99.5%(包括气浮池的回流)。进泥量 Q 可按式(9-6)计算:

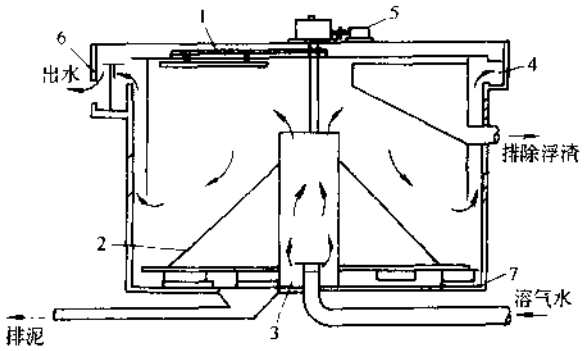


图 9-25 圆形浮选浓缩池

1—刮渣机;2—刮泥机;3—进泥室;4—浮渣槽;5—电动机;
6—调节堰;7—钢筋混凝土

$$Q=\frac{q_s A}{C_i} \tag{9-6}$$

式中 q_s——气浮池的固体表面负荷[kg/(m²·d)];

A——气浮池表面积(m²);

C_i——入流污泥浓度(kg/m³)。

当活性污泥时 q_s 一般在 1.8～5.0kg/(m²·h)范围内,其值与活性污泥的 SVI 值等性质有关系。q_s 可由实验确定,也可以在实际运行中得出。

(3) 气浮池所需面积:按水力负荷设计,当不投加化学混凝剂时,设计水力负荷为 1～3.6m³/(m²·h),一般采用最大水力负荷为 1.8m³/(m²·h),固体负荷为 1.8～5.0kg/(m²·h)。当活性污泥指数 SVI 为 100 左右时,固体负荷采用 5.0kg/(m²·h),气浮后污泥含水率一般在 95%～97%。对活性污泥要得到较好的气浮效果,一般污泥去气浮池内的停留时间 T 应≥20min。当投加化学混凝剂时,其负荷一般可提高 50%～100%,浮渣浓度也可提高 1%左右。投加聚合电解质或无机混凝剂时,其投加量一般为 2%～3%(干污泥重)。混凝剂的反应时间一般不小于 5～10min。助凝剂的投加点一般在回流与进泥的混合点处。池子的容积应按停留 2h 进行核算,当投加化学混凝剂时,应加上反应时间。

(4) 污泥颗粒上浮形成的水面以上浮渣层厚度:一般控制在 0.15～0.3m,利用出水设置的堰板进行调节。刮渣机的刮板移动速度,一般用 0.5m/min,并应有调节的可能。下沉污泥颗粒的泥量,一般按进泥量的 1/3 计算,池底刮泥机的设计参见沉淀池刮泥机设计参数。气浮池刮出的浮渣,由于含有气泡,抽送至污泥后续处理池时,应选用螺杆泵为好。

(5) 气量的控制将直接影响排泥浓度的高低:一般来说,溶气量越大,排泥浓度也越高,但能耗也相应增高。气量 Q_a 可用式(9-7)计算:

$$Q_a=\frac{Q_i C_i A/S}{\gamma} \tag{9-7}$$

式中 Q_i、C_i——分别为入流污泥的流量和浓度;

γ——空气密度(kg/m³),与温度有关,见表 9-7;

A/S——气浮浓缩的气固比,系指单位重量的干污泥量在气浮浓缩过程中所需要的空气量。

空气在水中的溶解度及密度(在常压下)　　**表 9-7**

温度(℃)	溶解度(m^3/m^3)	密度(kg/m^3)	温度(℃)	溶解度(m^3/m^3)	密度(kg/m^3)
0	0.0288	1.252	30	0.0161	1.127
10	0.0226	1.206	40	0.0142	1.092
20	0.0187	1.164			

A/S 值与要求的排泥浓度有关系，A/S 越大排泥浓度就越高。

对于活性污泥，A/S 一般在 0.01～0.04 之间。A/S 值与污泥的性质关系很大，当活性污泥的 SVI>350 时，即使 $A/S>0.06$ 也不可能使排泥含固率超过 2%。当 SVI 在 100 左右时，污泥的气浮浓缩效果最好。表 9-8 为不同的 A/S 值对应的排泥浓度。

不同气固比 A/S 对应的排泥浓度(SVI=100)　　**表 9-8**

气　固　比	0.010	0.015	0.020	0.025	0.030	0.040
排泥浓度(%)	1.5	2.0	2.8	3.3	3.8	4.5

(6) 加压水量应控制在合适的范围内：水量太少，溶不进气体，不能起到气浮效果；水量太多，不仅能耗大，也可能影响细气泡的形成。溶气罐的容积，一般按加压水停留 1～3min 计算，其绝对压力一般采用 0.3～0.5MPa，罐体高与直径之比，常用 2～4。加压水量可由式(9-8)计算：

$$Q_w=\frac{Q_iC_iA/S}{C_s(\eta p-1)} \tag{9-8}$$

式中　Q_w——加压水量(m^3/d)；

Q_i——入流污泥量(m^3/d)；

C_i——入流污泥的浓度(kg/m^3)；

C_s——0.1MPa 下空气在水中的饱和溶解度(kg/m^3)；

p——溶气罐的压力，一般控制在 0.3～0.5MPa；

η——溶气效率，即在加压水的饱和度与压力的关系，在 0.3～0.5MPa 下，η 一般在 50%～80%之间。

【例】 采用加压溶气浮选法浓缩剩余活性污泥。污泥流量为 $1440m^3/d$，污泥浓度为 $5kg/m^3$，即含水率为 99.5%；气固比 A/S 为 3%，污泥温度 20℃，浮渣含固率要求达到 4%(含水率 96%)，加压溶气的绝对压力为 0.5MPa，试计算回流比和气浮浓缩池面积。

【解】 设计为两座气浮池，则每座流量 $Q=\frac{1440}{2}=720m^3/d<100m^3/h$。

采用矩形气浮池，以下均按单座气浮池进行计算。当水温为 20℃时，空气溶解度 $C_s=18.7mL/L$，空气密度 $\gamma=1.164g/L$，溶气效率 η 采用 0.5，固体负荷率按不加混凝剂考虑 $q_s=45kg/(m^2\cdot d)$，采用出水部分回流加压溶气浮选的流程。溶气水下降到大气压时，理论上释放的空气量为

$$A=\gamma C_s(fP-1)R\times\frac{1}{1000}$$

式中　A——0.1MPa 时释放的空气量(kg/d)；

γ——空气密度(g/L)；

C_s——在一定温度下，0.1MPa时的空气溶解度(mL/L)；

f——实际空气溶解度与理论空气溶解度之比；

P——绝对大气压(0.1MPa)；

R——压力水回流量(m^3/d)。

气浮的污泥干重为

$$S = QS_a$$

式中 S——污泥干重(kg/d)；

Q——气浮的污泥量(m^3/d)；

S_a——污泥浓度(kg/m^3)。

因此气固比可写成：

$$\frac{A}{S} = \frac{P_t C_s (fP-1)R}{QS_a \times 1000}$$

则压力水回流量可按下式计算：

$$R = \frac{QS_a\left(\frac{A}{S}\right)1000}{P_t C_s (fP-1)}$$

则 $$R = \frac{720\times5\times0.03\times1000}{1.164\times18.7(0.5\times5-1)} = 3308m^3/d = 138m^3/h$$

相当于460%。

总流量为

$$Q_{总} = Q + R = 720 + 3308 = 4028m^3/d = 168m^3/h$$

所需空气量为

$$A = \gamma C_s (fP-1)R\frac{1}{1000}$$
$$= 1.164\times18.7(0.5\times5-1)3308/1000 = 108kg/d$$

当温度为0℃，0.1MPa时，空气密度为1.252kg/m^3，则 A = 108kg/d = 86.3m^3/d。

计算所得空气量是理论计算值，实际需要量应再乘以2。则为

$$86.3\times2 = 172.6m^3/d = 7.2m^3/h$$

气浮浓缩池表面积计算：

污泥干重为

$$S = QS_a = 720\times5 = 3600kg/d$$

$$F = \frac{S}{M} = \frac{3600}{45} = 80m^2$$

设长宽比$\frac{L}{B}$为4，则

$$4B^2 = F = 80m^2$$

$$B = \sqrt{\frac{80}{4}} = 4.5m$$

$$L = 4\times4.5 = 18m$$

气浮池高度为

$$H=d_1+d_2+d_3$$

式中　d_1——分离区高度(由过水断面 ω 算出)(m);

d_2——浓缩区高度,一般最小值采用 1.2,或等于 3/10 的池宽(m);

d_3——死水区高度,一般采用 0.1m。

水平流速采用 5mm/s=18m/h,

则过水断面为

$$\omega=\frac{Q}{v}=\frac{168}{18}=9.3\text{m}^2$$

$$d_1=\frac{\omega}{B}=\frac{9.3}{4.5}=2.1\text{m}$$

$$d_2=0.3B=0.3\times4.5=1.35\text{m}$$

$$d_3=0.1\text{m}$$

$$H=2.1+1.35+0.1=3.55\text{m},\text{取 }3.6\text{m}$$

按水力负荷进行核算:

$$\frac{168}{80}=2.1\text{m}^3/(\text{m}^2\cdot\text{h})$$

按停留时间进行核算:

$$T=\frac{4.5\times18\times3.6}{168}=1.74\text{h}$$

以上均接近一般设计规定。

溶气罐容积计算:

按停留 3min 计算,则

$$V=\frac{138\times3}{60}=6.9\text{m}^3$$

罐高度采用 4m 时,罐直径为

$$D=\sqrt{\frac{4V}{\pi H}}=\sqrt{\frac{4\times6.9}{3.14\times4}}=1.48\text{m},\text{采用 }D=1.5\text{m}$$

罐高度与直径之比为

$$\frac{H}{D}=\frac{4}{1.5}=2.7(\text{符合设计规定})$$

9.3.3 离心浓缩工艺

重力浓缩的动力是污泥颗粒的重力,气浮浓缩的动力是气泡强制施加到污泥颗粒上的浮力,而离心浓缩的动力是离心力。由于离心力是重力的 500~3000 倍,因而在很大的重力浓缩池内要经十几小时才能达到的浓缩效果,在很小的离心机内就可以完成,而且只需十几分钟。对于不易重力浓缩的活性污泥,离心机可借其强大的离心力使之浓缩。活性污泥的含固率在 0.5%左右时,经离心浓缩,可增至 6%。离心浓缩过程封闭在离心机内进行,因而一般不会产生恶臭。对于富磷污泥,用离心浓缩可避免磷的二次释放,提高污泥处理系统总的磷的去除率。

离心浓缩工艺最早始于上个世纪20年代初，当时采用的是最原始的筐式离心机。后经过盘嘴式等几代更换，现在普遍采用的为卧螺式离心机。离心脱水也是一种常用的污泥脱水工艺，采用的离心机与用于浓缩的离心机的原理和形式基本一样，其差别在于离心浓缩机用于浓缩活性污泥时，一般不需加入絮凝剂调质，而离心脱水机要求必须加入絮凝剂进行调质。当然，如果要求浓缩污泥含固率大于6%，则可适量加入部分絮凝剂，以提高含固量；但切忌加药过量，否则易造成浓缩污泥泵送困难。

关于离心机的详细内容，将在离心脱水的章节中加以叙述。

9.4 隐 化 池

隐化池(Imhoff tank)又名双层沉淀池，它具有使污水沉淀，并将沉淀的污泥同时进行厌气消化处理的功能。它的特点是维护管理简单，但污泥所需消化时间较长，池子的容积较大。因此，隐化池一般只适用于小型处理厂。

9.4.1 设 计 数 据

(1) 当隐化池的消化室达2个时，即应考虑沉淀槽水流方向能够调换。

(2) 沉淀槽内的污水沉淀时间、表面负荷、超高、进出口结构和排泥管直径等，同平流式沉淀池。排泥静水压力不应小于1.5m。

(3) 沉淀槽深度不宜大于2.0m，沉淀槽斜底与水平面的倾角不应小于50°，沉淀槽底部缝宽一般为0.15m，两槽壁相互搭接部分采用0.15～0.35m。

(4) 沉淀槽底部到消化室污泥表面，应有缓冲层，其高度一般为0.5m。

(5) 相邻的沉淀槽间，外壁净距不得小于0.5m。

(6) 消化室底部斜壁与水平面的倾角，不小于30°，圆锥底直径不小于0.4m。

(7) 浮渣室的自由表面(扣除沉淀槽的面积)，不小于池子总面积的20%。

(8) 消化室容积，如有生活污水冬季平均温度资料时，可按表9-9规定计算。如无此资料，面有年平均气温资料时，可按表9-10规定计算。

按污水水温计算消化时间和消化室容积 **表9-9**

生活污水冬季平均温度(℃)	污泥消化时间(d)	每人所需消化室容积(L)	生活污水冬季平均温度(℃)	污泥消化时间(d)	每人所需消化室容积(L)
6	210	80	12	90	35
7	180	70	15	60	20
8.5	150	55	20	30	10
10	120	45	25	20	7

按年平均气温计算消化室容积 **表9-10**

年平均气温(℃)	每人所需消化室容积(L)	年平均气温(℃)	每人所需消化室容积(L)
4～7	45	>10	30
7～10	35		

注：有曝气池剩余活性污泥或生物滤池后的二次沉淀池污泥进入时，消化室增加的容积应按计算决定。

9.4.2 计 算 公 式

计算公式见表 9-11。

隐化池各部尺寸计算公式　　表 9-11

名　称	公　式	符 号 说 明
沉淀槽：		
1. 总容积	$V=Qt(m^3)$	Q—污水最大时设计流量(m^3/h)
2. 槽长	$L=vt\times3.6(m)$	t—污水在沉淀槽内沉淀时间(h)
3. 每个槽水流断面	$A=\frac{V}{Lnn'}(m^2)$	v—污水在沉淀槽中的流速(mm/s)
4. 槽中矩形有效高	$h_1=\frac{A-0.25b^2tg\alpha}{b}(m)$	n—隐化池的个数 n'—隐化池的沉淀槽数 b—沉淀槽宽度(m)
5. 槽中斜底高度	$h_2=\frac{b}{2}tg\alpha(m)$	α—沉淀槽斜底与水平面所成的角度，一般采用 $\alpha=50°$
消化室：		
1. 总容积	$V'=V'_1N_1(m^3)$ $V'_1=S\times0.5\times0.5\times KT=0.25SKT$ (m^3)	N_1—设计人口数(人) V'_1—每人所需消化室容积(m^3) S—每人每日新鲜污泥量[L/(人·d)] 0.5—有机物分解污泥体积减少系数
2. 每个消化室容积	$V'_2=\frac{V'}{nn'_1}(m^3)$ 即 $V'_2=V'_3+V'_4(m^3)$	0.5—污泥含水率自 95%浓缩到 90%体积减少系数
当为圆形时(圆截锥底直径采用 0.4m)	$V'_4=\frac{\pi h_6}{12}$ $(D^2+0.4D+0.4^2)(m^3)$	K—新鲜污泥和消化污泥不完全混合系数，采取 $K=3$ T—在一定温度下污泥达到技术分解所需时间(d)
当为矩形时	$V'_4=\frac{h_6}{3}$ $(f_1+\sqrt{f_1f_2}+f_2)(m^3)$	n'_1—隐化池的消化室数 V'_3—每个消化室柱体部分容积(m^3)
当 $f_2=0.4m\times0.4m$ 时	$h_6=\left(\frac{B}{2}-0.2\right)\times tg\alpha'(m)$	V'_4—每个消化室截锥体之容积(m^3)
当 $\alpha'=30°$时	$h_6=0.29B-0.12(m)$	D—池直径(m) h_6—消化室截锥部分高度(m)
3. 消化室柱体高当为圆形时	$h_5=\frac{4V'_3}{\pi D^2}$ $=\frac{4(V'_2-V'_4)}{\pi D^2}(m)$	f_1—矩形截锥之上底面积(m^2) f_2—矩形截锥之下底面积(m^2)
当为矩形时	$h_5=\frac{V'_3}{f_1}$ $=\frac{V'_2-V'_4}{f_1}(m)$	B—矩形锥体上底宽(m) α'—池底与水平面所成的角度(°)
4. 沉淀池高度	$H=h_1+h_2+h_3+h_4+h_5+h_6(m)$	h_3—缓冲层(m) h_4—保护高(m)

【例】 已知设计人口为 60000 人，最大时污水量 $Q=360m^3/h$，冬季污水平均温度为 10℃。

【解】 沉淀时间 用 1.5h，沉淀槽总容积 $V'=Qt=360\times1.5=540m^3$，

采用 4 个双室双槽圆形隐化池（双向过水），$D=9m$，则沉淀槽长度为

$$L=9\times2+1.4=19.4m（1.4m 为两池内壁间距）$$

$$n=4;n'=2$$

每个沉淀槽的断面为

$$A=\frac{540}{19.4\times4\times2}=3.48m^2$$

沉淀槽中流速为

$$v=\frac{Q\times1000}{3600Ann'}=\frac{360\times1000}{3600\times3.48\times4\times2}=3.6mm/s<7mm/s$$

当槽斜底与水平面成 50°角，设槽宽 $b=2.8m$，则沉淀槽矩形部分有效高度为

$$h_1=\frac{A-0.3b^2}{b}=\frac{3.48-0.3(2.8)^2}{2.8}=0.4m$$

沉淀槽斜壁部分高度为

$$h_2=0.6b=0.6\times2.8=1.68m$$

消化室计算：水温为 10℃，查表 9-9 取消化室容积为 35L/人，则

$$V'=35\times60000\times0.001=2100m^3$$

每室容积：

$$V'_2=\frac{V'}{nn'}=\frac{2100}{4\times2}=262.5m^3$$

池底斜壁为 30°时截锥高：

$$h_6=0.29D-0.12=2.49m$$

每个锥体容积：

$$\begin{aligned}V'_4&=\frac{\pi h_6}{12}(D^2+0.4D+0.4^2)\\&=\frac{3.14\times2.49}{12}(9^2+0.4\times9+0.4^2)\\&=54.96m^3\end{aligned}$$

消化室柱体部分高度：

$$\begin{aligned}h_5&=\frac{4(V'_2-V'_4)}{\pi D^2}=\frac{4(262.5-54.96)}{3.14\times9^2}\\&=3.28m\end{aligned}$$

缓冲层 $h_3=0.5m$，超高 $h_4=0.3m$，

隐化池总高：

$$\begin{aligned}H&=h_1+h_2+h_3+h_4+h_5+h_6\\&=0.4+1.68+0.5+0.3+3.28+2.49\\&=8.65m\end{aligned}$$

浮渣槽的自由面积：

$$F=\frac{\pi D^2}{4}-2Db=\frac{3.14\times9^2}{4}-2\times9\times2.8$$

$$=63.6-50.4=13.2\text{m}^2$$

复核　$\frac{13.2}{63.6}=0.208>20\%$

沉淀池各部尺寸见图 9-26。

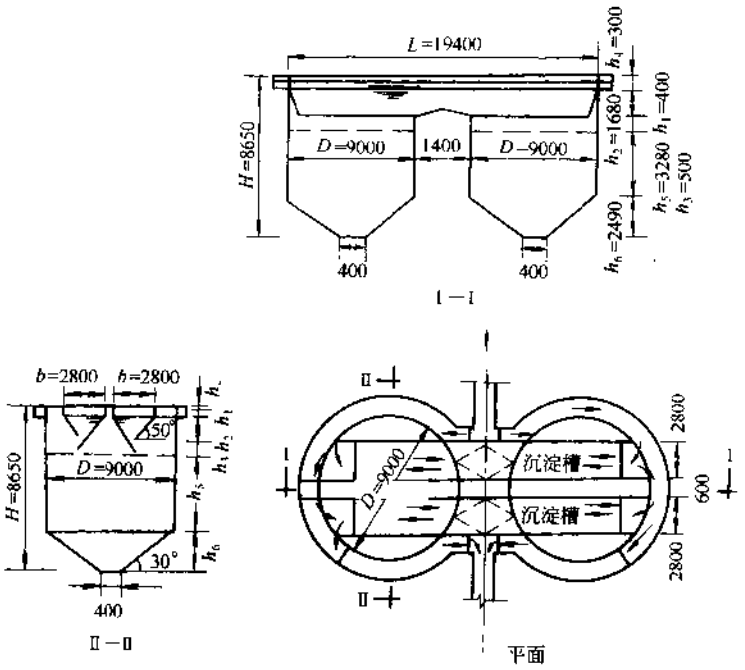


图 9-26　双室双槽双向过水圆形隐化池

9.5 厌 氧 消 化

厌氧消化是利用兼性菌和厌氧菌进行厌氧生化反应，分解污泥中有机物质的一种污泥处理工艺。厌氧消化是使污泥实现"四化"(减量化、稳定化、无害化、资源化)的主要环节。首先，有机物被厌氧消化分解，可使污泥稳定化，使之不易腐败。其次，通过厌氧消化，大部分病原菌或蛔虫卵被杀灭或作为有机物被分解，使污泥无害化。第三，随着污泥被稳定化，将产生大量高热值的甲烷(沼气)，作为能源利用，使污泥资源化。另外，污泥经消化以后，其中的部分有机氮转化成了氨氮，提高了污泥的肥效。污泥的减量化虽然主要借浓缩脱水，但有机物被厌氧分解，转化成沼气，这本身也是一种减量过程。主要的厌氧消化处理构筑物，就是消化池。这是一种人工处理污泥的构筑物，在处理过程中加热搅拌，保持泥温，达到使污泥加速消化分解的目的。

9.5.1 消 化 池 池 型

消化池按其容积是否可变，分为定容式和动容式两类。定容式系指消化池的容积在运行中不变化，也称为固定盖式，该种消化池往往需附设可变容式的湿式气柜，用以调节沼气产量的变化。动容式消化池的顶盖可上下浮动，因而消化池的气相容积可随气量的变化而

变化，该种消化池也称为浮动盖式消化池（见图 9-27），其后一般不需放置气柜。动容式消化池适于小型处理厂的污泥消化，国外采用较多。国内目前普遍采用的为圆柱形定容式消化池。按照池体形状，可分为细高柱锥型、粗矮柱锥型及卵型（见图 9-28）。按发酵温度又可分为中温消化和高温消化两种，一般均采用中温消化（35℃）。当卫生标准有特殊要求或需高速消化，减少消化天数时，亦可根据具体情况采用高温消化（55℃）。具体采用那种形式较好，设计上应做技术经济比较来确定。

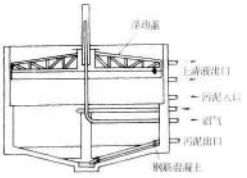


图 9-27 浮动盖消化池

图 9-28 消化池的形状

关于卵形消化池，德国和日本采用较多，国内近年有济南污水处理厂开始采用（见图 9-29）。与柱形相比，卵形消化池具有以下特点：

(1) 池底不易积砂或积泥，因而不会使有效池容缩小。

(2) 易搅拌混合，池内无死区，可使有效池容增至最大；对于同样混合效果，混合搅拌的能耗低于其他池型。

(3) 上部不易集结浮渣。

(4) 对于同样的容积，其表面积较其他池型小，因而热损失小。

(5) 结构稳定，不易产生裂缝。

(6) 从结构角度看，受力条件好结构厚度薄，因而其工程中的混凝土用量少。

(7) 较其他池形美观。

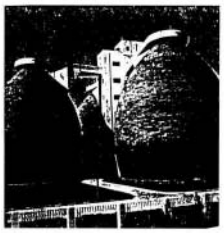


图 9-29 卵形消化池

9.5.2 厌氧消化的机理及其影响因素

将有机物质厌氧消化产生沼气，是一个由多种细菌参与的多阶段生化反应过程，每一反

应阶段都以某类细菌为主，其产物供下一阶段的细菌利用。厌氧消化机理的理论有二段论、三段论和四段论。

第一阶段：水解阶段。

污泥中的有机物成分很复杂，主要包括碳水化合物（主要为淀粉和纤维素）、类脂化合物（主要为脂肪）和蛋白质。以上物质在污泥液体中基本上都以固态或胶态存在，细菌无法将其直接吸收。但一些兼性细菌可以向体外分泌胞外酶，将以上大分子的固态和胶态物质水解成细菌可吸收的溶解性物质，产物如下：

$$\text{纤维素或淀粉}\xrightarrow{\text{水解}}\text{葡萄糖}$$

$$\text{脂肪}\xrightarrow{\text{水解}}\text{甘油}+\text{脂肪酸}$$

$$\text{蛋白质}\xrightarrow{\text{水解}}\text{氨基酸}+\text{脂肪酸}$$

另外，在水解过程中还伴随有少量 CO_2 和 NH_3 产生。

第二阶段：产酸阶段。

进行水解的兼性菌完成水解以后，可将水解产物吸入胞内，继续进行分解代谢。代谢产物主要为挥发性脂肪酸、挥发醇及一些醛酮物质。但消化液中的脂肪酸则主要为乙酸、丙酸和丁酸，占挥发脂肪酸总量的95%以上。三种酸中又以乙酸（醋酸）为主，占总量的65%～75%。挥发醇主要为甲醇和乙醇。另外，在该阶段内还产生一些 CO_2、NH_3、H_2S 及 H_2。这些细菌统称为产酸菌。产酸菌一般都为兼性菌，在有氧的条件下也能存活，并进行生化反应，只是反应产物不同。也还有其他绝对厌氧的产酸菌，其数量较少，在该阶段不起主要作用。

第三阶段：产甲烷阶段。

在该阶段起主要作用的为甲烷菌。由于该类细菌繁殖速度慢，代谢活力不强，只能利用挥发性脂肪酸进行代谢，产生甲烷。因此产酸阶段是产生甲烷阶段的前提，大部分甲烷细菌将产酸阶段产生的乙酸吸入胞内进行代谢，产生甲烷（CH_4）。甲烷菌为专性厌氧菌，氧的存在能使之中毒并失去活性。主要原因是，当环境中有氧存在时，O_2 能与酸性消化阶段产生的 H_2 迅速合成为过氧化氢（H_2O_2），H_2O_2 是一种强氧化剂，在其浓度较高时，对所有类型的细菌均有杀伤作用。由于酸性阶段产 H_2 不可能很大，因而消化液中 H_2O_2 浓度不高。在 H_2O_2 浓度较低时，兼性菌会分泌出一种分解 H_2O_2 的酶，将 H_2O_2 分解掉，使之失去氧化能力，而专性厌氧菌无此功能，这即是兼性菌和厌氧菌之间区别的本质所在。

所谓四段论系将酸性消化阶段分成三个阶段，分别为水解阶段、产酸阶段和酸性衰退阶段。加上产甲烷阶段，称为四段论。

综上所述，二段论、三段论和四段论相互之间并不矛盾，只是从不同角度对厌氧消化过程的描述。因此，综合二段论、三段论和四段论，可以全面深入地理解消化过程的内在机理。基于以上分析，厌氧消化全过程可直观地用图9-30表示。

由于水解、产酸和产甲烷三个阶段同时存在，将不再有明显的酸性衰退期，各种酸性碱性综合作用，具体体现为消化液的pH；因此pH是综合各阶段消化状况的一个指标：水解和产酸阶段的速率超过甲烷阶段，会造成有机酸的积累，使pH降低；产甲烷与产酸阶段速率接近时，因无大量有机酸累积，消化液的pH值则升高。在运行控制中，可以把pH值做为一个控制指标。产酸菌和产甲烷菌所要求的pH范围，见表9-12。

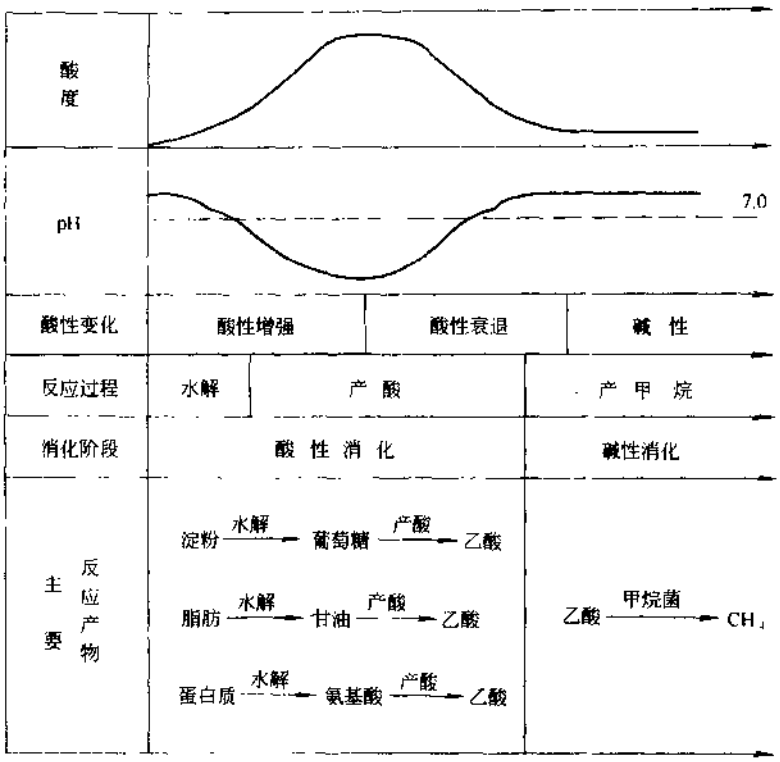


图 9-30 厌氧消化过程示意

产酸菌和产甲烷菌所要求的 pH 范围 **表 9-12**

pH 范围	存 活 范 围	正常代谢范围	高效代谢范围
产 酸 菌	5.0~9.0	6.0~8.0	6.0~8.0
产 甲 烷 菌	6.0~8.0	6.4~7.8	6.8~7.1

除 pH 和碱度以外，影响消化的另一个重要因素是污泥的温度。由于产甲烷菌繁殖代谢速度较慢，内部整个消化过程的速率由产甲烷阶段控制。甲烷菌正常生存的温度范围在 10~60℃之间。当温度低于 10℃时，它虽能存活，但代谢将基本停止。甲烷细菌从活性总体上看，随温度升高而增大，在保证有机物分解率在 35%~40%之间，将消化控制在不同温度下运行，可得到所需消化时间与温度之间的变化关系，见图 9-31。从图中可以看出，当 55℃左右，消化效率最高，消化时间仅需 10d，甚至更短；35℃左右，消化效率也较高，消化时间约需 15d；随温度降低，消化时间

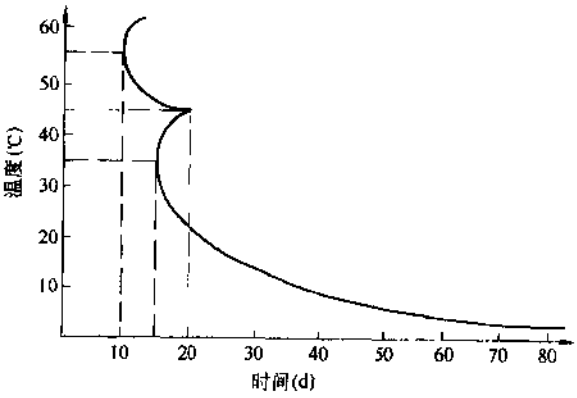


图 9-31 温度与消化时间的关系

延长。按照消化温度的不同,消化常分为三类:高温消化、中温消化和常温消化。中温消化的温度可控制在29～38℃之间,常采用35℃;高温消化在50～56℃之间,常采用55℃;常温消化一般不加热,不控制消化温度,常在15～25℃之间,但停留时间较长。高温消化的有机物分解率和沼气产量会略高于中温消化,但所需的热能耗较大,总体比较,得不偿失,因而采用较少,当污泥的卫生指标要求较高时,高温消化仍具有优势。实际普遍采用的是中温消化,池温控制在35℃。中温消化又常采用二级消化,称为中温二级消化。设计运行中一般只考虑第一级消化池的消化效果,二级消化池常用于以下几个目的:

(1) 作为消化污泥的贮存池,缓冲污泥量与脱水污泥量之间的失衡。

(2) 作为一级消化池的备用池,当一级消化容积不足时,二级消化作一级消化用。

(3) 作为消化污泥浓缩池,进行浓缩分离,提高消化污泥浓度,减少污泥调质的加药量。

(4) 作为消化种污泥贮存池。当一级消化池检修重新启动时,可直接将二级消化池的污泥注入,为其接种。二级消化池内不加热,不搅拌,基本不产沼气。一些处理厂采用后浓缩池代替二级消化池,原因是二级消化池浓缩分离效果差,上清液水质极差。

9.5.3　厌氧消化系统

污泥厌氧消化系统由消化池、加热系统、搅拌系统、进排泥系统及集气系统组成。

(1) 消化池的进泥与排泥形式有多种,有上部进泥下部直排、上部进泥下部溢流排泥、下部进泥上部溢流排泥等形式,见图9-32。这三种方式,国内处理厂都有采用,有的还同时设有三种进排泥方式,可任意选择,并进口了溢流排泥器。在这三种进排泥方式中,以上部进泥下部溢流排泥的方式较优,既不需控制排泥,也不会将未经充分消化的污泥排走。

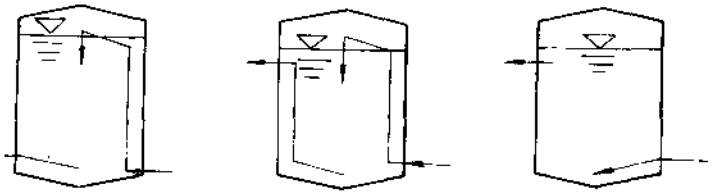


图9-32　消化池的进排泥形式

(2) 消化池内需保持良好的混合搅拌:搅拌能起到以下几方面的作用:

1) 使污泥颗粒与厌氧微生物均匀地混合接触。

2) 使消化池各处的污泥浓度、pH、微生物种群等保持均匀一致。

3) 及时将热量传递至池内各部位,使加热均匀。

4) 在出现有机物冲击负荷或有毒物质进入时,均匀地搅拌混合可使其冲击或毒性降至最低。

5) 通过以上几个方面的作用,可使消化池有效容积增至最大。

6) 有效的搅拌混合,可大大降低池底泥砂的沉积及液面浮渣的形成。

常用的混合搅拌方式一般有三大类:机械搅拌、泵循环搅拌和沼气搅拌。机械搅拌系在消化池内装设搅拌桨或搅拌涡轮,见图9-33。泵循环搅拌在消化池内设导流筒,在筒内安

装螺旋推进器，使污泥在池内实现循环，见图 9-34。沼气搅拌系将消化池气相的部分沼气抽出，经压缩后再通回池内对污泥进行搅拌。沼气搅拌有自由释放和限制性释放两种形式，见图 9-35。常用的空压设备有罗茨鼓风机、滑片式压缩机和液环式压缩机。以上搅拌方式各有利弊，具体与消化池的形状有关系。一般来说，细高形消化池适合用机械搅拌，粗矮形适合用沼气搅拌，但设计上对此也有不同的意见，具体与搅拌设备的布置形式及设备本身的性能有关；但卵形消化池肯定用沼气搅拌最佳。一般当池内各处污泥浓度的变化范围不超过 10%时，就可认为符合混合均匀的要求。

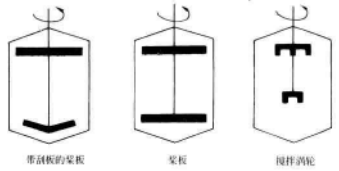


图 9-33 消化池机械搅拌示意

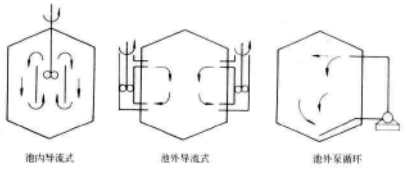


图 9-34 水力循环搅拌示意

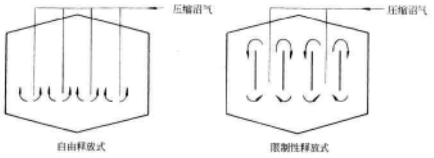


图 9-35 沼气搅拌示意

搅拌设备应能在2～5h内至少将全池的污泥搅拌一次。

现将各种搅拌方式的计算叙述如下：

(1) 机械搅拌：经常采用的机械搅拌有螺旋桨式搅拌机，及喷射泵式搅拌机。

1) 螺旋桨式搅拌机：是在一个竖向的导流管中，安上电动机带动的螺旋桨，当其旋转时，不断地将管内污泥提升到泥面，造成循环搅拌。这种设备易附着浮渣及纤维，降低效率，甚至转动困难。由于消化池液位变化较大，易于导致空转。传动轴经过池顶需密封，应特别设计。见图9-36。此种设备的计算见表9-13。

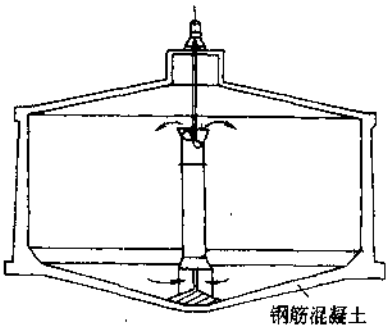


图9-36　螺旋桨式搅拌机

螺旋桨式搅拌机计算公式　　表9-13

名　称	公　式	符号说明
螺旋桨搅拌的污泥量	$q=\frac{mV_0}{3600t}(m^3/s)$	V_0—每座消化池的有效容积(m^3) m—设备安全系数1～3 t—搅拌一次所需时间，一般取2～5h
污泥流经螺旋桨的速度	$v_0=\frac{q}{F_0}(m/s)$ $F_0=F(1-\zeta^2)(m^2)$ $F=\frac{\pi d^2}{4}(m^2)$	F_0—螺旋桨有效断面(m^2) d—螺旋桨直径(m)，通常$d=D-0.1$，D=中心管直径(m) ζ—螺旋桨叶片所占断面积系数，一般采用0.25
螺旋桨转速	$n=\frac{v_0\times60}{h\times\cos^2\varphi}(r/min)$ $h=\pi d\,tg\varphi(m)$	h—螺旋桨的螺距(m) φ—螺旋桨叶片的倾斜角，一般采用8°15′ $\cos^2\varphi$—污泥滞后程度系数
螺旋桨所需功率	$N=\frac{qH}{102\eta}(kW)$	H—螺旋桨所需扬程克服惯力与水力阻抗所需水头(m)，可采用1.0 η—搅拌机效率，取0.8
中心管的计算	$D=\sqrt{\frac{4q}{\pi c}}$	c—中心管流速(m/s)，一般$c=0.3\sim0.4m/s$

注：当计算所得螺旋桨直径>1000mm时，可以考虑用多个螺旋桨。

2) 喷射泵式搅拌机，即射流器：在15～20m水头的压力下，将污泥压入直径50mm的喷嘴，污泥在离开喷嘴时在混合室产生很大的压降，在负压作用下，污泥从消化池的污泥液面吸入混合室，通过立管，从消化池的底部排出。污泥泵的压力应大于0.2MPa。

用泵压入的污泥量与吸入污泥量之比，采用1∶3～1∶5。混合室一般浸入污泥面下0.2～0.3m。喉管长度采用300mm，扩散室圆锥角采用8°～15°，喷口倾角采用20°。当消化池直径大于10m时，应考虑设射流器2个或2个以上。污泥泵的吸泥管与新鲜污泥投配池相连通，搅拌与投配新鲜污泥经常一起进行。这种方法搅拌可靠，但效率较低。见图9-37。

(2) 沼气搅拌：用消化池产生的沼气，经压缩机加压后送入池内进行搅拌。其特点是没

有机械磨损，故障少，搅拌力大，不受液面变化的影响，并可促进厌气分解，缩短消化周期。

沼气搅拌的方式一般有以下几种：

1）气提泵式：利用气提泵的原理，将沼气压入设在消化池中导流管的中部或底部，污泥与沼气混合后，密度减小，含气泡的污泥即沿导流管上升到泥位以上，形成沿垂直方向循环搅拌的流态。见图 9-38。

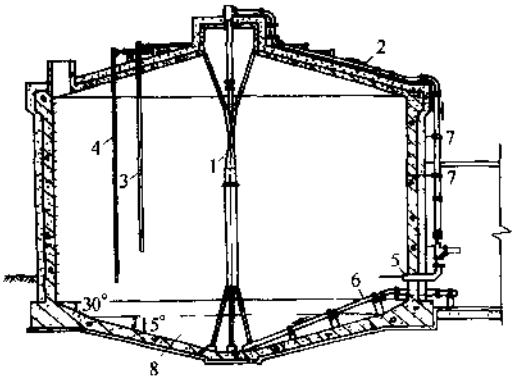


图 9-37 喷射泵式搅拌机

1—水射器；2—生污泥进泥管；3—蒸汽管；4—污泥气管；5—中位管；6—熟污泥排泥管；7—水平支架；8—消化池

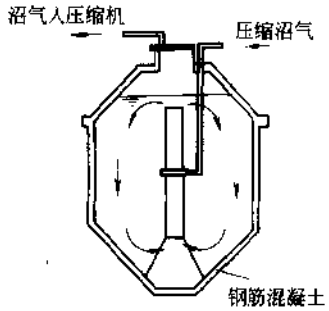


图 9-38 气体提升泵式搅拌机

此种沼气搅拌装置按气体提升泵设计，其中压缩气体出口的浸没深度，根据计算决定，一般应大于提升高度。压缩机的气量，一般按导流筒内提升污泥量的 2～3 倍设计。压缩的沼气取自贮气柜或消化池顶部的集气罩。为了同时进行污泥循环加热，导流管的管壁，有时设计为双层夹套式换热器，夹套之间流动热水，当污泥搅拌时，同时加热套管中心流动的污泥。

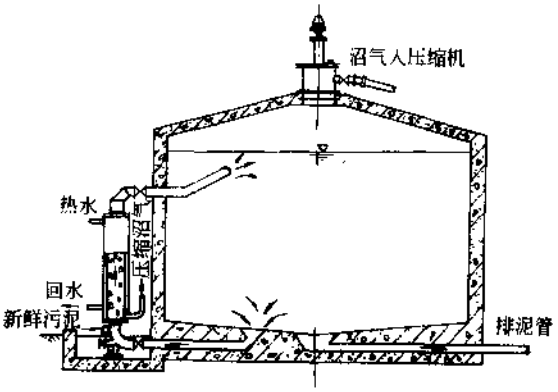


图 9-39 混合式沼气搅拌(池外加热)

为了检修方便，有时将上述的沼气搅拌与加热的混合式换热器，置于池外，形成池外间接加热的混合式沼气搅拌，见图 9-39。

2）多路曝气管式(气通式)：这种方式是根据消化池的不同直径，布置不同数量的沼气曝气立管。管口延伸到距池底 1～2m 的同一平面上，或在地壁与池底连接面上。压缩的沼气通过配气总管，通向各根曝气立管，每根立管按通过的气体流速为 7～15m/s 配管。其单位用气量通常取 5～7m^3/(1000m^3 池容·min)(见图 9-40)。另外，有的是将压缩机的沼气通过配气选择器通向各根曝气管，用不同的时间选择器，依次接通各根曝气管，每根曝气管将按预先选定的时间间隔，接受沼气压缩机的全部气量，进行逐点搅拌。沼气压缩机与配气选择器共同安装在消化池池顶以上，布置系统简单紧凑，见图 9-41。

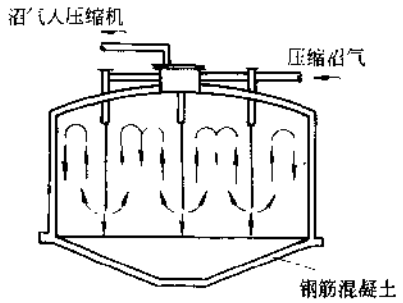


图 9-40　多路曝气管式(气通式)

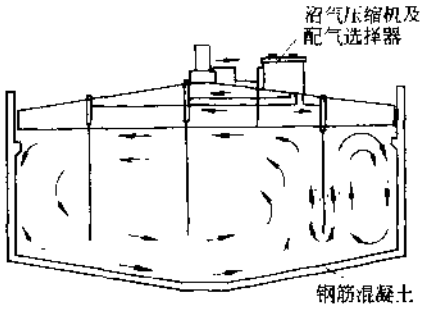


图 9-41　多路曝气管式(气通式带配气选择器)

3) 气体扩散搅拌:在消化池底部,根据消化池的不同直径布置不同数量的气体扩散装置。压缩沼气通过气体扩散器,使消化池内的污泥与循环的沼气相混合,其供气量一般可按 10～20m³/(每米圆周长·h)的气量进行计算。或按平均 0.8m³/(m²·h)计算,见图 9-42。

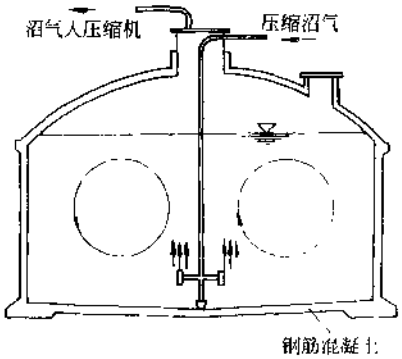


图 9-42　气体扩散式

沼气搅拌所选用的空气压缩机的功率,可按式(9-9)进行核算(单位池容的功率一般为 5～8W/m³ 池容):

$$W=\frac{N}{V}\quad(\mathrm{W/m^3}\ 池容)\qquad(9\text{-}9)$$

式中　N——空气压缩机电动机的功率(W);

V——消化池有效容积(m³)。

或按速度梯度,一般控制为 50～80 1/s,即

$$G=\sqrt{\frac{W}{\mu}}\times 10.1\quad(1/\mathrm{s})\qquad(9\text{-}10)$$

式中　W——单位池容所消耗的功率(kW);

μ——液体的粘度,通常取 35℃ 水的粘度为 $7.3\times10^{-5}\mathrm{kg\cdot s/m^2}$。

(3) 消化池的加热系统与保温:要使消化池保持在所要求的温度,就必须对消化池进行加热。加热方式分池内加热和池外加热两类。池内加热系热量直接通入消化池内,对污泥进行加热,有热水循环和蒸汽直接加热两种方法,见图 9-43。前一种方法的缺点是热效率较低,循环热水管外层易结泥壳,使热传递效率进一步降低;后一种方法热效率较高,但能使污泥的含水率升高,增大污泥量。两种方法一般均需保持良好的混合搅拌。池外加热系指将污泥在池外进行加热,有生污泥预热和循环加热两种法,见图 9-44。前者系将生污泥在预热池内首先加热到所要求的温度,再进入消化池;后者系将池内污泥抽出,加热至要求的温度后再打回池内。循环加热方法采用的热交换器有三种:套管式、管壳式、螺旋板式。前两种为常见的形式,因有 360°转弯,易堵塞;螺旋板式系近年来出现的新型热交换器,不易堵塞,尤其适于污泥处理,其结构形式见图 9-45。在很多污泥处理系统中,以上加热方法常联合采用。例如,利用沼气发动机的循环冷却水对消化池进行池外循环加热,同时还采用热

水或热蒸汽进行池内加热；以池内蒸汽加热为主，并在预热池进行池外初步预热。

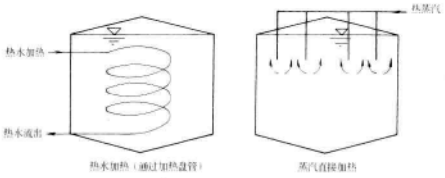


图 9-43 池内加热系统示意

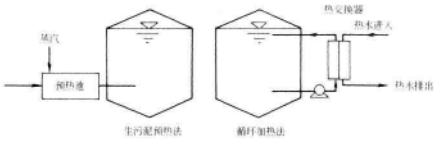


图 9-44 污泥池外加热系统示意

消化池的加热，是为了能使污泥的厌气生物处理系统经常维持要求的温度，以保证消化的过程。

供给消化池的热量，主要包括使新鲜污泥温度提高到要求值的耗热量，补充消化池池盖、池壁、池底及管道的热损失，以及从热源到池子及其他构筑物沿途的热损失。厌气生物化学反应以及污泥水蒸发为污泥气，也都消耗热量，但数量很少，所以在工程上可不考虑。

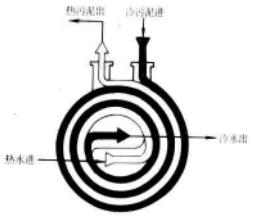


图 9-45 螺旋板式热交换器示意

1）提高新鲜污泥温度的耗热量：为把消化池的新鲜污泥全日连续加热到所需要的温度，每小时的耗热量为

$$Q_1 = \frac{V'}{24}(T_D - T_S) \times 1163 \tag{9-11}$$

式中 Q_1——新鲜污泥的温度升高到消化温度的耗热量(W)；

V'——每日投入消化池的新鲜污泥量(m^3/d)；

T_D——消化温度(℃)；

T_S——新鲜污泥原有温度(℃)。

当 T_S 采用全年平均污水温度时，计算所得 Q_1 为全年平均耗热量。

当 T_S 采用日平均最低的污水温度时，计算所得 Q_1 为最大的耗热量。

2) 池体的耗热量：消化池散失的耗热量，取决于消化池结构材料和池型，不同的结构材料有不同的传热系数。从减少散热损失考虑，最经济的消化池型式，是直径与深度相等的圆柱形池体。

消化池池体散热损失的耗热量，表示为

$$Q_2 = \Sigma FK(T_D - T_A) \times 1.4 \tag{9-12}$$

式中　Q_2——池子向外界散发的热量，即池体耗热量(W)；

F——池盖、池壁及池底的散热面积(m^2)；

T_A——池外介质温度(空气或土壤)。

当池外介质为大气时，计算全年平均耗热量，须按全年平均气温计算。

当计算最大耗热量时，可参考《工业企业采暖通风和空气调节设计规范》(TJ 19—75)，按历年平均每年不保证 5d 的日平均温度作为冬季室外计算温度。

K——池盖、池壁、池底的传热系数[W/(m^2·℃)]，

$$K = \frac{1}{\frac{1}{\alpha_1} + \Sigma\frac{\delta}{\lambda} + \frac{1}{\alpha_2}} \tag{9-13}$$

其中　α_1——内表面热转移系数，污泥传到钢筋混凝土池壁为 350W/(m^2·℃)；气体传到钢筋混凝土池壁为 8.7W/m^2·℃；

α_2——外表面热转移系数，即池壁至介质的热转移系数。如介质为空气时，α_2 = 3.5～9.3W/(m^2·℃)如介质为土壤时，α_2 = 0.6～1.7W/(m^2·℃)；

δ——池体各部结构层、保温层厚度(m)；

λ——池体各部结构层、保温层导热系数。混凝土或钢筋混凝土池壁的 λ 值为 1.55W/(m·℃)。其他类型的保温层的 λ 值见表 9-14。

常用保温材料的物理性能　　**表 9-14**

序　号	材料名称	密　度 γ (kg/m^3)	导热系数 λ[W/(m·℃)]	使用温度 (℃)
1	建筑钢	7850	58.2	
2	钢筋混凝土	2500	1.63	
3	钢筋混凝土	2400	1.55	
4	混凝土	2200	1.28	
5	土　壤	1800	1.16	
6	水泥砂浆抹面	1800	0.93	
7	泡沫水泥	474	0.34	≤300
8	泡沫水泥	468	0.3	≤300
9	泡沫水泥	229.7	0.19	≤300
10	加气混凝土	500	0.19	
11	加气混凝土	700	0.16	

续表

序 号	材料名称	密 度 γ (kg/m³)	导热系数 λ[W/(m·℃)]	使用温度 (℃)
12	四号沥青	975	0.26	
13	沥 青	600	0.17	
14	水泥珍珠岩制品	300～380	0.07～0.084	<800
15	膨胀珍珠岩	130	0.064	<800
16	膨胀珍珠岩粉料	50～80	0.03～0.05	<800
17	矿 棉	120	0.06	
18	岩 棉 板	100	0.03	
19	岩 棉 毡	80	0.03	
20	聚苯乙烯泡沫	20～30	0.03	
21	聚氨酯泡沫塑料	60	0.02	

3) 加热管、热交换器等散发的热量：

$$Q_3=\Sigma(KF)(T_m-T_A)\times 1.4 \tag{9-14}$$

式中 Q_3——加热管、蒸汽管、热交换器等向外界散发的热量(W)；

K——加热管、蒸汽管、热交换器等的传热系数[W/(m²·℃)]；

F——加热管、蒸汽管、热交换器等表面积(m²)；

T_m——锅炉出口和入口的热水温度平均值，或锅炉出口和池子入口蒸汽温度的平均值(℃)；

T_A——同前。

当计算消化池加热管的全长，热交换器套管的全长及蒸汽吹入量时，其最大耗热量按下列条件考虑。

$$Q_{max}=Q_{1max}+Q_{2max}\cdots\cdots \tag{9-15}$$

4) 污泥加热方法的计算：

① 池外加热法

池外加热时，一般是采用热交换器进行补充热量。通过实际应用，套管式泥水热交换器、螺旋板换热器。一般内管采用不锈钢管，外管采用铸铁管。污泥在内管流动，流速一般采用1.5～2.0m/s。热水在内外两层套管中与内管污泥向相反的方向流动，热水流速一般采用1.0～1.5m/s。这种方法设备费用虽较高，但因污泥与热水都是强制循环，传热系数较高。由于设备置于池外，清扫和修理比较容易(见图9-46)。

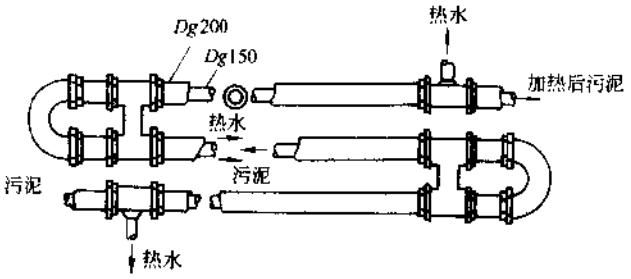


图 9-46 套管式泥—水热交换器

套管的长度用式(9-16)求得：

$$L=\frac{Q_{max}}{\pi DK\Delta T_m}\times 1.4 \tag{9-16}$$

式中　L——套管的总长(m)；

Q_{max}——污泥消化池最大的耗热量(W)；

D——内管的外径(m)；

K——传热系数，约 698W/(m²·℃)；

K 值也可按下式计算

$$K=\frac{1}{\frac{1}{\alpha_1}+\frac{1}{\alpha_2}+\frac{\delta_1}{\lambda_1}+\frac{\delta_2}{\lambda_2}}\quad[\mathrm{W/(m^2\cdot ℃)}] \tag{9-17}$$

其中　α_1——加热体至管壁的热转移系数，一般可选用 3373W/(m²·℃)；

α_2——管壁至被加热体的热转移系数，一般可选用 5466W/(m²·℃)；

δ_1——管壁厚度(m)；

δ_2——水垢厚度(m)；

λ_1——管子的导热系数[W/(m·℃)]；钢管为 45～58，一般选用平均值；

λ_2——水垢导热系数[W/(m·℃)]，一般选用 2.3～3.5；当计算新换热器时，$\frac{\delta_2}{\lambda_2}$可不计，而对该式乘以 0.6，进行校正；

ΔT_m——平均温差的对数(℃)，

$$\Delta T_m=\frac{\Delta T_1-\Delta T_2}{\ln\frac{\Delta T_1}{\Delta T_2}} \tag{9-18}$$

其中　ΔT_m——平均温度的对数(℃)；

ΔT_1——热交换器入口的污泥温度(T_s)和出口的热水温度(T'_w)之差(℃)；

ΔT_2——热交换器出口污泥温度(T'_s)和入口热水温度(T_w)之差(℃)。

如果污泥循环量为 Q_s(m³/h)，热水循环量为 Q_w(m³/h)，T'_s 及 T'_w 可按式(9-19)、式(9-20)计算：

$$T'_s=T_s+\frac{Q_{max}}{Q_s\times 1000}\quad(℃) \tag{9-19}$$

$$T'_w=T_w-\frac{Q_{max}}{Q_w\times 1000}\quad(℃) \tag{9-20}$$

式中　T_w——一般采用 60～90℃。

所需的热水量 Q_w，当为全日供热时，按式(9-21)计算：

$$Q_w=\frac{Q_{max}}{(T_w-T'_w)\times 1000}\quad(\mathrm{m^3/h}) \tag{9-21}$$

式中　Q_w——所需热水量(m³/h)；

$(T_w-T'_w)$——一般采用 10℃左右；

Q_{max}、T_w、T'_w 均同前。

② 直接注入蒸汽的方法：直接往污泥中注入高温蒸汽的方法，设备投资省，操作简单。由于能够充分利用汽化热和冷凝水的热量，所以热效较高。局部污泥虽有过热现象，会使厌气菌暂时受到抑制，但以后繁殖很快，能立即恢复代谢作用，尚未发现危害。由于增加了冷

凝水，消化池的容积一般需增加5%～7%。蒸汽锅炉的用水需随时补充软化水。

注入的蒸汽量按式(9-22)计算：

$$G=\frac{Q_{max}}{I-I_D}\quad(kg/h);\tag{9-22}$$

式中 G——蒸汽量(kg/h)；

Q_{max}——污泥消化池最大耗热量(kJ/h)；

I——饱和蒸汽的含热量(kJ/kg)，见表9-15；

I_D——消化温度的污泥含热量(kJ/kg)，其数值可与污泥温度相同。

饱和蒸汽的含热量 表9-15

温 度(℃)	绝对压力(kPa)	含热量(kJ/kg)	温 度(℃)	绝对压力(kPa)	含热量(kJ/kg)
100	103.3	2674.7	160	630.2	2757.6
110	146.1	2690.2	170	807.6	2763.8
120	202.5	2705.2	180	1022.4	2777.7
130	275.4	2719.5	190	1279.9	2786.0
140	368.5	2733.3	200	1585.6	2792.7
150	485.4	2745.8			

用蒸汽直接加热时，其蒸汽管道在伸入污泥前应设止回阀，防止污泥倒流入蒸汽管道内。

用蒸汽直接加热污泥消化池的方法中，又有低压蒸汽喷射法和高压蒸汽喷射法两种。

低压蒸汽喷射法，是在进入消化池的污泥压力管上，装有污泥射流器，在其负压区，接入压力为50kPa的蒸汽管段。利用这一负压，使蒸汽均匀地分散在污泥中。此法最适用于在新鲜污泥送入消化池中连续预热。

高压蒸汽喷射法，是将蒸汽直接喷入消化池污泥面以下很深的地方，蒸汽流速大，压力高，效率也高。

所有的加热污泥管道，应留有用高压水或蒸汽清扫的连接口。洗管时排出的污泥，应有妥善的出路。

5）锅炉供热设备的选用及热的输送：

① 当选用热水锅炉时，锅炉的加热面积按式(9-23)计算：

$$F=1.28\sim1.40\frac{Q_{max}}{E}\tag{9-23}$$

式中 F——锅炉的加热面积(m^2)；

Q_{max}——最大耗热量(W)，包括提高新鲜污泥温度的耗热量、池体的耗热量、加热管、热交换器等散发的热量等；

E——锅炉加热面的发热强度(W/m^2)，根据锅炉样本采用；

1.28～1.4——热水供应系统的热损失系数，对于下行式系统，配水和回水干管敷设在管沟内时，采用1.28；敷设在不采暖的地下室时，采用1.4。对于上行式系统，回水干管敷设在管沟内时，采用1.34；敷设在不采暖的地下室时，采用1.4。

在实际设计中，往往可以根据制备热水所需的热量，再乘以热水供应系统的热损失系数，通过计算，直接从样本中选用锅炉，而不必计算出F值。

② 当选用蒸汽锅炉时，锅炉容量按式(9-24)计算：

$$G_l = \frac{G(I - I_1)}{l} \tag{9-24}$$

式中　G_l——锅炉容量(即蒸发量)(kg/h)；

G——实际蒸发量(kg/h)，按式(9-25)计算：

$$G = \frac{Q_{max}}{I_2} \times 1.4 \sim 1.5 \tag{9-25}$$

其中　Q_{max}——最大耗热量(W/h)，同前；

I_2——常压时锅炉产生蒸汽的含热量(J/kg)；

I——饱和蒸汽的含热量(J/kg)；

I_1——锅炉给水的含热量(J/kg)；其数值可与给水的温度相同；

l——常压时100℃的水汽化热(J/kg)，(为2256J/kg)。

③ 锅炉台数宜在2台以上，以免发生故障或定期检查时完全停止供热。

④ 锅炉的燃烧、温度、给水等操作，有条件时最好能自动控制。

⑤ 锅炉房的工艺布置、结构要求，应按有关技术规定设计，并应尽量设在消化池附近。但必须保持防火、防爆距离。

⑥ 锅炉用水，应根据水质情况，设置软化装置。

⑦ 在蒸汽管道中，为了不使分离出的冷凝水倒流，蒸汽管道应按与蒸汽流动方向相同的坡度安装。管内的压力也可用来输送冷凝水，沿管道应设排除冷凝水的措施。

加热管由于温度升高，发生热膨胀，引起管道伸缩或偏心，应设置伸缩管。

⑧ 当锅炉停止工作时，蒸汽管内出现负压，污泥会倒入管内，应设置真空破坏阀。

6) 保温措施：

为了减少消化池、热交换器及热力管道外表面的热损失，一般均应敷设保温结构。

消化池的池盖、池壁、池底的主体结构，一般均为钢筋混凝土，热交换器等为钢板制品。保温层一般均设在主体结构层的外侧，保温层外设有保护层，组成保温结构。

凡是导热系数小，密度较小，并具有一定机械强度和耐热能力，而吸水性小的材料，一般均可作为保温材料，常用的有泡沫混凝土、膨胀珍珠岩等。最近已采用聚苯乙烯泡沫塑料、聚氨酯泡沫塑料等作保温材料。

消化池保温结构，采用二种以上的保温材料时，其传热系数应按前列的公式计算。

$$K = \frac{1.16}{\frac{1}{\alpha_1} + \Sigma\frac{\delta}{\lambda} + \frac{1}{\alpha_2}} \quad [W/(m^2 \cdot ℃)] \tag{9-26}$$

保温结构的总厚度，应使热损失不超过允许数值。K 值≤1.16W/(m²·℃)时，说明保温良好。

在计算消化池的保温层的厚度时，应将消化池分为几部分，即池盖、池壁与空气接触部分、池壁与土壤接触部分、池底与土壤接触部分、池底与地下水接触部分，分别按本部分钢筋混凝土厚度及保温层厚度计算传热系数 K 值，按不超过一定的允许值，最后决定保温层厚度。固定盖消化池各部分的传热系数，当能满足以下数值时，其保温结构厚度认为是满意的。各部分传热系数允许值：

池盖 $K \leqslant 0.8W/(m^2 \cdot ℃)$

池壁 $K \leqslant 0.7W/(m^2 \cdot ℃)$

池底 $K \leqslant 0.52W/(m^2 \cdot ℃)$

固定盖形式的消化池，池体为钢筋混凝土时，其各部保温材料的厚度也可按下式简化计算。

$$\delta_B = \frac{1000\frac{\lambda_B}{K} - \delta_G}{\frac{\lambda_G}{\lambda_B}} \quad (mm) \tag{9-27}$$

式中 δ_B——保温材料的厚度(mm)；

λ_G——池顶、池壁及池底部分钢筋混凝土的导热系数(W/m·℃)；

K——各部传热系数允许值(W/m²·℃)；

δ_G——各部钢筋混凝土结构厚度(mm)；

λ_B——保温材料导热系数(W/m·℃)。

热交换器及热力管道的保温结构，国内已有通用图纸，一般可参见"全国通用动力设施标准图"，包括"热力设备保温图集(R104)"和"热力管道保温图集(R401)"。

选用保温材料时，首先应考虑介质温度，再决定保温材料制品及粘结剂的种类。消化池一般可选用低温用的保温材料。保温材料的导热系数低，不仅保温效果好，而且用料也少。新型轻质保温材料目前应用日益增多，但这些保温材料有的易被压实，或收缩变形，影响保温性能。轻型保温结构，热惰性小，受外界温度变动的影响较大，设计其厚度时，较计算值应适当留有富余。

保护层的作用，是为了避免外部的水蒸气、雨水以及潮湿泥土中水分进入保温材料，增加导热系数，降低保温效果，避免保温材料遭受机械损伤，同时可使外表平正，美观，便于涂色。常用的有石棉砂浆抹面、砖墙、金属铁皮、铝皮、铝合金板及压形彩色钢板等。

9.5.4 消化池设计一般规定

(1) 新鲜污泥量：二级处理的城市污水处理厂的新鲜污泥，一般包括初沉污泥及活性污泥，其污泥量视水质性质，处理工艺的类型及污泥含水率而变化。一般是按人口当量计算产生的污泥量，或以去除的污染物质的百分率来计算产生的污泥量(详见第6章)。

(2) 污泥性质：新鲜污泥和消化污泥的性质，可用物理、化学或生物特性表示。物理性质包括含水率、挥发性固体、密度、色、臭、流动性和可塑性等。化学性质包括总氮、磷、蛋白质、碳水化合物、脂肪、碱度、挥发性脂肪酸、pH值等，以及卫生指标大肠杆菌、细菌、蛔虫卵等。各类污泥性质的有关数据相差很大，设计时应做水质化验或借鉴类似污水的实测资料，进行具体分析。

(3) 消化池投配率和消化天数：当中温消化时池中温度控制在33～36℃，最佳温度35℃，其消化的停留天数根据进泥的含水率及要求有机物分解的程度而定，一般为25～30d，即总投配率为3%～4%。当采用两级消化时，一级消化池与二级消化池的停留天数的比值，可采用1:1，2:1或3:2。当新鲜污泥含水率为96%～97%，要求污泥中的有机物经厌氧消化后分解50%以上时，总消化天数一般采用25～30d。当一级消化池的产气率为总产

气率的90%，二级消化池的产气率为剩余的10%时，其消化天数的比值一般采用2:1。

(4) 污泥浓度：进入消化池的新鲜污泥含水率，应尽量减少，即加入消化池的污泥应尽可能地进行浓缩，一方面可以减少消化池的容积，降低耗热量，另一方面可以提高污泥中的甲烷菌浓度，加速并提前生化反应。虽然希望投配较浓的污泥，但根据污泥中有机物的含量，及污泥泵抽送的困难和保持消化池的充分混合要求，污泥固体含量设计值采用3%～4%，目前最大可行的污泥固体浓度范围为10%～12%。二级消化后的污泥含水率一般可达92%左右。

9.5.5　消化池池体各部设计参数

(1) 池子的数目与大小：为了防止检修时全部污泥停止厌气处理，消化池的数量应至少设计为两座。消化池的有效容积，按照每天加入污泥量及污泥投配率进行计算

$$V=\frac{V'}{P}\times 100\quad (\mathrm{m}^3) \tag{9-28}$$

式中　V'——新鲜污泥量(m^3/d)；

P——污泥投配率(%)。

每座消化池的有效容积：

$$V_0=\frac{V}{n}\quad (\mathrm{m}^3) \tag{9-29}$$

式中　n——消化池座数。

每座消化池的大小，可根据运转方式、要求的机动性、结构和基础的考虑而决定。一般每座消化池的容积：小型消化池为2500m^3以下；中型消化池为5000m^3左右；大型消化池为10000m^3以上。当为圆柱形消化池时，其直径一般为6～35m，柱体部分的高度约为直径的1/2，总高与直径之比约为0.8～1.0。池子的直径很少大于35m。池底坡度一般采用8%。

(2) 池顶：常用的固定盖池顶，为一弧形穹顶，或为截圆锥形。池顶中部装集气罩，通过管道与沼气贮气柜直接连通，防止产生负压，池顶至少应装有两个直径为0.7m的人孔。工作液位与池子圆柱部分的墙顶之间的超高，可以低到小于0.3m。为防止固定盖因超高不够而受内压，池顶遭到破坏，池顶下沿应装有溢流管。

(3) 管道布置：消化池附设的管道有污泥管、排上清液管、溢流管、取样管等。污泥管包括进泥管、出泥管、循环搅拌管。一般消化池的进泥口布置在泥位上层，其进泥点及进泥口的形式应有利于搅拌均匀，破碎浮渣。小型池一般应为一根进泥管，大型池需要二根以上的进泥管。出泥口布置在池底中央或在池底分散数处，大型池子在池底以上不同高度再设1～2处。排空管可与出泥管合并使用，也可单独设立。当用泵循环搅拌污泥，或进行池外加热时，进泥口及出泥口的位置应考虑有利于混合均匀。污泥管的最小直径为150mm。为了能在最适当的高度除去上清液，可在池子的不同高度设置若干个排出口，最小管径为75mm。溢流管的溢流高度，必须考虑是在池内受压状态下工作。在非溢流工作状态时或池内泥位下降时，溢流管仍需保持泥封状态，避免消化池气室与大气连通。溢流管最小管径为200mm。取样管一般设置在池顶，最少为两个，一个在池子中部，一个在池边。取样管的长度最少应伸入最低泥位以下0.5m，最小管径为100mm。各种管道的布置取决于消化池的池型及工艺设计。管道必须牢固地架在池子上，而且应尽量保持整齐，安装简单，管材应

考虑耐腐蚀,同时应做防腐处理。

一般应备有清洗水或蒸汽的进口及清理污泥管道的设备。

排出的上清液及溢流出泥,应重新导入初次沉淀池进行处理。设计沉淀池时应计入此项污染物。

(4) 消化池的清扫:为了维持消化池的设计容积,设计中应包括定期清扫砂子的设备。应能临时将砂子以上的污泥抽送到另一座消化池,或其他贮存设备中,借助高压水冲洗池底的砂子,用泵抽空,进行处置。冲洗水的压力应大于 0.7MPa。

消化池池顶中心工作孔最小直径为 1.5m,侧墙和池底的交接处设置直径 0.6～1.0m 的工作孔,必要时也可利用以上两处工作孔清除积砂。井盖宜用铸铁制成,用耐腐蚀的螺栓固定。

(5) 消化池的构造:消化池的池体要求不渗水,一般采用钢筋混凝土结构。其气室部分应不漏气,需敷设耐腐蚀的涂料或衬里,其下沿应深入最低泥位 0.5m 以下。为了减少池子的热损耗,在池子的周壁及池盖需采取保温措施。若有条件,消化池池体可采用覆土保温方法,可降低工程造价,但占地较大。有条件时,消化池池底应位于地下水位以上,以减少热损耗。当位于地下水位以下时,池底以外宜采用隔水层。

9.5.6 消化池计算示例

【例 1】 已知一城市污水处理厂,初沉污泥量为 $313m^3/d$,剩余活性污泥量经浓缩后为 $180m^3/d$,其含水率均为 96%,采用中温两级消化处理。消化池的停留天数为 30d,其中一级消化池为 20d,二级消化池为 10d。消化池控制温度为 33～35℃,计算温度为 35℃。新鲜污泥年平均温度为 17.3℃,日平均最低温度为 12℃。池外介质为空气时,全年平均气温为 11.6℃,冬季室外计算气温,采用历年平均每年不保证 5d 的日平均温度 -9℃。池外介质为土壤时,全年平均温度为 12.6℃,冬季计算温度为 4.2℃。一级消化池进行加温、搅拌,二级消化池不加热,不搅拌。均为固定盖型式。试计算消化池的各部尺寸。

【解】 (1) 消化池容积计算:

一级消化池总容积:

$$V=\frac{313+180}{\frac{5}{100}}=9860m^3$$

采用 4 座一级消化池,则每座池子的有效容积为

$$V_0=\frac{V}{4}=\frac{9860}{4}=2465m^3,取\ 2500m^3$$

消化池直径 D 采用 18m(参见图 9-47)。

集气罩直径 d_1 采用 2m。

池底下锥底直径 d_2 采用 2m。

集气罩高度 h_1 采用 2m。

上锥体高度 h_2 采用 3m。

消化池柱体高度 h_3 应 $>\frac{D}{2}=9m$,采用 10m。

下锥体高度 h_4 采用 1m。

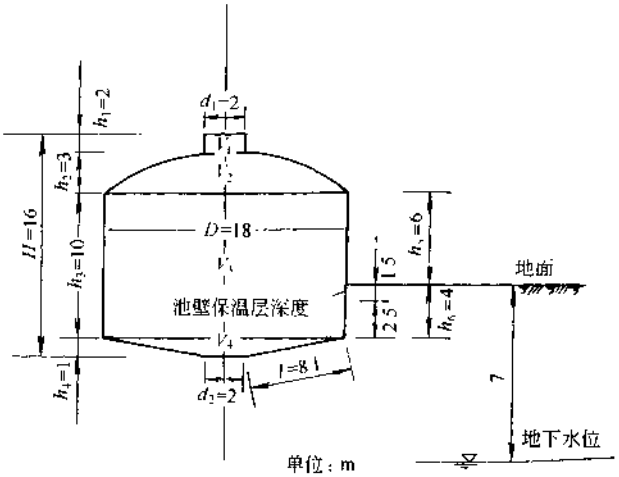


图 9-47　消化池

则消化池总高度为

$$H=h_1+h_2+h_3+h_4=2+3+10+1=16\text{m}$$

消化池各部分容积的计算：

集气罩容积为

$$V_1=\frac{\pi d_1^2}{4}h_1=\frac{3.14\times 2^2}{4}\times 2=6.28\text{m}^3$$

弓形部分容积为

$$V_2=\frac{\pi}{24}h_2(3D^2+4h_2^2)$$

$$=\frac{3.14}{24}\times 3(3\times 18^2+4\times 3^2)=395.6\text{m}^3$$

圆柱部分容积为

$$V_3=\frac{\pi D^2}{4}\times h_3=\frac{3.14\times 18^2}{4}\times 10=2543.4\text{m}^3$$

下锥体部分容积为

$$V_4=\frac{1}{3}\pi h_4\left[\left(\frac{D}{2}\right)^2+\frac{D}{2}\times\frac{d_2}{2}+\left(\frac{d_2}{2}\right)^2\right]$$

$$=\frac{1}{3}\times 3.14\times 1(9^2+9\times 1+1^2)=95.3\text{m}^3$$

则消化池的有效容积为

$$V_0=V_3+V_4=2543.4+95.3=2638.7>2465\text{m}^3$$

二级消化池总容积为

$$V=\frac{V'}{P}=\frac{313+180}{\frac{10}{100}}=4930\text{m}^3$$

采用两座二级消化池，每两座一级消化池串联一座二级消化池，则每座二级消化池的有效容积为

$$V_0=\frac{V}{2}=\frac{4930}{2}=2465\text{m}^3\text{,取 }2500\text{m}^3$$

二级消化池各部尺寸同一级消化池。

(2) 消化池各部分表面积计算：

池盖表面积：集气罩表面积为

$$F_1=\frac{\pi}{4}d_1^2+\pi d_1h_1=\frac{3.14}{4}\times2^2+3.14\times2\times2=15.7\text{m}^2$$

池顶表面积为

$$F_2=\frac{\pi}{4}(4h_2^2+D)=\frac{3.14}{4}(4\times3^2+18)=42.39\text{m}^2$$

则池盖表面积共为

$$F_1+F_2=15.7+42.4=58.1\text{m}^2$$

池壁表面积为

$$F_3=\pi Dh_5=3.14\times18\times6=339.1\text{m}^2\text{(地面以上部分)}$$

$$F_4=\pi Dh_6=3.14\times18\times4=226.1\text{m}^2\text{(地面以下部分)}$$

池底表面积为

$$F_5=\pi l\left(\frac{D}{2}+\frac{d_2}{2}\right)=3.14\times8.1(9+1)=254.3\text{m}^2$$

(3) 消化池热工计算：

1) 提高新鲜污泥温度的耗热量：中温消化温度 $T_D=35℃$

新鲜污泥年平均温度为

$$T_s=17.3℃$$

日平均最低温度为

$$T_s=12℃$$

每座一级消化池投配的最大生污泥量为

$$V''=2500\times5\%=125\text{m}^3/\text{d}$$

则全年平均耗热量为

$$Q_1=\frac{V''}{24}(T_D-T_s)\times1000=\frac{125}{24}(35-17.3)\times1000\times1.163=107214\text{W}$$

最大耗热量为

$$Q_{1max}=\frac{125}{24}(35-12)\times1000\times1.163=139318\text{W}$$

2) 消化池池体的耗热量：消化池各部传热系数采用：池盖 $K=0.8\text{W}/(\text{m}^2\cdot℃)$

池壁在地面以上部分为

$$K=0.7\text{W}/(\text{m}^2\cdot℃)$$

池壁在地面以下部分及池底为

$$K=0.52\text{W}/(\text{m}^2\cdot℃)$$

池外介质为大气时，全年平均气温为

$$T_A=11.6℃$$

冬季室外计算温度为

$$T_A = -9℃$$

池外介质为土壤时，全年平均温度为 $T_B = 12.6℃$，冬季计算温度 $T_B = 4.2℃$。池盖部分全年平均耗热量为

$$Q_2 = FK(T_D - T_A) \times 1.2 = 58.1 \times 0.7(35 - 11.6) \times 1.2 \times 1.163$$
$$= 1328W$$

最大耗热量为

$$(Q_2)_{max} = 58.1 \times 0.7[35 - (-9)] \times 1.2 \times 1.163 = 2497W$$

池壁在地面以上部分，全年平均耗热量为

$$Q_3 = FK(T_D - T_A) \times 1.2 = 339.1 \times 0.6(35 - 11.6) \times 1.2 \times 1.163$$
$$= 6648W$$

最大耗热量为

$$(Q_3)_{max} = 339.1 \times 0.6[35 - (-9)] \times 1.2 \times 1.163$$
$$= 12494W$$

池壁在地面以下部分，全年平均耗热量为

$$Q_4 = FK(T_D - T_A) \times 1.2 = 226.1 \times 0.45(35 - 12.6) \times 1.2 \times 1.163$$
$$= 3181W$$

最大耗热量为

$$(Q_4)_{max} = 226.1 \times 0.45(35 - 4.2) \times 1.2 \times 1.163 = 4373W$$

池底部分，全年平均耗热量为

$$Q_5 = FK(T_D - T_B) = 254.3 \times 0.45(35 - 12.6) \times 1.2 \times 1.163$$
$$= 3577W$$

最大耗热量为

$$(Q_5)_{max} = 254.3 \times 0.45(35 - 4.2) \times 1.2 \times 1.163 = 4920W$$

每座消化池池体，全年平均耗热量为

$$Q_x = 1328 + 6648 + 3181 + 3577 = 14734W$$

最大耗热量为

$$Q_{max} = 2497 + 12494 + 4373 + 4920 = 24284W$$

3) 每座消化池总耗热量，全年平均耗热量为

$$\Sigma Q = 107214 + 14734 = 121948W$$

最大耗热量为

$$\Sigma Q_{max} = 139318 + 24284 = 163602W$$

(4) 热交换器的计算：消化池的加热，采用池外套管式泥—水热交换器。全天均匀投配。生污泥在进入一级消化池之前，与回流的一级消化池污泥先行混合后再进入热交换器，其比例为 1:2。则生污泥量为

$$Q_{s1} = \frac{125}{24} = 5.2m^3/h$$

回流的消化污泥量为

$$Q_{s2} = 5.2 \times 2 = 10.4m^3/h$$

进入热交换器的总污泥量为

$$Q_s = Q_{s1} + Q_{s2} = 5.2 + 10.4 = 15.6\text{m}^3/\text{h}$$

生污泥的日平均最低温度为

$$T_s = 12℃$$

生污泥与消化污泥混合后的温度为

$$T_s = \frac{1 \times 12 + 2 \times 35}{3} = 27.33℃$$

热交换器的套管长度按下式计算：

$$L = \frac{Q_{max}}{\pi DK\Delta T_m} \times 1.2$$

热交换器按最大总耗热量计算：

$$Q_{max} = 163601\text{W}$$

内管管径选用 $DN60\text{mm}$ 时，则污泥在内管中的流速为

$$v = \frac{15.6}{\frac{\pi}{4} \times 0.06^2 \times 3600} = 1.53\text{m/s}(\text{符合要求})$$

外管管径选用 $DN100\text{mm}$

平均温差的对数 ΔT_m 按下式计算：

$$\Delta T_m = \frac{\Delta T_1 - \Delta T_2}{\ln \frac{\Delta T_1}{\Delta T_2}}$$

式中 ΔT_1——热交换器入口的污泥温度（T_s）和出口的热水温度（T'_w）之差（℃）；

ΔT_2——热交换器出口污泥温度（T'_s）和入口热水温度（T_w）之差（℃）。

污泥循环量 $Q_s = 15.6\text{m}^3/\text{h}$，

则 $$T'_w = T_w - \frac{Q_{max}}{Q_s \times 1000} = 27.33 + \frac{140671.8}{15.6 \times 1000} = 36.35℃$$

热交换器的入口热水温度采用 $T_w = 85℃$。

$T_w - T'_w$ 采用 10℃（见图 9-48）。

则热水循环量为

$$Q_w = \frac{Q_{max}}{(T_w - T'_w) \times 1000} = \frac{140671.8}{(85 - 75) \times 1000} = 14.07\text{m}^3/\text{h}$$

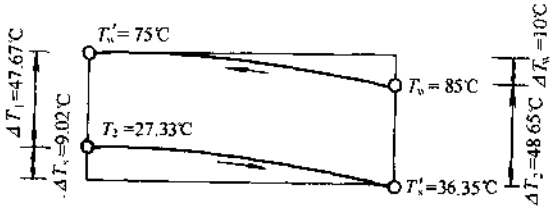


图 9-48 例题附图

核算内外管之间热水的流速为

$$v = \frac{14.07}{\left(\frac{\pi}{4} \times 0.1^2 - \frac{\pi}{4} \times 0.06^2\right) \times 3600} = 0.78\text{m/s}(\text{符合要求})$$

$$\Delta T_1 = 47.67;\ T_3 = 27.33;\ T'_s = 36.35$$

$$T_w = 85℃;\ T'_w = 75℃;\ \Delta T_2 = 48.65℃$$

则
$$\Delta T_m=\frac{\Delta T_1-\Delta T_2}{\ln\frac{\Delta T_1}{\Delta T_2}}=\frac{47.67-48.65}{\ln\frac{47.67}{48.65}}=48.28℃$$

热交换器的传热系数选用 $K=698W/(m^2\cdot℃)$，则每座消化池的套管式泥—水热交换器的总长度为

$$L=\frac{Q_{max}}{\pi DK\Delta T_m}\times1.2=\frac{140671.8}{3.14\times0.06\times600\times48.28}\times1.2=30.93m$$

设每根长 4m，则其根数为

$$n=\frac{30.93}{4}=7.73\text{根，选用 8 根。}$$

(5) 消化池保温结构厚度计算：消化池各部传热系数允许值采用：池盖为

$$K=0.8W/(m^2\cdot℃)$$

池壁在地上部分为

$$K=0.7W/(m^2\cdot℃)$$

池壁在地下部分及池底为

$$K=0.52W/(m^2\cdot℃)$$

池盖保温材料厚度的计算：设消化池池盖混凝土结构厚度为 $\delta_G=250mm$

钢筋混凝土的导热系数为 $\lambda_G=1.55W/(m\cdot℃)$

采用聚氨酯硬质泡沫塑料作为保温材料，导热系数 $\lambda_B=0.023W/(m\cdot℃)$，则保温材料的厚度为

$$\delta_{B盖}=\frac{\frac{\lambda_G}{K}-\delta_G}{\frac{\lambda_G}{\lambda_B}}=\frac{\frac{1.33}{0.7}-0.25}{\frac{1.33}{0.02}}=0.025m=25mm$$

池壁在地面以上部分保温材料厚度的计算：设消化池池壁混凝土结构厚度为 $\delta_G=400mm$

采用聚氨酯硬质泡沫塑料作为保温材料，则保温材料的厚度为

$$\delta_{B壁}=\frac{\frac{\lambda_G}{K}-\delta_G}{\frac{\lambda_G}{\lambda_B}}=\frac{\frac{1.33}{0.6}-0.4}{\frac{1.33}{0.02}}=0.027m=27mm$$

池壁在地面以上的保温材料延伸到地面以下的深度为冻深加 0.5。

池壁在地面以下部分以土壤作为保温层时，其最小厚度的核算：土壤导热系数为 $\lambda_B=1.16W/(m\cdot℃)$

设消化池池壁在地面以下的混凝土结构厚度为 $\delta_G=400mm$，则保温厚度为

$$\delta_{B壁}=\frac{\frac{\lambda_G}{K}-\delta_G}{\frac{\lambda_G}{\lambda_B}}=\frac{\frac{1.33}{0.45}-0.4}{\frac{1.33}{1.0}}=1.96m=1960mm$$

池底以下土壤作为保温层，其最小厚度的核算：消化池池底混凝土结构厚度为 $\delta_G=700mm$

$$\delta_{B底}=\frac{\frac{\lambda_G}{K}-\delta_G}{\frac{\lambda_G}{\lambda_B}}=\frac{\frac{1.33}{0.45}-0.7}{\frac{1.33}{1.0}}=1.7\text{m}=1700\text{mm}$$

地下水位在池底混凝土结构厚度以下，大于 1.7m，故不加其他保温措施。

池盖、池壁的保温材料采用硬质聚氨酯泡沫塑料。其厚度经计算分别为 25mm 及 27mm，均按 27mm 计，乘以 1.5 的修正系数，采用 50mm。

二级消化池的保温结构材料及厚度均与一级消化池相同。

(6) 沼气混合搅拌计算：消化池的混合搅拌采用多路曝气管式(气通式)沼气搅拌。

1) 搅拌用气量：单位用气量采用 $6\text{m}^3/\text{min}\cdot 1000\text{m}^3$ 池容，则用气量 $q=6\text{m}^3/\text{min}\times\frac{2500}{1000}=15\text{m}^3/\text{min}=0.25\text{m}^3/\text{s}$

2) 曝气立管管径计算：曝气立管的流速采用 12m/s，

则所需立管的总面积为 $\frac{0.25}{12}=0.0208\text{m}^2$

选用立管的直径为 $DN60$mm 时，每根断面 $A=0.00283\text{m}^2$，

所需立管的总数则为 $\frac{0.0208}{0.00283}=7.35$ 根，采用 8 根

核算立管的实际流速为

$$v=\frac{0.25}{8\times 0.00283}=11.04\text{m/s}(\text{符合要求})$$

【例 2】 卵形消化池计算实例：已知某城市污水处理厂，初沉污泥量和剩余污泥量为 $1600\text{m}^3/\text{d}$，含水率为 96%，采用中温消化，拟采用卵形消化池，试求消化池各部尺寸。

【解】 (1) 消化池容积计算：消化池总容积，按投配率 5%计算，则消化池总容积：

$$V=\frac{1600}{0.05}=32000\text{m}^3$$

采用 3 座一级消化池，则每座池子的有效容积为

$$V_0=\frac{32000}{3}=10667\text{m}^3$$

设卵形消化池的长短轴比例为 $\frac{1.6}{1}$ 则椭圆体的体积为

$$V=\frac{4\pi}{3}\frac{a}{b}b^3,\text{将}\frac{a}{b}=\frac{1.6}{1}\text{代入左式}$$

$$V=6.702b^3$$

则

$$b=\sqrt[3]{\frac{V}{6.702}}$$

将 $V_0=10667\text{m}^3$ 代入，$b=\sqrt[3]{\frac{10667}{6.702}}=11.68\text{m}$，取 $b=12\text{m}$。

设卵形消化池的短轴总长为 $2b=24$m，以此作图，其底部为 50°角，上部为 45°角，并设定地上部分为 2/3，地下部分为 1/3，最后得出池总高为 42.53m，其中地上部分为 29m，地下部分为 13.53m。(见图 9-49)。上述推求过程及各部体积计算，系为试算，根据所作图形，采用分层切割成圆台，求出每个圆台的容积，叠加而成。也可采用其他数学计算方法求其总容

积。

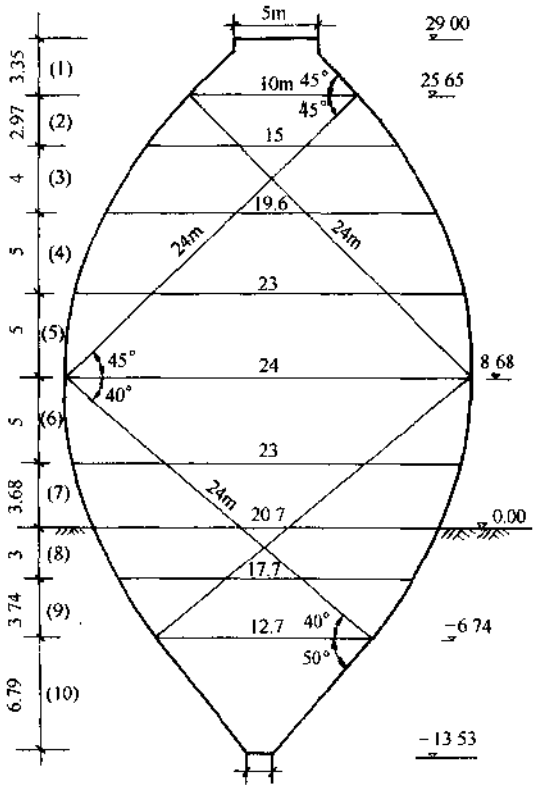


图 9-49　卵形消化池各部尺寸

采用圆台法计算卵形池总容积(近似值)：

$$\Sigma V=\frac{\pi}{3}b(R^2+r^2+Rr)$$

$$V_1=\frac{\pi}{3}3.35(5^2+1.68^2+5\times1.68)=29.5\text{m}^3$$

$$V_2=\frac{\pi}{3}2.97(7.5^2+5^2+7.5\times5)=369.3\text{m}^3$$

$$V_3=\frac{\pi}{3}4(9.8^2+7.5^2+9.8\times7.5)=949.1\text{m}^3$$

$$V_4=\frac{\pi}{3}5(11.5^2+9.8^2+11.5\times9.8)=1785.4\text{m}^3$$

$$V_5=\frac{\pi}{3}5(12^2+11.5^2+12\times11.5)=2169\text{m}^3$$

$$V_6=\frac{\pi}{3}5(11.5^2+12^2+11.5\times12)=2169\text{m}^3$$

$$V_7=\frac{\pi}{3}3.68(11.5^2+10.35^2+11.5\times10.35)=1381.3\text{m}^3$$

$$V_8=\frac{\pi}{3}3(10.35^2+8.85^2+10.35\times8.85)=870.4\text{m}^3$$

$$V_9=\frac{\pi}{3}3.74(8.85^2+6.35^2+8.85\times6.35)=684.9\text{m}^3$$

$$V_{10}=\frac{\pi}{3}6.79(6.35^2+0.75^2+6.35\times0.75)=324.6\text{m}^3$$

$$\Sigma V_1-V_{10}=10732.3\text{m}^3>10667\text{m}^3$$

此值与所求值相近,符合要求。

(2) 池表面积:采用将卵形池切割成圆台,求表面积(近似值),图形同上。

$$\Sigma F=\pi\sqrt{(R-r)^2+h^2}\times(R+r)$$

池顶表面积:池顶 $D=5\text{m}$

$$F_0=\frac{\pi D^2}{4}=\frac{\pi\cdot5^2}{4}=19.6\text{m}^2$$

$$F_1=\pi\sqrt{(5-1.65)^2+3.35^2}\times(5+1.65)=99\text{m}^2$$

$$F_2=\pi\sqrt{(7.5-5)^2+2.97^2}\times(7.5+5)=152.5\text{m}^2$$

$$F_3=\pi\sqrt{(9.8-7.5)^2+4^2}\times(9.8+7.5)=250.8\text{m}^2$$

$$F_4=\pi\sqrt{(11.5-9.8)^2+5^2}\times(11.5+9.8)=353.4\text{m}^2$$

$$F_5=\pi\sqrt{(12-11.5)^2+5^2}\times(12+11.5)=371\text{m}^2$$

$$F_6=\pi\sqrt{(12-11.5)^2+5^2}\times(12+11.5)=371\text{m}^2$$

$$F_7=\pi\sqrt{(11.5-10.35)^2+3.68^2}\times(11.5+10.35)=252.8\text{m}^2$$

$$F_8=\pi\sqrt{(10.35-8.85)^2+3^2}\times(10.35+8.85)=202.3\text{m}^2$$

$$F_9=\pi\sqrt{(8.85-6.35)^2+3.74^2}\times(8.85+6.35)=214.8\text{m}^2$$

$$F_{10}=\pi\sqrt{(6.35-0.75)^2+6.79^2}\times(6.35+0.75)=196.3\text{m}^2$$

池底面积,池底 $D=1.5\text{m}$, $F_{11}=\frac{\pi\times1.5^2}{4}=1.8\text{m}^2$

池地上部分表面积:$\Sigma F_0\sim F_7=1870\text{m}^2$

池地下部分表面积:$\Sigma F_8\sim F_{11}=615\text{m}^2$

总池表面积:$\Sigma F_0\sim F_{11}=2465\text{m}^2$

(3) 池子热工计算:

1) 提高新鲜污泥的热量:

控制温度为 33~35℃,计算温度为 35℃

新鲜污泥量:$1600\text{m}^3/d$

新鲜污泥日平均最低温度 10℃。

提高新鲜污泥所需热量:

$$Q_0=\left(\frac{1600(35-10)\times1000}{24}\right)\times1.163=1938333\text{W}=1938\text{kW}$$

2) 消化池热损失:

① 地上部分:卵形消化池池盖面积占总面积的比例较小,故合并在池体内计算。

池体地上部分的钢筋混凝土壁厚，设定为 $b=0.45\text{m}$，导热系数查表 $\lambda_1=1.40$，池体保温采用聚氨酯泡沫塑料，设定厚度为 $b_2=0.05\text{m}$，导热系数 $\lambda_2=0.02$，室外冬季计算温度 $T_A=-9℃$，传热系数：

$$K=\frac{1}{\frac{b_1}{\lambda_1}+\frac{b_2}{\lambda_2}}=\frac{1}{\frac{0.45}{1.4}+\frac{0.05}{0.02}}=0.355$$

耗热量(地上部分)：

$$Q_1=FK(T_D-T_A)1.2$$

式中　F——地上部分表面积 $=1870\text{m}^2$；

T_D——池温 35℃。

$$Q_1=1870\times0.355[35-(-9℃)]\times1.2\times1.163/1000$$
$$=40.8\text{kW}$$

② 地下部分：池体钢筋混凝土厚度 $b_3=1.1$，查表 9-14 得导热系数 $\lambda=1.4$

传热系数：
$$K=\frac{1}{\frac{b_3}{\lambda}}=\frac{1}{\frac{1.1}{1.4}}=1.273$$

冬季地层计算温度：$T_A=1℃$

耗热量(地下部分)：

$Q_2=FK(T_D-T_A)1.2$，地下部分池表面积 $F=615\text{m}^2$

$$Q_2=615\times1.273(35-1)\times1.2\times1.163/1000=37.1\text{kW}$$

3) 总耗热量：
$$Q=Q_0+Q_1+Q_2$$
$$Q=1938+3(40.8+37.1)=2172\text{kW}$$

4) 锅炉选型：选用沼气锅炉 2 台，锅炉热效率为 91%，

$$所需热能量=\frac{2172}{91\%}=2387\text{kW}$$

选用沼气锅炉 2 台，每台热能 1200kW

5) 热交换器：选用夹套式热交换器，内管走泥，外管走水。

① 热水量计算：热交换器进水温度：$T_1=85℃$

出口温度：
$$T_2=75℃$$

热水循环量：
$$Q_w=\frac{Q}{(T_1-T_2)1000}$$

式中　Q——总耗热量，

$$Q_w=\frac{\frac{2172}{1.163}\times1000}{(85-75)\times1000}=187\text{m}^3/\text{h}$$

选用 4 台热水循环泵(3 用 1 备)，则每台泵

$$Q'_w=\frac{187}{3}=62\text{m}^3/\text{h},H=11\text{m}$$

选用夹套式热交换器 3 组，每组的外管管径为 $DN200\text{mm}$，内管管径 $DN150\text{mm}$，外管流速

$$V_1=\frac{Q'_w}{\left(\frac{\pi D_1^2}{4}-\frac{\pi D_2^2}{4}\right)3600}$$

$$=\frac{62}{\left(\frac{\pi 0.2^2}{4}-\frac{\pi 0.15^2}{4}\right)3600}=1.32\text{m/s}(\text{符合要求})$$

② 污泥加热计算:选用热交换器 3 组,污泥为全日均匀加热。

每组热交换器加热量:

$$Q=\frac{1600}{24\times 3}=22.2\text{m}^3/\text{h}$$

选用进泥泵 4 台(3 用 1 备),规格 $Q_l=23\text{m}^3/\text{h}$,$H=40\text{m}$。

选用污泥循环泵 4 台(3 用 1 备),按热污泥:生污泥=2:1 比例配备,泵规格:

$$Q_2=50\text{m}^3/\text{h},H=15\text{m}$$

管内流速: $$V=\frac{Q_1+Q_2}{\frac{\pi}{4}D^2}=\frac{23+50}{\frac{\pi}{4}0.15^2}=1.12\text{m/s}(\text{合格})$$

生污泥与热污泥的混合温度,即热交换器进泥温度:生污泥计算温度 10℃

热污泥计算温度 35℃

混合温度: $$t_1=\frac{10\times 23+35\times 50}{23+50}=27.12℃$$

热交换器出口温度:

$$t_2=t_1+\frac{Q_{max}}{Q}$$

式中 Q_{max}——每组热交换器的需热量,

$$Q_{max}=\frac{2172}{3}=724\text{kW}$$

Q——泥量,

$$Q=23+50=73\text{m}^3/\text{h}$$

$$t_2=27.12+\frac{724}{73\times 1.163}=27.12+8.53=35.65℃$$

热交换器温度差计算,见图 9-50。

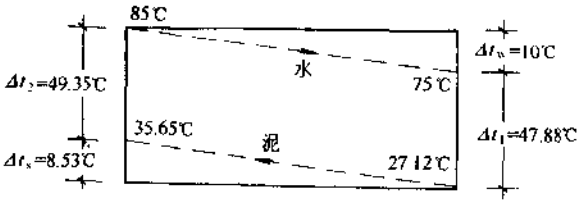


图 9-50 计算图

热交换器对数平均差温度:

$$\Delta t_m=\frac{\Delta t_1-\Delta t_2}{\ln\frac{\Delta t_1}{\Delta t_2}}$$

$$=\frac{(75-27.12)-(85-35.65)}{\ln\frac{75-27.12}{85-35.65}}$$

$=49℃$

热交换器管长(单组):

取热交换器传热系数,$K=698\text{W/m}^2$

$$L=\frac{1.2Q_{max}}{\pi DK\Delta t_m}=\frac{1.2\times724000}{\pi\times0.15\times698\times49}=53.9\text{m}$$

选用单根管长 $L_1=6$m，每组 9 根，共 3 组。

(4) 污泥流程(见图 9-51)：在图 9-51 流程中，主要由三个系统组成：

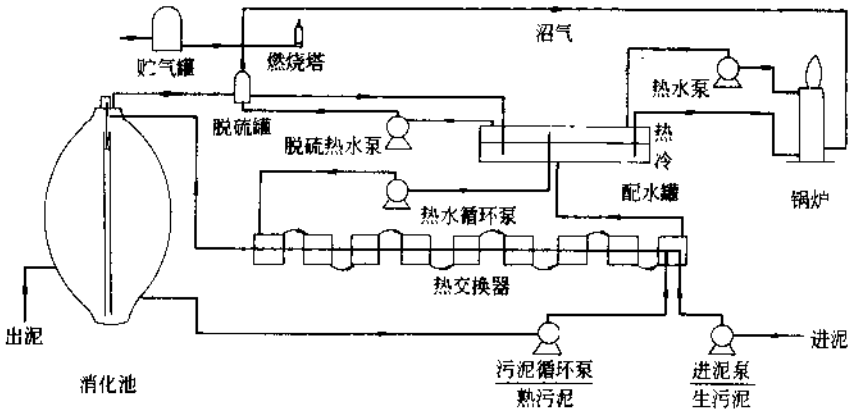


图 9-51　卵形消化池污泥流程

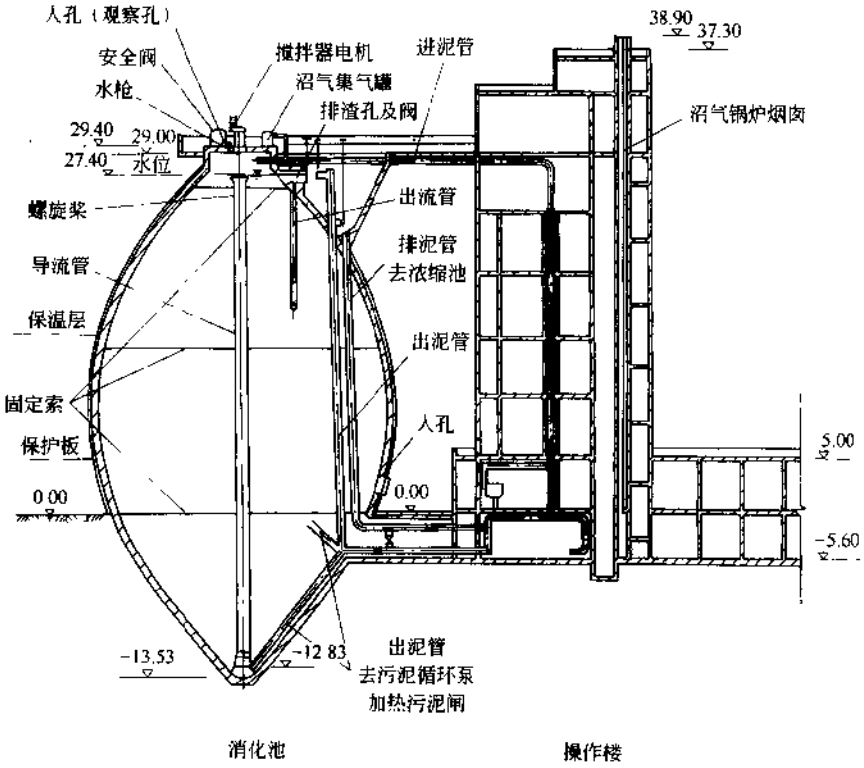


图 9-52　卵形消化池布置剖面

1) 污泥系统。

2) 热水系统。

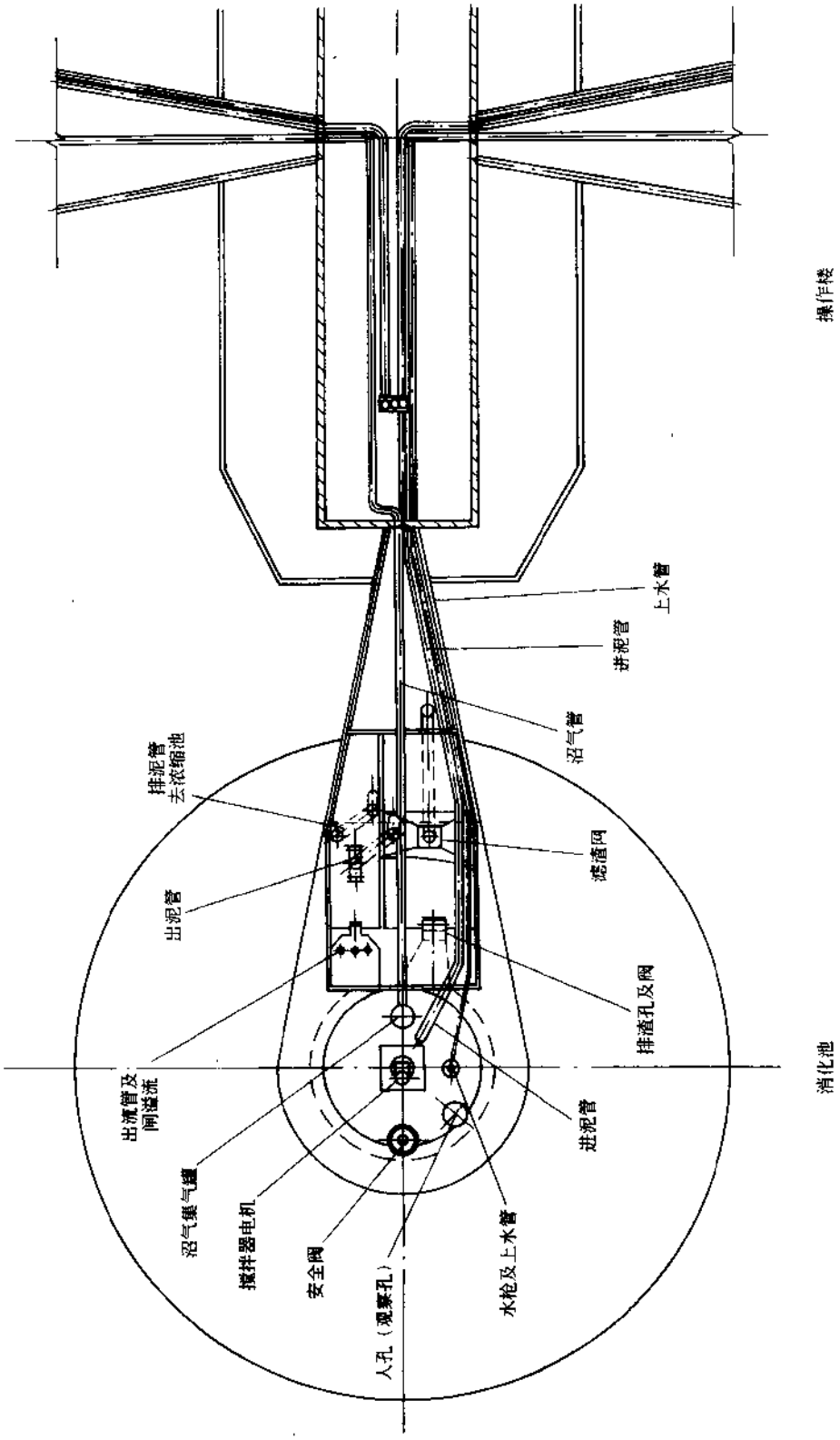


图 9-53 卵形消化池顶层平面

3) 沼气系统。

(5) 消化池搅拌机计算(选用螺旋桨式搅拌机):

1) 污泥量:

$$q=\frac{V}{3600t}$$

式中　V——消化池有效容积 $V=10700\text{m}^3$;

t——搅拌时间,取 3.6h。

$$q=\frac{10700}{3600\times3.6}=0.83\text{m}^3/\text{s}$$

2) 导流管直径:

$$D=\sqrt{\frac{48}{\pi v}}$$

式中　v——导流管流速,取用 $v=1.6\text{m/s}$,

$$D=\sqrt{\frac{4\times0.83}{\pi\times1.6}}=0.8\text{m}$$

3) 螺旋桨直径,取 0.771m。

4) 螺旋桨转速:$V=300\text{r/min}$。

5) 电动机功率:$N=18.5\text{kW}$。

上述各参数来自进口设备,未作实际校核,仅供参考。

(6) 卵形消化池布置(见图 9-52、53、54):

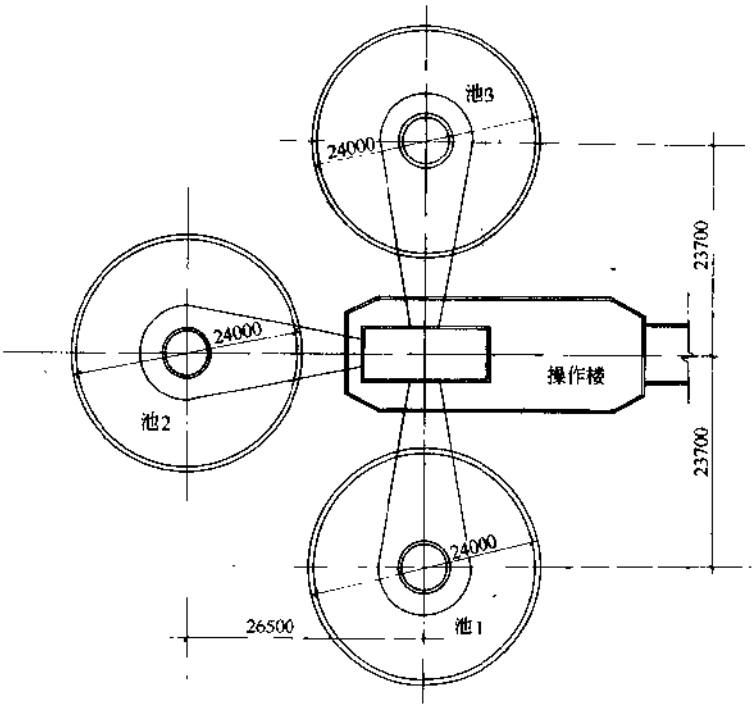


图 9-54　卵形消化池底部平面布置

9.6 好 氧 消 化

9.6.1 好氧消化的工作原理

好氧消化是将初次沉淀池的污泥与二次沉淀池的剩余活性污泥混合后，持续曝气一段时间，其好氧微生物的生长阶段超过细胞合成期，达到自身氧化期即内源呼吸期。在进行内源呼吸的过程中，污泥中的细菌由于缺乏食物而逐渐死亡。这时死亡细菌体内含有的物质最大限度地被用于活细菌的氧分。这一过程一直持续到污泥中细菌的养分全部用完。即污泥中只存在原有的无机非分解物质和细菌体内的非活性物质，如生物难于分解的细胞壁。这时便认为污泥的氧化分解作用停止，污泥也趋于稳定状态。

好氧消化的目的是减少最后要处置的污泥量。污泥量的减少是因为大部分污泥可经氧化转换成为挥发性物质 CO_2、NH_3、H_2。随着污泥中有机物 VSS 的数量减少，同时耗氧量也降至最低。其充氧方式可以用表面曝气机，也可以用鼓风曝气的任何形式(除微孔曝气)。除充氧外，还起搅拌作用，以免污泥发生沉淀，形成死区而产生厌氧消化。

污泥好氧消化处于内源呼吸阶段，细胞质反应方程如下：

$$C_5H_7NO_2 + 5O_2 \longrightarrow 5CO_2 + 2H_2O + NH_3$$

NH_3 经生物氧化生成 NO_3^-，最终反应可表示为下列方程式：

$$\underset{113}{C_5H_7NO_2} + \underset{224}{7O_2} \longrightarrow 5CO_2 + NO_3^- + 3H_2O + H^+$$

可见氧化 1kg 细胞质需氧 224/113≐2kg

在好氧消化中，氨氮被氧化为 NO_3^-，pH 值将降低，故需要有足够的碱度来调节，以便使好氧消化池内的 pH 值维持在 7 左右。参见图 9-55。

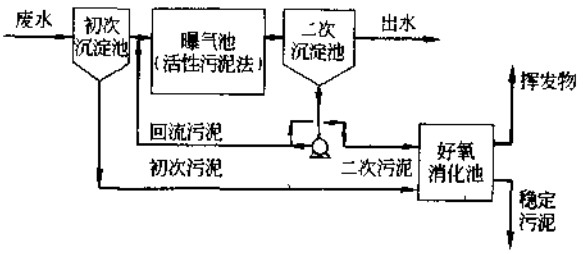


图 9-55 污泥好氧消化装置流程

9.6.2 好氧消化的优缺点

(1) 优点：

1) 污泥在敞开式的消化池中，不需加温和投加任何物质的条件下，对污泥进行曝气，达到自身氧化。因此有机物质的可生物降解部分占 MLVSS 的 80% 被氧化去除，故消化程度高，产泥量少。

2) 好氧消化的污泥生物稳定性比厌氧消化好，稳定后的最终产物没有臭味，不易被破

坏，易于脱水利于处置。

3）消化时间短、反应速度快、构造简单、运行方便、易于管理、基建费比厌氧消化低。

4）上清液 BOD 浓度低，一般为 50～500mg/L。

5）消化污泥的肥分高，易被植物吸收。

6）对有毒物质不敏感，控制比较容易，很适合处理工业废水的污泥。

7）好氧消化是适应性较强的方法，易于操作，并能经得住负荷、pH、温度的变化。因而，适合在中、小型污水处理厂使用。

（2）缺点：

1）不能回收沼气。

2）好氧消化需要长时间曝气、运行能耗高、运行费用高。

3）因好氧消化不加热，所以污泥有机物分解程度随温度波动大。

4）对致病微生物与寄生虫的去除较差。

5）消化后的污泥进行重力浓缩时，其上清液 SS 浓度高。

9.6.3 一 般 规 定

（1）呼吸速率：用呼吸最大速率来表示其好氧消化程度。这一限值为 0.1～0.15kgO_2/(kgVSS·d)。相当于内源呼吸的范围。大于 0.1kgO_2/(kgVSS·d)时，则表示好氧消化过程还未完成；若小于 0.1kgO_2/(kgVSS·d)时，表示好氧消化过程已基本完成。

（2）VSS 去除率：可挥发性悬浮固体 VSS 的去除率，一般以 40%作为评价指标。大于 40%时，表示好氧消化的处理效果较好；低于 40%时，表示好氧消化的处理效果较差。对一般城市污水的初沉污泥，其 VSS 约去除率 50%，对剩余活性污泥的 VSS 去除率一般为 70%左右。

（3）污泥的含水率：直接影响着好氧消化的容积、占地和基建投资以及好氧消化的效果。如果能保证污泥含水率≤98%，泥龄为 17～27d 时，可使可降解挥发性固体（VSS）去除率达到 80%左右。

（4）污泥温度：好氧消化反应过程为放热反应，池内温度高于投入污泥温度，大致在 20～25℃。

（5）停留时间：在 20℃时，对未经与初沉污泥混合的活性污泥为 16～18d。对于混合污泥为 18～22d。若气温低于 15℃，还应适当延长停留时间。

（6）污泥负荷：适当的污泥负荷可以得到较好的消化效果。一般情况污泥负荷为 1.0kgVSS/(m^3·d)左右比较好。

（7）VSS/SS 值：表示污泥中的有机物，污泥总量以 SS 表示。VSS 与 SS 的比值表示污泥中有机物含量的多少。比值高时对好氧消化降解有机物有利。

（8）VSS 去除率与泥龄的关系：泥龄指消化池中挥发固体的重量与每天加入的挥发固体的重量之比。泥龄是决定池容大小的主要设计参数。污泥在完全氧化时 VSS 的最大去除率为 75%，留下其重量的残渣为 25%。泥龄值较高，好氧消化池相应的容积就较大，就有可能氧化 90%以上的可降解 VSS。

（9）VSS 与泥龄的关系：泥龄的长短影响到可降解的挥发性固体的去除率，直接关系到好氧消化的好坏。当泥龄长时，VSS 的去除率就高，当泥龄短时，VSS 去除率则低。所以可

以作出经济分析以决定在消化池中氧化可降解固体物的最佳百分数。

(10) pH 值:在好氧消化过程中,会产生大量 CO_2,使污泥混合液的 pH 值随泥龄的延长而逐渐降低,应注意采取措施。

(11) 好氧消化需要的空气量:应满足两方面的需要:

1) 满足细胞物质自身氧化所需:活性污泥需气量为 $0.9\sim1.2m^3/(h\cdot m^3)$。

初次沉淀池污泥与活性污泥混合时需气量为 $1.5\sim1.8m^3/(h\cdot m^3)$。

2) 满足搅拌混合需气量:活性污泥需气量为 $1.2\sim2.4m^3/(h\cdot m^3)$。

当为混合污泥时需气量不小于 $3.6m^3/(h\cdot m^3)$。故工程设计中,以满足搅拌混合所需空气量计算。

(12) 功率:用表面曝气机充氧,所需功率为 $20\sim33W/m^3$。一般情况,好氧消化池中固体含量低于 2000mg/L 时,可采用 $14\sim20W/m^3$ 的动力;当固体含量高于 2000mg/L 时,需动力 $20\sim40W/m^3$。

(13) 需氧量:可用两种方法表示:

1) 以分解单位重有机物 VSS 表示,一般可取 $2.3kgO_2/kgVSS$。

2) 以单位时间、单位容积需氧量表示:

① 活性污泥取 $1.2\sim2.3m^3/(m^3$ 泥$\cdot h)$。

② 初沉污泥与活性污泥混合 $>3.6m^3/(m^3\cdot h)$。

3) 如以表面曝气机充氧,所需功率为 $20\sim33kW/m^3$。扩散曝气装置采用大气泡装置,其氧的转移效率约为 5%~7%左右。

(14) 污泥吸氧速率:在单位时间内、单位体积的污泥所消耗的氧称为吸氧速率。

污泥的吸氧速率随污泥含水率增高而降低。当污泥含水率降低时,则其吸氧速率增高。

污泥的吸氧速率又随泥龄的延长而降低。反之则高。

(15) 运行方式:分间歇式运行和连续式运行,小型的常设计成间歇式的。大型的一般设计成连续式的。其设施一般在好氧消化池前建有浓缩池。其后建有泥水分离池。其固体负荷不宜超过 $24\sim49kg/(m^2\cdot d)$。排除的浓缩污泥一般含固率为 2%~3%。

(16) 池子的数目及池型:池数以两座以上为好。池形可以建成矩形池或圆形池。池的有效水深常用 3~4m 为标准。采用底坡为 1:12~1:4,因好氧消化易形成较高的泡沫层,因此超高至少为 0.9~1.2m。参见图 9-56~58。

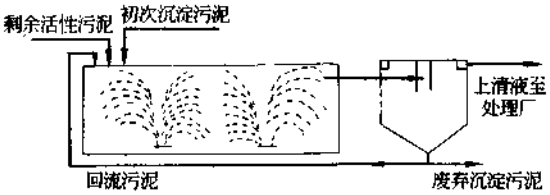


图 9-56 连续式好氧消化池

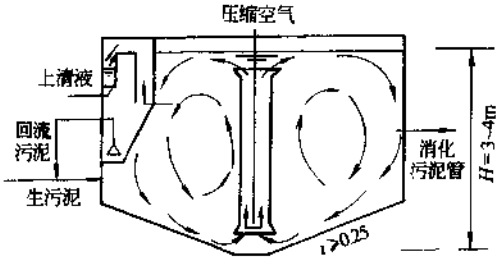


图 9-57 好氧消化池

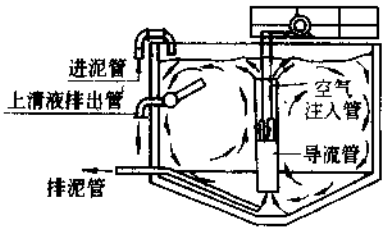


图 9-58 间歇式好氧消化池

(17) 构造:采用水密性好的无盖钢筋混凝土结构。消化池的管路有投配污泥管、排泥管、上清液排除管、溢流管、泄空管等。不满足歇间式还是连续式好氧消化池,其上清液均需排至初次沉淀池或曝气池中。

9.6.4 好氧消化池的构造与工艺设计

(1) 推荐设计参数见表 9-16。

推荐设计参数　　表 9-16

序　号	名　　称	数　值
1	污泥停留时间(d):	
	活性污泥	10～15
	初沉污泥、初沉污泥与活性污泥混合	15～25
2	有机负荷[kgVSS/(m^3·d)]	0.38～2.0
3	空气需要量[鼓风曝气 m^3/(min·m^3)]:	
	活性污泥	0.02～0.04
	初沉污泥、初沉污泥与活性污泥混合	≥0.06
4	机械曝气所需功率(kW/m^3 池容)	0.03
5	最低溶解氧(mg/L)	2
6	温度(℃)	>15
7	挥发性固体去除率(VSS)(%)	50 左右
8	VSS/SS 值(%)	60～70
9	污泥含水率(%)	<98
10	污泥需氧量(kgO_2/去除 kgVSS)	3～4
11	VSS 去除率(%)	30～40

(2) 好氧消化池的构造:与完全混合式活性污泥法曝气池相似。主要构造包括好氧消化室,进行污泥消化;泥液分离室,使污泥沉淀回流并排除和把上清液排除;消化污泥排除管;曝气系统,由压缩空气管,中心导流筒组成,提供氧气并起搅拌作用。消化池底坡 i 应不小于 0.25,水深决定于鼓风机的风压,一般采用 3～4m。

沉淀的污泥送至污泥浓缩装置,上清液送回处理厂首部与原污水一并处理。

消化池的排泥率决定于消化池的固体停留时间。消化池的排泥和上清液的撇除使液位下降,此容积即为投泥容积。

【例】 某城市污水处理厂污水量为 86400m^3/d,采用二级生物处理工艺,对产生的污泥要求好氧消化处理。试设计好氧消化池。

【解】 (1) 污泥:为提高沉淀效果,剩余活性污泥亦进入初次沉淀池,从初沉池排除的污泥含水率按 98%计,经浓缩后污泥含水率以 96%计。

总污泥量包括初沉污泥、剩余活性污泥量:

干污泥为 18000kg/d。

湿污泥为 443m^3/d。

有机物为60%。

(2) 运行方式:采用连续运行。

(3) 停留时间和温度:

$t=20d,20℃$。

(4) 好氧消化池池容计算:

1) 按停留时间计算:池的容积为每天投入的污泥量与消化天数的乘积:

$$V=Qt(m^3)$$

式中 V——好氧消化池所需容积(m^3);

Q——投入到好氧消化池的污泥量(m^3/d);

t——好氧消化池内的停留天数(d)。

则 $V=443\times20=8860m^3$。

2) 按有机负荷计算:

有机负荷取 1.1kgVSS/(m^3·d),

$$V=18000kg/d\div1.1kg/m^3\cdot d=16364m^3$$

按大者取池容为 $16364m^3$,

设池深 $h=5m$,

取4座消化池,每池容积为

$$16364m^3\div4\text{座}=4100m^3$$

则池子直径为 $D=\sqrt{\frac{V\times4}{H\pi}}=\sqrt{\frac{4100\times4}{5\times3.14}}=32.3m$。

考虑到泥液分离室容积,取 $D=33m$。

池的超高取 1.2m;底坡 i 取 0.25。

(5) 供气量计算:由于是初次沉淀池污泥与剩余活性污泥混合的污泥,取空气需要量为 $0.1m^3/(m^3\cdot min)$,采用鼓风曝气。

每池空气量为

$$4100m^3\times0.1m^3/(m^3\cdot min)=410m^3/min$$

共需空气量为 $4\times410=1640m^3/min$

机械曝气所需功率,取 $0.03kW/m^3$ 池

则所需供气功率为

$$N=16364m^3\times0.03kW/m^3=490.92kW,\text{取}491kW。$$

(6) 鼓风机选择:根据风量和压力选择鼓风机:

风量为 $1640m^3/min$。

风压为水深 5m,管道及曝气器阻力损失取 0.5m,

所以鼓风机压力取 60kPa。

选5台低速多级离心鼓风机:

C400-1.7 型,流量为 $400m^3/min$,出口压力为 0.17MPa。

9.7　沼气的收集、贮存及利用

9.7.1　沼气的性质及一般用途

沼气，泛指有机物质通过厌氧分解产生的混合气体。在污水处理厂中，指污泥厌氧消化产生的消化气(或称污泥气)。主要是有机脂肪、蛋白质和碳水化合物。其中脂肪的产气量最大，而且甲烷含量也高。蛋白质产生的沼气，甲烷含量虽高，但数量少。碳水化合物产气量和气体中的甲烷含量都比较低。

就分解速度来分析，碳水化合物为最快，脂肪次之，蛋白质最慢。

污泥中有机物的分解率，一般能达到50%时，则为完全消化。余下的有机物，大部不能再分解，以固体或溶解状态，随上清液及消化污泥排出池外。

污泥按照正常要求的条件：充分搅拌、保持一定温度、含有一定的碳氮比、有毒物质在允许浓度范围内、pH值调正在正常范围内时，则其产气量及气体的成分，决定于污泥的组分及消化时间。

当污泥中含有大量的脂肪时，产气量高，甲烷占的比例也大。

当污泥中为大量碳水化合物时，则产气量低，二氧化碳占的比例提高很多。当消化天数较短时，二氧化碳占的比例还会提高。

污泥中脂肪及蛋白质的含量与人们的生活习惯及食物构成有很大关系，当消化天数按污泥完全消化确定时。则其产气量及气体成分与污泥的组分成一定的关系。

污泥的产气量波动范围较宽，按分解的挥发性有机物计，一般为750～1100kg/kg(干)，或当投入的污泥含水率为96%，产生的沼气量为8～12倍污泥量。气体中的成分，一般甲烷为57%～62%，二氧化碳33%～38%，氢0%～2%，氮0%～6%，硫化氢0.005%～0.01%左右。

当污水中含有工业污水时，其污泥的组分、产气量、气体的成分，有条件时最好经试验确定，或按相同的水质，参用已有的数值。

应引起重视的是H_2S气体，因为H_2S不仅溶于水汽中产生氢硫酸能腐蚀管道和设备，同时还是一种有毒气体。

虽然CH_4和CO_2为无色无味无毒气体，但由于少量的H_2S存在，沼气略有臭味并具有毒性。沼气的热值常在21～25MJ/m^{3}之间，具体取决于其中CH_4的含量。一般来说，其热值高于城市煤气而低于天然气。

沼气的综合利用途径很广泛。其中的CH_4可作为生产四氯化碳或有机玻璃树脂的原料，也可用于制造甲醛；其中的CO_2可用以生产纯碱。这些化工利用途径在国内外都有一定程度的实践。国外一些大型处理厂还将产生的沼气直接与城市煤气并网，或适当去除CO_2，提高CH_4的纯度，使之与城市天然气并网。但到目前为止，沼气的主要利用途径还是在处理厂内进行综合利用，主要包括沼气发电、驱动鼓风机或水泵，以及直接采用沼气锅炉进行污泥加热等方面的用途。

9.7.2　沼气的收集、管道、净化与安全

(1) 沼气管道、除湿及过滤：消化池中产生的沼气从污泥的表面散逸出来，聚集在消化

池的顶部,因此应保持气室的气密性,以免泄漏。同时沼气中含有饱和蒸汽和硫化氢,具有一定的腐蚀性。因此气室还应进行防腐蚀处理,喷涂涂料,或内衬环氧树脂玻璃布等,涂层应伸入最低泥位0.5m以下。

顶部的集气罩应有足够尺寸和高度,对大型消化池,其直径最小为4~5m,高度为2~3m。气体的出气口,至少应高于最高污泥面1.5m。气管上应安装有闸门,同时在集气罩顶部应装有排气管、进气管、取样管、测压管、测温管等,必要时安装冲洗龙头。

沼气出气管最小直径为100mm。管径应按日平均产气量选定。为了减少沼气管道的压力损失,还应按高峰产气量,进行核算,高峰产气量约为平均产气量1.5~3.0倍。在固定盖消化池中,出气管直接与贮气柜连通。中间绝对不允许接燃烧用气的支管。当采用沼气搅拌时,压缩机的吸气管最好与集气罩单独连接。若消化池的出气管中的气体流量包括沼气搅拌循环的流量时,则在管径计算中应加入这部分气量。沼气在管道内的流速,最大为7~8m/s,平均流速采用5m/s左右。管道坡度应顺气流方向,以0.5%进行安装,低点应设凝结水罐,并能排除。一般以人工操作的集水器较有保障。为了尽量减少气体因降温而形成冷凝水,必要时室外的沼气管应进行保温。沼气管道一般采用防腐蚀不锈钢管或塑钢复合管。在沼气管道上的适当地点应设水封罐,以便调整和稳定压力,在消化池、贮气柜、压缩机、锅炉房等构筑物之间起隔绝作用。水封罐也可兼作排除冷凝水之用。水封罐体而积一般为进气管面积的四倍,水封高度为1.5倍气体压力(见图9-59)。

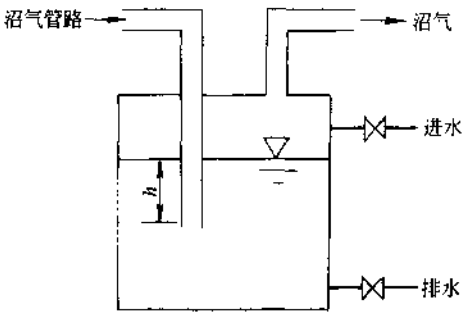


图9-59 水封阻火罐示意

为了安全起见,消化池的气室及气体管道应保证在正压情况下运行。通常3~4kPa。

当计算沼气管道时,其气体流量应考虑变化系数。管道内的气压损失,当采用低压管道时,按式(9-30)计算:

$$H = 10Q^2\gamma L/K^2d^5 \quad (\text{Pa}) \tag{9-30}$$

式中 L——管道长度(m);

d——管径(cm);

γ——在温度为0℃,压力为0.1MPa下的气体密度(kg/m³),与气体组分有关,一般为0.85~1.26kg/m³;

Q——相当于气体密度为$\gamma=0.6$kg/m³时的气体流量(m³/h);

当密度为γ_1时,其当量气量,

$$Q = Q_1\frac{\gamma_1}{\gamma} \tag{9-31}$$

其中 Q_1——密度为γ_1的气体流量(m³/h);

K——摩擦系数,与管材及管径大小有关;

K^2、d^5——可按表9-17查得。

管道的局部损失按式(9-32)计算:

$$h = \xi\gamma\frac{v^2}{2g} \quad (\text{m}) \tag{9-32}$$

K　值　　表 9-17

管径 d(cm)	K 值	K^2d^5	管径 d(cm)	K 值	K^2d^5
1.3	0.45	0.785	6.3	0.55	1997.17
1.9	0.46	5.45	7.5	0.57	7773.76
2.5	0.47	21.59	10.0	0.59	35000.00
3.2	0.48	77.17	12.5	0.63	122070.40
3.8	0.49	190.18	15.0	0.70	372093.83
5.0	0.52	843.75	20.0	0.71	1600000.00

式中　ξ——局部阻力系数；

γ——沼气密度(kg/m^3)；

v——沼气流速(m/s)。

局部损失亦可约略地折合成当量长度(见表 9-18)。

各种管件局部损失当量长度　　表 9-18

管件名称	丁字管	支管	闸门	弯管
当量长度(m)	8.7	1.7	1.1	1.7

沼气中含有 65%的甲烷时，燃烧 1m^3 的沼气需要 6.2m^3 的空气，因此当空气中只要含有 8.6%～20.8%(按体积计)的沼气时，就可能形成爆炸性的混合气体。最大的火焰速率发生在甲烷占 9.6%时。在沼气管道，阀门及其他装置可能逸出沼气的地点，应装设可燃气体报警器。房间内应有足够的换气次数，一般为 8～12 次/h。沼气的容重与空气相同(1.292g/L)，或略轻一些，与其组成有关。因此室内上下均应设置换气孔。所有电气计量仪表、设备、房屋建筑均应按有关规定设置防爆措施。

沼气中常携有一些杂质，尤其在消化池运行初期或消化状态不稳定时杂质较多。因此，进入内燃机前一般应采取过滤措施。在沼气管路上设置滤网或在发动机设备内部设置滤网，并应能定期拆卸清洗。

(2) 气体净化与脱硫：脱硫是将沼气中的 H_2S 去除，否则 H_2S 与水汽形成氢硫酸将对设备及管道造成腐蚀，降低其使用寿命。另外脱硫还可降低大气污染程度，因为 H_2S 随着沼气在发动机或锅炉内燃烧后将转化成 SO_2 被排入大气污染环境。

沼气脱硫装置有干法脱硫及湿法脱硫两种：

1) 干法脱硫：一般采用常压氧化铁法脱硫，选用经过氧化处理的铸铁屑做脱硫剂，疏松剂一般为木屑，放在脱硫箱中，厚约 0.3～0.8m。气体以 0.4～0.6m/min 的速度通过。当沼气中硫化氢含量较低时，气速可适当提高，接触时间一般为 2～3min。硫化氢被铁屑吸收，沼气得以净化，其反应式如下：

$$Fe_2O_3\cdot 3H_2O + 3H_2S \longrightarrow Fe_2S_3 + 6H_2O \tag{9-33}$$

$$Fe_2O_3\cdot 3H_2O + 3H_2S \longrightarrow 2FeS + S + 6H_2O \tag{9-34}$$

再生时，将含硫化铁的脱硫剂取出，洒上水，接触空气，使其氧化，即可再生利用。

$$2Fe_2S_3 + 3O_2 \longrightarrow 2Fe_2O_3 + 6S \tag{9-35}$$

$$4FeS + 3O_2 \longrightarrow 2Fe_2O_3 + 4S \tag{9-36}$$

吸收塔最少应设两组，以便交换使用。脱硫作用在 20～40℃ 时效果最好，设计温度为 25～35℃，脱硫装置应有保温措施。脱硫装置前应有凝结水疏水器。

2）湿式脱硫：这种脱硫装置，由两部分组成，一为吸收塔，一为再生塔。含 2%～3% 的碳酸钠溶液，由吸收塔塔顶向下喷淋，沼气由下而上，逆流接触，除去硫化氢。碳酸钠溶液吸收硫化氢后，经再生塔，通过催化剂，分解硫黄，使其再生，可以反复使用。它的一般反应式为

$$Na_2CO_3 + H_2S \rightleftharpoons NaHS + NaHCO_3 \tag{9-37}$$

此外，还可利用处理厂的出水，对沼气进行喷淋水洗，去除硫化氢。在温度为 20℃，压力为 0.1MPa 时，每立方米水能溶解 $2.3m^3$ 硫化氢。

一般当沼气中硫化氢含量高，且气量较大时，适用湿式脱硫方法，同时还可去除部分二氧化碳，提高沼气中甲烷的含量。如用地面积较小，则可采用干式脱硫装置。其脱硫剂一般需三个月调换一次。

9.7.3 沼气的贮存

由于消化池本身工作状态的波动及进泥泥质和泥量的变化，消化池的产气量也一直处于变化不平衡状态。因此，要保证各用气点的连续均匀供气，所以必须在系统中设置沼气贮柜进行调节，其体积应按需要的最大调节容量决定。当没有此项资料时，一般按平均日产气量的 25%～40%，即 6～10h 的平均产气量计算。

常用的贮存设备为浮动式低压湿式气柜，见图 9-60，另外，一种中、高压干式球形气罐，见图 9-61，其工作压力一般为 0.4～0.6MPa。

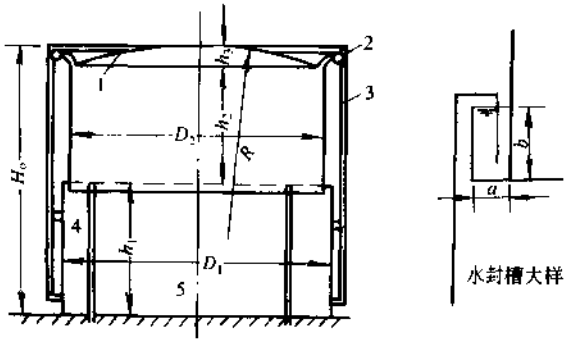


图 9-60 单级湿式贮气柜

1—浮盖帽；2—滑轮；3—外轨；4—导汽管；5—贮气柜；

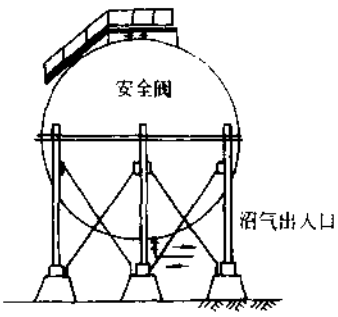


图 9-61 高压式球形罐

为了防止腐蚀，贮气柜内外必须进行防腐处理，一般喷刷防腐涂料或金属喷涂。为了减少阳光照射、气体受热膨胀，贮气柜外面应涂反射性色彩，银灰或淡绿涂料等。

浮动罩的直径与高度的比例，考虑到建筑上的美观，一般为 1.5:1。

浮动罩下的水室，在冬季时应有防冻措施。应设置热水盘管或吹入蒸汽。有干净的余热废水时，应考虑予以利用。

单级湿式贮气柜圆柱部分总高度，按式(9-38)计算：

$$H=\frac{V}{0.785D_1^2}\quad(\mathrm{m})\tag{9-38}$$

式中　V——贮气柜计算容积(m^3)；

D_1——贮气柜平均直径(m)。

贮气柜中的压力按式(9-39)计算：

$$p=\frac{1.273G}{D_1^2}\left[\frac{0.1636g_1(H-h_1)}{D_1^2H}+h_1(1.293-\gamma_1)\right]\times\frac{1}{10}\quad(\mathrm{MPa})\tag{9-39}$$

式中　G——浮盖总重(kg)；

g_1——浮盖伸入水中的柱体部分重量(kg)；

h_1——气柜中气体柱高(m)；

γ_1——气体密度(kg/m^3)。

图 9-60 中 a 及 b 的数值如下：

a 值：小型气柜：$a=200$mm；中大型气柜：$a=250\sim300$mm。

b 值：$b=400\sim600$mm。

9.7.4 消化池的附属设施及仪表装置

(1) 污泥投配池：至少设置两个，其容积可依据来泥量及投配的方式确定，一般为 12h 的贮泥量。池中应设置液位指示仪表，以便控制初沉池污泥和活性污泥的配比，及进入消化池的投配量。需要时可在来泥管处设筛网设备，分离污泥中的纤维等杂物。池子应加盖，并设排气管，引向高空。池内并设溢流管及排除清液管等。

(2) 污泥泵及污泥管道：污泥泵的台数，应根据消化池的布置及运转的方式进行选定，最少为两台。泵型有离心泵及柱塞泵等。电动机一般选用防爆型，按自灌运行设计。

污泥压力管道的最小流速，按表 9-18 设计，经济流速为 0.9～1.5m/s。

污泥压力管最小流速　　表 9-18

管径(mm)	污泥含水率(%)								
	90	91	92	93	94	95	96	97	98
	最小流速(m/s)								
150～250	1.5	1.4	1.3	1.2	1.1	1.0	0.9	0.8	0.7
300～400	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.1	1.0	0.9	0.8

污泥压力管道较长时，应考虑排气措施及修理时的排空设施。

(3) 阀门控制：污泥消化池的各种管线种类繁多，在运转中通过调节各种功能的阀门，达到消化池的正常运行。因此对阀门的选型及布置，必须注意。

沼气管线及其阀门最好能集中在一起，并应尽量减少穿过其他机器设备。

阀门操作间，一般均设置在消化池附近。室内应有良好的通风、照明、排水设施。平面布置应有利于设备的进出、安装、检修。要考虑构筑物的不均匀沉降造成管子损坏的可能。

(4) 沼气压缩机：目前消化池大多采用沼气搅拌，其搅拌气量，是根据搅拌的方式，通过

计算确定。其气体压力,应按静压及沿程损失通过计算确定,常用的气体压缩机有回转式鼓风机及活塞式压缩机。此类压缩机产生的气体流量为一常数。出气中有机油混入气体中,应设除油装置。离心式鼓风机也可压缩沼气,其气量可通过控制进气进行调节,混入气体中的机油量很少,因此可不设除油装置。电动机选用防爆型。

在沼气压缩机进出气管上,除应装有闸阀外,一般还应装设水封罐,以防止回火。

当出气管内壁涂有沥青时,压缩机出口应安装冷却器,将气体温度由 120～200℃ 降至 50℃ 以下。

沼气压缩机房宜单独设置。一般分上下两层,上层为机器间,安装压缩机,下层布置沼气管、消音器、水封罐等。

(5) 浮渣破碎设备:当消化池的液体表面形成浮渣层时,厌气消化受到抑制,产气量就要受到影响,有效容积就要减少,必须采取措施防止浮渣的形成或予以破碎。

浮渣的成分由污水的水质决定,当城市污水混有屠宰、造纸、纤维工厂等工业污水时,极易形成浮渣。必须进行预处理。污水格栅截留的栅渣、沉淀池的浮渣,最好不要回到消化池中,应另行处理。

设计污泥搅拌设备时,应考虑同时能破碎浮渣。

(6) 仪表装置:在消化池中,温度是最重要的控制因素,因此必须经常监测显示。一般常用的是热电阻温度计,放在钢管或不锈钢管内。测点设在池中心或池内壁,在池外任何地方均可得到指示。消化池液位计主要是用以决定污泥的投入量和排出量。当使用浮子液位计时,其设置方法与取样装置相同,在套管内放置浮子,进行测定。由于池内有压力,所以其指示值必须进行修正。当套管有泡沫或浮渣进入时,误差就很大。用吹气法测定液位较为准确。双法兰差压计,电容式液位计等,均可密闭安装于池壁上,并可避免进行内压的修正,有条件时亦可选用。

pH 值一般是定时取泥样测定。

(7) 废气燃烧装置:剩余气体燃烧器,是一种安全装置,要能自动点火和自动灭火。烧掉剩余沼气,以防止污染大气。剩余气体燃烧器和消化池池盖,或贮气柜之间的距离,一般至少需要 15 米,并应设置在容易监视的开阔地区。沼气燃烧产生火焰的传播速度一般在 0.65～0.7m/s 之间,具体取决于沼气中甲烷含量。

9.7.5 沼 气 利 用

(1) 沼气的利用方式:沼气在处理厂内的利用途径主要是作为动力燃料,通过沼气发动机和沼气锅炉加以利用。另外,为避免剩余的沼气直排造成空气污染或产生爆炸危险,一般还应设置废气燃烧器,将剩余沼气烧掉。

沼气发动机有两种具体的利用形式。一种是驱动发电机发电,供给厂内使用或送入电网;另一种是直接驱动鼓风机或污水提升泵,以便节省能源。这两种形式各有利弊,前者的优点是较后者运行灵活,而当用于直接驱动鼓风机或水泵时,发动机一般应能采用双燃料或备份电动机驱动的鼓风机组。另外,两种形式的机械效率不同。沼气发动机的机械效率一般在 20%～30%之间,即沼气中的能量有 20%～30%转化成了电能。发电机-电动机组的机械效率约为 75%,因而采用沼气发电系统时,其总的机械效率约为 15%～23%,即沼气中的能量只有 15%～23%转化成了有效的机械能。当采用发动机直接驱动鼓风机或水泵时,

其总机械效率为20%～30%。对于沼气发动机来说,沼气中的能量除20%～30%转化成了机械能以外,还有30%～35%以热量的形式转化到冷却水中,30%～35%以热量的形式随烟气带走,另有10%为机体本身热损耗和震动能耗。综上所述,沼气中能量的60%～70%转化成了热量。实际中,常将这部分热量继续回收,作为消化池加热的热源。一般来说,通过有效的热交换,冷却水中热量的90%以上、废烟气中热量的60%～70%可被回收用于污泥加热,两者共计47%～55%,即沼气中能量的47%～55%被回收用于污泥加热。可见,沼气中能量的实际总利用效率为67%～85%。以上分析简明地表示为图9-62。

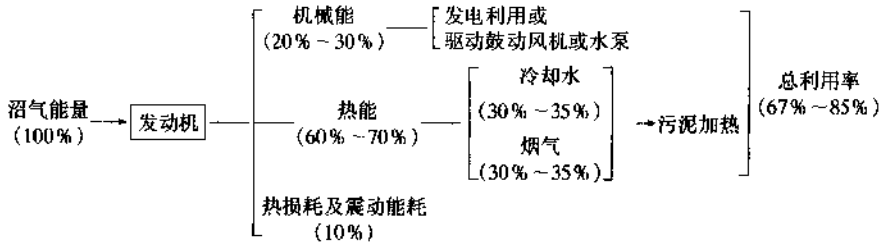


图9-62　沼气发动机系统的能量分配和流向

沼气锅炉的主要用途是为消化污泥加热,可采用热水锅炉,也可采用蒸汽锅炉,主要取决于消化池的加热方式。沼气锅炉的热效率较高,一般在90%以上,即能把沼气中能量的90%转化为热水或蒸汽中的热能对污泥进行加热。

沼气发动机和沼气锅炉这两种沼气利用方式各有利弊,采用何种方式取决于处理厂的具体情况。一般来说,在北方地区,对于典型的城市污水污泥,沼气发动机的余热在春夏秋三季均能满足污泥加热的需要,且有较多的剩余热量;而在冬季却不能满足加热要求,因而还必须另设燃煤锅炉。如采用沼气锅炉,则一年四季均能满足污泥加热需要,但在春秋夏三季均会剩余较多的热量。一些处理厂的沼气系统,既设有沼气发动机,又设有沼气锅炉。在冬季将沼气全部用于沼气锅炉为消化池加热,在春夏秋三季则全部用于沼气发电,这样既可省去燃煤锅炉,又可使沼气得以最大限度地利用。在南方地区,沼气发动机的余热一般可满足一年四季污泥加热所需的热量,因而一般不需设置沼气锅炉。当然,以上只是一般分析,具体还与消化池进泥的泥质及含水率、消化效率以及系统的保温情况等因素有关系,实际中应视情况进行具体分析。

燃气发动机满负荷运转时,比非满负荷运行时单位kJ/h消耗的热量小,因此应尽量满负荷运行。

纯甲烷扣除水蒸气凝结热以后,它本身具有35800kJ/m^3的热值。沼气的热值与所含甲烷的浓度有关。当沼气中含有65%的甲烷时,其热值为$35800\times0.65=23270kJ/m^3$。每1kJ时电能的热值一般按3600kJ计算。则当燃气发动机每消耗1m^3沼气时总热量为23450kJ,转变为机械能的热量为$23450\times30\%=7035kJ$。带动发电机时,其发电能力为$7035\times95.5\%\times\frac{1}{3600}=1.87kW\cdot h$。冷却水中回收的余热为$23450\times27\%=6330kJ$,排出气体中回收的余热为$23450\times14\%=3283kJ$。总计回收余热$6330+3283=9613kJ$。损失的热量为$23450-7035-9613=6802kJ$,占总热量的$6802/23450\times100=29\%$。

各种型号燃气发动机的热效率并不一致。应采用生产厂提供的技术参数来计算热

平衡。

图9-63为一典型的沼气利用系统，主要由沼气发动机、沼气锅炉、湿式气柜、废气燃烧器等部分组成。

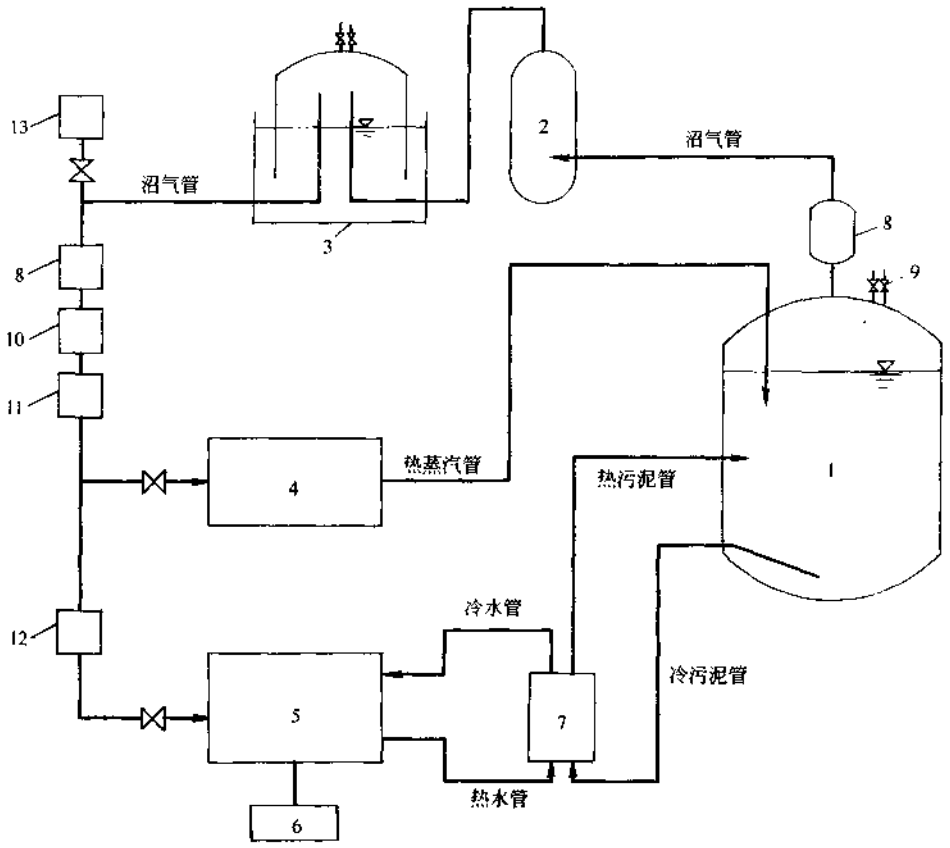


图9-63 典型的沼气利用系统

1—消化池；2—脱硫塔；3—气柜；4—沼气锅炉；5—沼气发动机；6—发电机；7—热交换器；8—凝水器；9—压力安全阀和负压防止阀；10—阻火器；11—粗过滤器；12—细过滤器；13—燃烧器

(2) 沼气的一般用途有以下各项：

1) 烧茶炉和做饭，每人每日约需1.5m^{3}沼气。

2) 烧锅炉，供消化池本身加热及处理厂采暖，每立方米沼气可代替1kg煤。

3) 用来照明，沼气灯每小时耗气0.2m^3，相当60～100烛光。

4) 作汽车的燃料，每立方米沼气约相当于0.7L汽油。

5) 用于纺织厂纱线烧毛。

6) 用苛性钠或苛性钾去掉沼气中的CO_2，使甲烷含量达80%～90%，可代替乙炔进行焊接，能切割10～20mm厚的钢板。

7) 作化工产品的原料：用沼气可制造四氯化碳，为无色液体，是灭火剂、冷冻剂、纤维脱脂剂、溶剂、及粮食杀虫剂的重要化工原料。沼气加氨及氧，合成氢氰酸，再经醇化及酯化，

可合成有机玻璃树脂。此外,经氧化可制取甲醛及甲醇。利用沼气中的 CO_2 可制纯碱或干冰。甲烷在高温和纯氧作用下,分子链被破坏,碳与氢分离,可得出炭黑。

8) 作为动力利用:沼气利用主要为沼气发动机及余热回收。利用沼气发动机可带动鼓风机、水泵、或发电机。同时还可利用沼气发动机的冷却水和废气的热量,给消化池加温或生产热水。其发电量一般可满足二级污水处理厂总耗电量的1/3左右。其余热根据气温变化情况,可部分满足或完全满足消化池的需热量,有时还有剩余。

(3) 沼气发动机的安装及一般设计规定:

1) 排除的废气在135~140℃时,二氧化硫(SO_2)气体凝结,开始生成亚硫酸(H_2SO_3),有腐蚀危险,因此废气余热利用时,不能冷却到170℃以下。

排气用的钢制烟囱,须加保温材料,以防气体凝结,造成腐蚀。

2) 沼气发动机的安装,当布置两台以上时,发动机主轴的间距一般为3.5~5.0m。起重设备的吊钩与发动机主轴距离,一般为3.5~4.0m,按此确定机器间的高度。起重机的吊装能力按最大部件重量考虑。

3) 沼气发动机的机器间必须采取有效的消音措施,排气管也应设消音装置。发电机与发动机安装在同一独立基础上,基础重量一般应大于四倍机器总重。基础底部须配防震器,如防震弹簧或防震橡胶垫等。发动机与发电机之间采用弹性联轴器连接,可以消除90%~95%的振动。机房的墙壁与天花板应铺设吸音板,控制室与机器间应完全隔离,隔墙上的玻璃窗应为双层。

4) 燃料供应系统:各种燃气发动机,对沼气的供给压力有不同要求,当为火花点火式沼气发动机时,其进气压力一般要求为1~2kPa。由消化池的沼气贮气罐直接供给即可。当为压缩点火式双燃料发动机时,必须供给有一定压力的气体,为此沼气要由高压罐供给,或经压缩机加压后供给。其引火燃料油的供给设备与普通柴油发动机相同。需附设贮油池,其容积应按采用柴油作为燃料时,能供给一周以上的用油量。贮油池设置在机房以外。燃油桶一般布置在燃气发动机旁边的地面以下,燃油输送泵的吸油管直接由燃油桶吸取,经齿轮油泵供给燃气发动机。贮油池的出油管直接通向燃油桶,供给燃油。

5) 启动装置:沼气发动机最初发动时必须依靠外力,将其起始转动,才能达到运转。启动方式很多,一般是利用压缩空气启动。对于火花点火式燃气发动机带动的180kW发电机组,启动压力为2.5MPa。附有一台空气压缩机及一台能够连续启动6次的压缩空气瓶。这些设备一般都布置在沼气发动机房内。

6) 冷却系统及余热利用系统的设备,如循环水泵及热交换器等,一般均与消化池的加热设备,统一布置在另一房间内。为了尽量缩短燃气发动机的排气管长度,废气余热利用的热交换器一般布置在发动机的附近。沼气发电机房的设计,一般可参用柴油发电机组的有关规定。

(4) 沼气系统的安全运行:沼气中的 CH_4 是一种易燃易爆气体。当空气中的 CH_4 的含量在5%~15%范围内时,遇明火或700℃以上的热源即发生爆炸;当 CH_4 与两倍以上的氧混合时,遇明火或其燃点之上的热源时,即开始燃烧,并引起火灾。这一点必须引起足够的重视。如某处理厂在消化池试压运行中,曾由于池内含有一定量的 CH_4,动火焊接管道,面引起消化池顶盖爆裂的惨痛教训。

另外,沼气中的 H_2S 是一种有毒气体,其致毒极限如下:

2000mg/L:立即致人于死亡。

600～1000mg/L:30min 内会致人死亡。

500～700mg/L:曝露 30～60min 会致人重疾。

50～100mg/L:曝露 60min 以上会致人残疾。

未经脱硫的沼气中 H_2S 含量一般为 100～200mg/L,有时可高达 800mg/L。含有大量沼气的空气中,除 H_2S 造成的直接毒害以外,还常由于缺氧使人窒息,从而加剧其毒害。

综上所述,沼气系统的运行管理中,首要问题是安全。主要应注意以下几方面:

1) 定期检查沼气管路系统及设备的严密性,发现如有泄漏,应迅速停气检修。检修完毕的管路系统和设备,重新使用时必须进行气密性试验,合格后方可使用。沼气主管路上部不应设建筑物或堆放障碍物,不能通行重型卡车。预防沼气泄漏是运行安全的根本措施。

2) 沼气贮存设备因故需放空时,应间断释放,严禁将贮存的沼气一次性排入大气。放空时应认真选择天气,在可能产生雷雨或闪电的天气严禁放空。另外,放空时应注意下风向有无明火或热源(如烟囱)。

3) 沼气系统内的所有可能泄漏点,均应设置在线报警装置,并定期检查其可靠性,防止误报。

4) 沼气系统区域内一律禁止明火,严禁烟火,严禁铁器工器具撞击或电气焊操作。所有电气装置一律应采用防爆型;操作间内场应铺设橡胶地板,人内必须穿胶鞋。

5) 沼气系统区域内应按规定设置消防器材并保证随时可用。操作间内需配置防毒面具。

6) 沼气系统区域周围一般应设防护栏,建立出人检查制度,严禁打火机等物品的带入。

7) 沼气系统区域的所有厂房场地应符合国家规定的甲级防爆要求设计,例如是否有泄爆天窗、门窗及防爆墙、顶等。

9.8 污 泥 脱 水

污水处理过程中所产生的污泥,其含水率在 97%～99.6%,是流动状态的粒状或絮状物质的疏松结构,体积庞大,难以处置消纳,因此在污泥处理和处置中需进行污泥脱水。浓缩主要是分离污泥中的空隙水,而脱水则主要是将污泥中的吸附水和毛细水分离出来,这部分水约占污泥中总含水量的 15%～25%。因此,污泥经脱水以后,其体积减至浓缩前的 1/10,减至脱水前的 1/5,大大降低了后续污泥处置的难度。

污泥脱水的方法,一般有自然干化,机械脱水,污泥烘干及焚烧等方法。

9.8.1 自 然 干 化

利用污泥干化场使污泥自然干化,是污泥脱水中最经济的一种方法,它适用于气候比较干燥,占地不紧张,以及环境卫生条件允许的地区。

(1) 污泥干化场的构造及设计数据:

1) 污泥干化场和居民点之间,应按有关卫生标准设置防护地带,当无具体规定时,一般可采用不小于 300m。

2) 污泥干化场一般设人工排水层。见图 9-64。

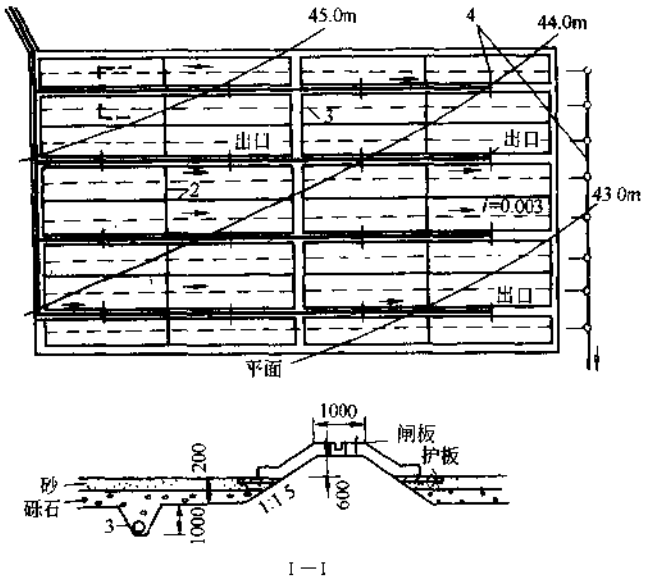


图 9-64　污泥干化场

1—配泥槽;2—隔墙;3—D_g75 排水管;4—渗水排水管线

3) 人工排水层填料一般分为两层,层厚各为 0.2m。下层用粗矿渣、砾石、碎石或碎砖,上层用砂或细矿渣等。在填料下面敷设排水管,排水管采用直径 75mm 未上釉的陶土管,接口处不密封,每两排管中心间距 4~8m,坡度用 0.0025~0.003。埋设深度由地面到管顶一般为 1.2m,排水总管直径为 125~150mm,坡度不小于 0.08。

4) 当土壤容易渗透而有污染地下水的可能时,应做人工不透水层,并增加排水设施。人工不透水层可用 0.2~0.4m 厚的粘土做成,或用 0.1~0.15m 厚的低标号混凝土,或用 0.15~0.30m 厚的三七灰土做成,应根据具体情况选定。不透水层应有 0.01~0.02 的坡度倾向排水设施。

5) 排入干化场的城市污泥含水率,一般按下列数据采用:

① 来自初次沉淀池 95%~97%。

② 来自生物滤池后二次沉淀池 97%。

③ 来自消化池 97%。

④ 来自曝气池后二次沉淀池活性污泥 99.2%~99.6%。

6) 污泥干化场细部尺寸规定:

① 围堤高度采用 0.5~1.0m,顶宽采用 0.5~0.7m。

② 干化场块数不少于 3 块。

③ 宜有排出上层污泥水的设施。

(2) 计算公式:见表 9-19。

污泥干化场计算公式 表 9-19

名 称	计 算 公 式	符 号 说 明
1. 全年污泥总量： (1) 从消化池排出的年污泥总量	$V=\frac{SN365}{1000a}$ (m³)	S—每人每日排出的污泥量[L/(人·d)] N—设计人口数(人) a—污泥由于分解，而使污泥缩减的系数，有排除污泥上清液设施时，$a=1.6$
(2) 从初次沉淀池排出的年污泥总量	$V=\frac{SN365}{1000}$ (m³)	
2. 干化场的有效面积	$F=\frac{V}{h}$ (m²)	h—年污泥层高度(m)
3. 干化场总面积	$F'=(1.2\sim1.4)F$ (m²)	1.2～1.4 考虑增加干化场围堤等所占面积的系数
4. 每次排出的污泥量：		
(1) 初次沉淀池	$V'=\frac{SNT}{1000}$ (m³)	T—相邻两次排泥的间隔天数(d)消化池一般为 1d
(2) 消化池	$V'=\frac{SNT}{1000a}$ (m³)	
5. 排放一次污泥所需干化场面积	$F_1=\frac{V'}{h_1}$ (m²)	h_1—一次放入的污泥层高度(m)，一般为 0.3～0.5m
6. 每块区格的面积(最好等于 F_1 或 F_1 的倍数)	$F_0=bL$ (m²)	b—区格的宽度(m)，通常 b 采用不大于 10m L—区格的长度(m)，一般不超过 100m
7. 污泥干化场的块数	$n=\frac{F}{F_0}$ (块)	
8. 冬季冻结期堆泥高度	$h'=\frac{V_1T'K_2}{FK_1}$	V_1—每日排入干化场的污泥量(m³/d) T'—一年中日平均温度低于 -10℃ 的冻结天数 K_1—冬季冻结期间使用干化场面积的系数，$K_1=0.8$ K_2—污泥体积缩减系数，$K_2=0.75$
9. 围堤高度	$H=h'+0.1$m	

注：表中全年污泥总量，也可按去除污水中污染物质总量计算。

污泥干化场只适用于村镇小型污水处理厂的污泥脱水，维护管理工作量大，且产生大范围的恶臭，蚊蝇滋生，卫生环境较差。

污泥机械脱水与自然干化相比较，其特点是脱水效果好，效率高，占地少，恶臭环境影响小，但运行维护费用较高。

机械脱水的种类很多，按脱水原理可分为真空过滤脱水、压滤脱水和离心脱水三大类，国外目前正在开发螺旋压榨脱水，但尚未大量推广。选择的条件是按污泥的物理、化学性质，脱水效果及设备供应条件进行技术经济比较而决定。

9.8.2 真 空 过 滤

真空过滤目前常用的有折带式真空滤机及盘式真空滤机等。其脱水的典型工艺流程，见图 9-65。

(1) 预处理污泥淘洗：污泥经厌氧消化处理后，在真空过滤脱水之前，应进行预处理。

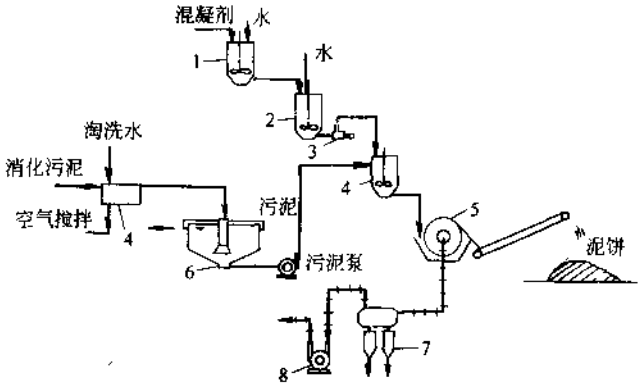


图 9-65　真空过滤脱水工艺流程

1—溶解池;2—调配池;3—计量泵;4—混合池;5—脱水机;
6—淘洗浓缩池;7—自动排液装置;8—真空泵

一般先对污泥进行淘洗,即用已处理的污水进行冲洗混合及沉淀浓缩,以便降低碱度与污泥的粘度。污泥淘洗后的碱度一般要求为 400～600mg/L(以 $CaCO_3$ 计)。

淘洗的方式一般有单级淘洗及二级逆流淘洗。

1) 单级淘洗:消化污泥与淘洗水在混合池内同向冲洗,然后在浓缩池内进行沉淀浓缩,通过单级淘洗后的碱度可按公式(9-40)计算:

$$E=\frac{D+RW}{R+1} \tag{9-40}$$

式中　E——淘洗后污泥的碱度(mg/L);

D——淘洗前污泥的碱度(mg/L);

R——淘洗水量与污泥量之比;

W——淘洗水的碱度(mg/L)。

2) 二级逆流淘洗:新鲜淘洗水先至二级淘洗池使用,再将二级淘洗池出流的上清液送至第一级淘洗池与原污泥混合,进行淘洗。

二级逆流淘洗后的污泥碱度,可按公式(9-41)计算:

$$E=\frac{D+(R^2+R)W}{R^2+R+1} \tag{9-41}$$

淘洗水量与污泥量的比值 R,随原污泥的碱度而变化。一般,二级处理厂的消化污泥碱度,大于一级处理厂的消化污泥碱度;消化天数长的,大于消化天数短的;高温消化的,大于中温消化的。混合污泥中温消化后的碱度,一般为 2000～3000mg/L(以 $CaCO_3$ 计),有的高至 6000mg/L 以上。淘洗水量与污泥量之比值 R 应通过计算决定,一般为 1～6。

淘洗装置一般由混合池及浓缩池组成,混合池的冲洗时间一般采用 10～15min,混合池不应少于 2 个,池中设搅拌装置,以便保持悬浮状态,并应保护污泥絮体。其形式一般有隔板式,机械搅拌式或空气搅拌式。采用空气搅拌时,空气量一般为 $0.5m^3$ 气/m^3 水。污泥与淘洗水混合后,进入浓缩池。浓缩池的表面负荷与污泥的性质有关,应根据试验决定,一般可采用固体负荷 30～60kg/(m^2·d)计算,浓缩时间为 12～18h。污泥浓缩后的含水率一般不大于 97%～98%。

浓缩池的溢流出水，应排到处理构筑物前进行处理，其所含的污染质浓度，悬浮物一般为1000～1500mg/L，BOD_5为600～900mg/L。此项附加的负荷，应计入处理构筑物的负荷内。

为降低浓缩后污泥的含水率，可将真空过滤机的滤液输入浓缩池。若由于污泥性质的差异而影响浓缩的效果时，在浓缩池中亦可加入适量的混凝剂。当采用三氯化铁作为真空过滤机脱水的混凝剂时，可将其总量的50%，配制成浓度0.1%的氯化铁溶液，作为冲洗水，提前加入浓缩池中。当考虑到消化污泥因含有剩余气体而可能发生污泥上浮时，可留有加氯的可能。

浓缩池应设刮泥机，并附有搅拌栅条及浮渣的清除装置。

(2) 混凝剂的投加：目前采用的各种污泥脱水方式，特别是真空过滤，板框压滤等，常用的混凝剂有无机高价金属盐类及无机高分子混凝剂等，如硫酸铝（即明矾$Al_2(SO_4)_3 \cdot 18H_2O$）、三氯化铁（$FeCl_3 \cdot 6H_2O$）、硫酸亚铁（$FeSO_4 \cdot 7H_2O$）、硫酸铁（$Fe_2(SO_4)_3 \cdot 9H_2O$）及碱式氯化铝（或聚合氯化铝、$Al_n(OH)_mCl_{2n-m}$），简称前者为BAC，后者为PAC。

随着有机高分子混凝剂的发展，在污泥脱水中也逐步得到采用，如聚丙烯酰胺$\left[\begin{matrix}-CH_2-CH\\ CONH_2\end{matrix}\right]x$（简称PAM）等。这种混凝剂常用于离心机及带式压滤机。

混凝剂的选用应根据污泥脱水机的型式、污泥性质、混凝剂供应条件、施用污泥的农田土壤性质及经济成本综合比较确定。

铁盐、铝盐及无机高分子混凝剂一般易于取得，价格便宜，但投加量较大。有机高分子混凝剂投加量少，混凝效果好，絮体强度大，但成本较高。

混凝剂的投加量应根据污泥的种类，消化程度，固体浓度等条件通过试验确定。

当采用三氯化铁、硫酸铝作为混凝剂时，要用石灰作助滤剂。

当脱水的污泥为消化污泥时，其碱度在600mg/L左右，三氯化铁的投加量一般为污泥干重的3%～5%，消石灰的投加量为污泥干重的10%～20%。

当生污泥脱水时，三氯化铁的投加量为污泥干重的10%左右，消石灰为污泥干重的20%～30%。

一般城市污水处理厂消化污泥的粒子为负电性，当采用有机高分子混凝剂时，常选用阳离子型高分子混凝剂，分子量10^6～10^7。

混凝剂的投配顺序，当选用三氯化铁及石灰时，一般先投加铁盐，再投加石灰。

混凝剂的投配方式，一般用湿式投配。

混凝剂先在溶解池中溶解，再到调配池中按照所需的浓度进行稀释调配。当为无机化学药剂时，其浓度一般为10%。混凝剂调配池的容量不应小于1d用量，池数不应少于2个。池内壁需进行防腐处理，池内应设搅拌设备。溶解池也按同等条件进行设计。污泥脱水时，将调配池中调配好的混凝剂，按照脱水所需的药量，投入到混合池中，与污泥进行混合。混合池一般设置两座，混合搅拌时间不宜过长，当为三氯化铁、石灰时，一般为2min，当为聚合物时，其混合搅拌时间可较短。混合池内壁需进行防腐处理，并设搅拌设备。

混凝剂的溶解池，调配池等投加设备及混合池的设计参数，可参用给水排水设计手册第4册《工业给水处理》。混凝剂的库存量按20d计算，石灰仓库按15d计算，并应考虑防潮措施。药品库要与投加装置安排在同一建筑物内，或相邻的位置。

(3) 真空滤机:进入真空滤机的污泥,其含水率宜小于95%,最大不应大于98%。脱水后泥饼的含水率一般应在80%左右,以便于运输为限。

城市污水处理厂的污泥,当采用真空滤机时,其过滤能力[kg干污泥/(m^2·h)]参用表9-20的数据。

真空滤机的过滤能力　　表9-20

污泥的种类		过滤能力[kg干污泥/(m^2·h)]	污泥的种类		过滤能力[kg干污泥/(m^2·h)]
生污泥	初沉污泥	30～50	消化污泥	初沉污泥	25～40
	初沉污泥+生物滤池污泥	30～40		初沉污泥+生物滤池污泥	20～35
	初沉污泥+活性污泥	15～25		初沉污泥+活性污泥	15～25
	活性污泥	10～15			

提高转速可以提高污泥脱水的过滤能力,但滤饼厚度将变薄,不利于卸料和保持一定的真空度。最好通过试验,确定最适宜的转速。当真空滤机为单室型时,其转速范围一般在2min/转左右。脱水后的滤饼含水率可保持在80%以下。

滤布对污泥脱水效果有很大影响,应选用不易堵塞而又耐久的材料。目前多用合成纤维,如锦纶、涤纶、尼纶等。当混凝剂为三氯化铁($FeCl_3$)或碱式氯化铝时,锦纶、涤纶、尼纶等滤布都可满足要求,维纶则较差。

脱水机房设计应考虑滤布的冲洗。冲洗水量按每平方米真空滤机工作面积为0.8～1.3L/(m^2·s),水压为0.3～0.35MPa。

真空滤机的真空度宜保持在26.7～67kPa范围内。

滤机的台数,包括备用在内,至少要2台。当工作台数小于4台时,一般备用1台;当工作台数≥4台时,一般应备用2台。

(4) 真空泵:真空滤机配用的真空泵,其抽气量可按滤机的工作面积每平方米为0.5～1.0m^3/min计算。最大真空度为80kPa。电动机的功率可按抽气量每分钟1m^3为1.2kW估算。选用的台数包括备用在内,不应少于2台。

(5) 空气压缩机:当选用的真空滤机需要压缩空气吹脱泥饼时,有时需设置专用的空气压缩机,其所需的压缩空气量,可按真空滤机的工作面积每平方米为0.1m^3/(m^2·min)计算,出口压力(绝对压力)为0.2～0.3MPa。电动机的功率可按压缩空气量每分钟1m^3约4kW估算,选用的台数,包括备用在内应不少于2台。

(6) 附属设备:

1) 进泥泵或其他进泥装置应能变化流量。

2) 真空滤机的附属设备还有滤液罐,用来分离滤液中的空气,罐按空气停留3min左右设计。当同时作为滤液泵的贮罐时,应使液体有4～5min的停留时间。当滤液不能自流排入下水道时,则需另设滤液泵。滤液必须重新进行处理。脱水后的滤饼数量较大时,则应考虑设置皮带运转机,直接将泥饼连续运出脱水机房。

3) 滤液的排除可采用自动排液器。

(7) 真空滤机机房:应考虑真空滤机机房的操作及维修的条件,如通风按有关规定计算,其换气次数一般采用每小时5～7次。由于真空泵、空气压缩机及通风机噪声很大,最好

能单独布置在隔音房间内。并采取消音措施。

真空滤机机房必须与污泥消化池、污泥淘洗池、混凝剂投加装置、污泥装运设施等，统筹安排布置。

(8) 污泥堆置场：面积可按4～5个月的存放量，堆高1.5m计算。

9.8.3 压 滤 脱 水

压滤脱水可分为板框压滤脱水机和带式压滤脱水机两种。上世纪80年代以来采用板框压滤脱水较多，由于其脱水的泥饼含水率低，在65%以下，体积缩小，运输量减少，可节省污泥运输费用，最后处置也比较容易，因而一直在沿用。但这种脱水机为间断运行，效率低，且操作麻烦，维护量很大，所以使用并不普遍，仅在要求出泥含水率很低的情况下使用。从上世纪90年代以后国内新建的污水处理厂，绝大部分都采用带式压滤脱水机，因为该种脱水机具有出泥含水率较低且稳定、能耗少、管理控制较容易等特点，所以目前被广泛采用。

(1) 板框压滤脱水机：城市消化污泥在加压过滤脱水前一般也应进行淘洗，并投加混凝剂，其设计参数、装置的配备及所用混凝剂与真空过滤相同。

加压过滤机的过滤面积，可按式(9-42)计算：

$$A = 1000(1 - W)\frac{Q}{V} \tag{9-42}$$

式中 A——过滤面积(m^2)；

Q——污泥量(kg/h)；

V——过滤能力[kg干污泥/(m^2·h)]；

W——污泥含水率。

过滤能力随污泥性质，滤饼厚度，过滤压力，过滤时间，滤布的种类等因素而不同，一般应取拟过滤的污泥，通过试验机试验确定，也可按其他类似的经验来选用。用压滤机为城市污泥脱水时，过滤能力一般为2～10kg干污泥/(m^2·h)。

当为城市消化污泥时，投加三氯化铁量为4%～7%，氧化钙为11%～22.5%，过滤能力一般为2～4kg干污泥/(m^2·h)，其过滤周期，包括加泥，加压过滤，剥离泥饼等所用的时间，一般共1.5～4h。

压滤机设置台数应不少于2台，过滤压力一般选用0.4～0.5MPa，当过滤压力提高到1.4MPa或更高时，则应考虑基底给泥系统，防止滤布被堵塞。滤布一般选用合成长纤维，必须考虑设置用水或药品清洗滤布的装置。

污泥压入过滤机一般有两种方式，一般是用高压污泥泵直接压入，一种是用压缩空气，通过污泥罐将污泥压入过滤机。常用的高压污泥泵有离心式或柱塞式。当采用柱塞式污泥泵时，应设减压阀及旁通回流管。每台过滤机应单独配备一台污泥泵。

压滤机脱水工艺流程，见图9-66。

污泥压滤后，需用压缩空气进行剥离泥饼，其所需的空气量按滤室面积，每平方米需气$2m^3$/(m^2·min)(0.1MPa)计算。压力为0.1～0.3MPa。

若设计运送泥饼的传送带时，应考虑卸落时的冲力，并应附有破碎泥饼的钢丝格栅，防止泥饼塑化。

(2) 带式压滤脱水机：

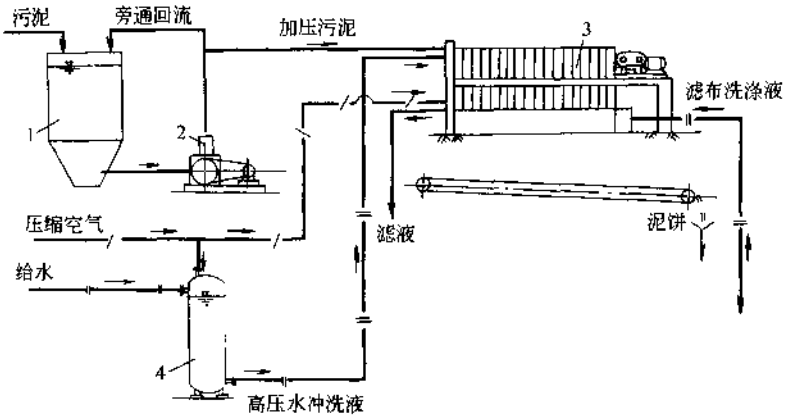


图 9-66　压滤机脱水工艺流程

1—污泥浓缩池;2—污泥泵;3—压滤机;4—压力罐

1）工作原理及构造:带式压滤脱水机是由上下两条张紧的滤带夹带着污泥层,从一连串按规律排列的辊压筒中呈 S 形弯曲经过,靠滤带本身的张力形成对污泥层的压榨力和剪切力,把污泥层中的毛细水挤压出来,获得含固量较高的泥饼,从而实现污泥脱水,见图 9-67。带式压滤脱水机有很多形式,但一般都分成以下四个工作区:

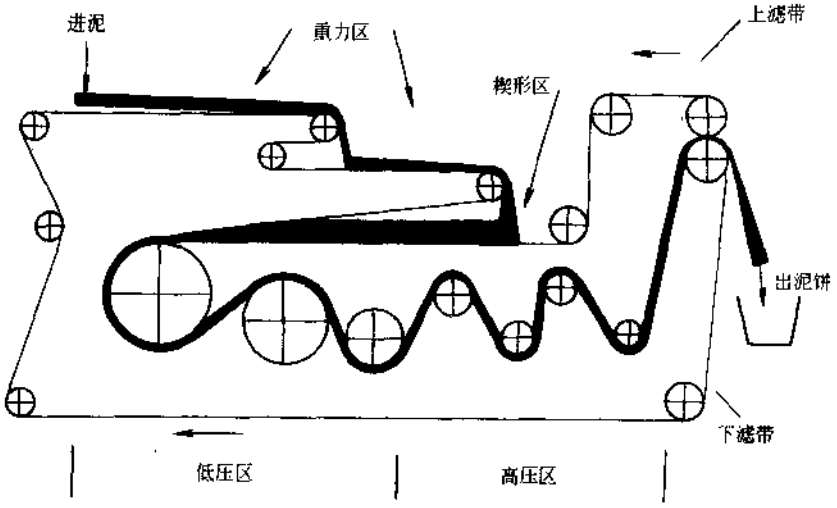


图 9-67　带式压滤脱水机工作原理

重力脱水区:在该区内,滤带水平行走。污泥经调质之后,部分毛细水转化成了游离水,这部分水分在该区内借自身重力穿过滤带,从污泥中分离出来。一般来说,重力脱水区可脱去污泥中 50%～70%的水分,使含固量增加 7%～10%。例如,脱水机进泥含固量为 5%,经重力脱水区之后,含固量可升至 12%～15%。

楔形脱水区:楔形区是一个三角形的空间,滤带在该区内逐渐靠拢,污泥在两条滤带之间逐步开始受到挤压。在该段内,污泥的含固量进一步提高,并由半固态向固态转变,为进入压力脱水区做准备。

低压脱水区：污泥经楔形区后，被夹在两条滤带之间绕棍压筒作S形上下移动。施加到泥层上的压榨力取决于滤带张力和辊压筒直径。在张力一定时，辊压筒直径越大，压榨力越小。脱水机前边三个辊压筒直径较大，一般在50cm之上，施加到泥层上的压力较小，因此称为低压区。污泥经低压区之后，含固量会进一步提高，但低压区的作用主要是使污泥成饼，强度增大，为接受高压做准备。

高压脱水区：经低压区之后的污泥，进入高压区之后，受到的压榨力逐渐增大，其原因是辊压筒的直径越来越小。至高压区的最后一个辊压筒，直径往往降至25cm以下，压榨力增至最大。污泥经高压区之后，含固量进一步提高，一般大于20%，正常情况下在25%左右。

各种形式的带式压滤机一般都由滤带、辊压筒、滤带张紧系统、滤带调偏系统、滤带冲洗系统和滤带驱动系统组成。

滤带，也称为滤布，一般用单丝聚酯纤维材质编织而成，这种材质具有抗拉强度大、耐曲折、耐酸碱、耐温度变化等特点。滤带常编织成多种纹理结构，见图9-68。不同的纹理结构，其透气性能和对污泥颗粒的拦截性能不同，应根据污泥性质选择合适的滤带。一般来说，活性污泥脱水时，应选择透气性能和拦截性能较好的滤带；而初沉污泥脱水时，对滤带的性能要求可较低一些。有的滤带没有接头，但大部分有接头。无接头的滤带寿命可能长一些，因为滤带往往首先从接头处损坏，但该种滤带安装不方便。

图9-68 滤带的纹理结构

脱水机一般设5~7辊压筒，国外一些新型机设8个。这些辊压筒的直径沿污泥走向由大到小，由90cm到20cm不等。滤带张紧系统的主要作用是调节控制滤带的张力，即调整滤带的松紧，以达到调节施加到泥层上的压榨力和剪切力，这是运行中的一种重要工艺控制手段。滤带调偏系统的作用是时刻调整滤带的行走方向，保证运行正常。滤带冲洗系统的作用是将挤入滤带的污泥冲洗掉，以保证其正常的过滤性能。一般定期用高压水反方向冲洗。

2）处理能力的确定：带式压滤脱水机的处理能力有两个指标：一个是进泥量，另一个是进泥固体负荷。

进泥量系指每米带宽在单位时间内所能处理的湿污泥量[$m^3/(m\cdot h)$]，常用 q 表示。进泥固体负荷系指每米带宽在单位时间内所能处理的总干污泥量[$kg/(m\cdot h)$]，常用 q_s 表示。很明显，q 和 q_s 取决于脱水机的带速和滤带张力以及污泥的调质效果，而带速、张力和调质又取决于所要求的脱水效果，即泥饼含固量和固体回收率。因此，在污泥性质和脱水效果一定时，q 和 q_s 也是一定的，如果进泥量太大或固体负荷太高，将降低脱水效果。一般来说，q 可达到4~7$m^3/(m\cdot h)$，q_s 可达到150~250$kg/(m\cdot h)$。不同规格的脱水机，带宽也不同，但一般不超过3m，否则，污泥不容易摊布均匀。q 和 q_s 乘以脱水机的带宽，即为该脱水机的实际允许进泥量和进泥固体负荷；运行中，运行人员应根据本厂泥质和脱水效果的要求，通过反复调整带速、张力和加药量等参数，得到本厂的 q 和 q_s，以方便运行管理。表

9-21为各种污泥进行带式压滤脱水的性能数据，供设计参考。

各种污泥进行带式压滤脱水的性能数据　　表 9-21

污泥种类		进泥含固量（%）	进泥固体负荷 [kg/(m·h)]	PAM 加药量 (kg/t)	泥饼含固量（%）
生污泥	初沉污泥	3～10	360～680	1～5	28～44
	活性污泥	0.5～4	45～230	1～10	20～35
	混合污泥	3～6	180～590	1～10	20～35
压氧消化污泥	初沉污泥	3～10	360～590	1～5	25～36
	活性污泥	3～4	40～135	2～10	12～22
	混合污泥	3～9	180～680	2～8	18～44
好氧污泥	混合污泥	1～3	90～230	2～8	12～20

9.8.4 离心脱水

离心机用于污泥浓缩及脱水已有几十年的历史，经过几次更新换代，目前普遍采用的是卧螺离心机。这种离心机有很多英文名字，例如 Solid-bowl Centrifuge、Conveyor Centrifuge、Scroll Centrifuge、Decanter Centrifuge 等，相应的中文名字有转筒式离心机，碗式离心机、卧螺式离心机、涡转式离心机、螺旋输送式离心机等。本节在以下介绍中统一简称为离心脱水机。

离心脱水机的优点是结构紧凑，附属设备少，在密闭状况下运行，臭味小，不需要过滤介质，维护较为方便，能长期自动连续运转。但这种脱水机的噪音一般都较大，脱水后污泥含水率较高，当固液密度差很小时不易分离。污泥中若含有砂砾，则易磨损设备。

离心脱水工艺流程，见图 9-69。

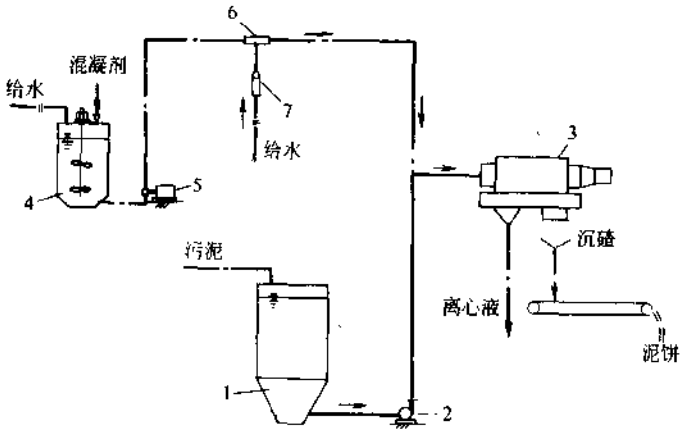


图 9-69　离心脱水工艺流程

1—污泥浓缩池；2—污泥泵；3—离心脱水机；4—混凝剂搅拌槽；5—计量泵；6—稀释器；7—水射器

(1) 工作原理及构造：离心脱水机主要由转鼓和带空心转轴的螺旋输送器组成，见图 9-69。污泥由空心转轴送入转筒后，在高速旋转产生的离心力作用下，立即被甩入转鼓腔内。

污泥颗粒由于比重较大，离心力也大，因此被甩贴在转鼓内壁上，形成固体层（因为环状，称为固环层）；水分由于密度较小，离心力小，因此只能在固环层内侧形成液体层，称为液环层。固环层的污泥在螺旋输送器的缓慢推动下，被输送到转鼓的锥端，经转鼓周围的出口连续排出；液环层的液体则由堰口连续"溢流"排至转鼓外，形成分离液，然后汇集起来，靠重力排出脱水机外。进泥方向与污泥固体的输送方向一致，即进泥口和出泥口分别在转鼓的两端时，它称为顺流式离心脱水机，见图 9-70；当进泥方向与污泥固体的输送方向相反，即进泥口和排泥口在转鼓的同一端时，它称为逆流式离心脱水机，见图 9-71。

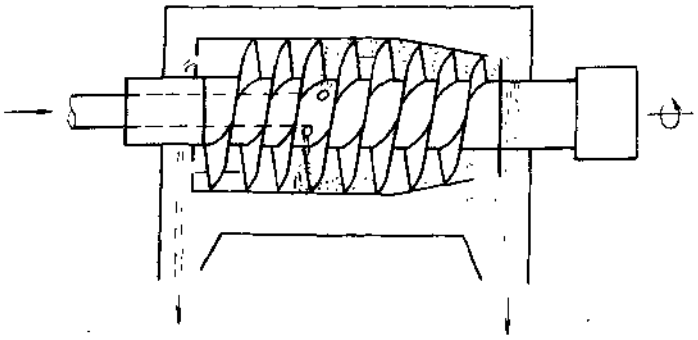


图 9-70 顺流式卧螺离心脱水机

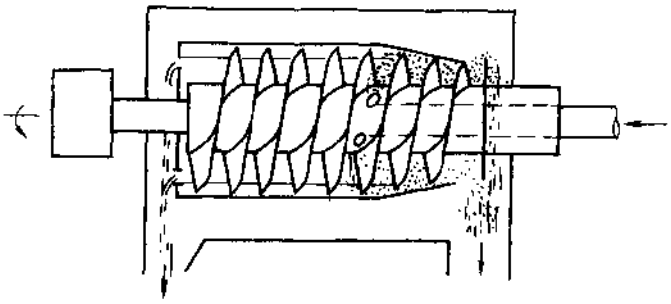


图 9-71 逆流式卧螺离心脱水机

转鼓是离心机的关键部件。转鼓的直径越大，离心机处理能力也越大。转鼓的长度一般为直径的 2.5～3.5 倍，越长，污泥在机内停留的时间也越长，分离效果也越好。目前，最大的离心机的转鼓直径为 183cm，长度为 427cm，每小时处理污泥 135m^3，每天高达 3300m^3。但离心机太大时，制造费用和处理成本都不经济。转鼓的转速是一个重要的机械因素，也是一个重要的工艺控制参数。转速的高低取决于转鼓的直径，要保证一定的离心分离效果，直径越小，要求的转速越高；反之，直径越大，要求的转速也越低。离心分离效果与离心机的分离因数有关。分离因数是颗粒在离心机内受到的离心力与其本身重力的比值，用式(9-43)计算：

$$\alpha = \frac{n^2 D}{1800} \tag{9-43}$$

式中　α——分离因数；

n——转鼓的转速(r/min)；

D——转鼓的直径(m)。

不同的离心机，其分离因数的调节范围不同。α 在 1500 以下的称为低速离心机，或低重力离心机(LOW-G)；α 在 1500 以上的称为高速离心机，或高重力离心机(HIGH-G)。这两种离心机在污泥浓缩和脱水中都有采用，但绝大部分处理厂均采用低速离心机。高速离心机因为虽然可获得 98%以上的高固体回收率，但能耗很高，并需较多的维护管理。而低速离心机的固体回收率一般也能在 90%以上，但能耗要低很多。

空心转轴螺旋输送器，既投配污泥，又起使污泥产生离心力的作用，同时还负责将固环层的污泥输离液环层，实现泥水分离。螺旋在转鼓的锥角处，直径开始变小，将污泥"捞出"液环层。锥角一般在 8°～12°之间。螺旋的外边缘极易被转鼓磨损，磨损严重时、会降低脱水效果。一些新型脱水机螺旋外缘做成装配块，磨损以后，可很方便地更换。螺旋的旋转方向与转鼓的相同，但转速略高于转鼓转速，二者速度之差即为污泥被输出的速度，决定着污泥在机内停留时间的长短，因而是一个重要的工艺控制参数。另外，可用溢流调节堰调整液环层的厚度，这也是一个重要的工艺调节参数。通过液环层厚度的调整，可以改变在岸区的停留时间。所谓岸区，系指污泥离开液环层至排出口的距离，为转鼓锥体的一部分。

顺流式离心机和逆流式离心机各有优缺点。逆流式由于污泥中途改变方向，对转鼓内流态产生水力扰动，因而在同样条件下，泥饼含固量较顺流式略低，分离液的含固量略高，总体脱水效果略低于顺流式。但逆流式的磨损程度低于顺流式，因为顺流式转鼓与螺旋之间通过介质全程存在磨损，而逆流式只在部分长度上产生磨损。一些产品在逆流离心机的进泥口处做了一些改造，从而能降低了污泥改变方向产生的扰动程度。目前，顺逆流两种离心机都采用较多，但顺流式略多于逆流式。国产污泥脱水用离心机种类很少，基本上都为顺流式。

(2) 离心机对各种污泥的脱水效果：离心脱水机当采用无机低分子混凝剂时，分离效果很差，故一般均采用有机高分子混凝剂。当污泥有机物含量高时，一般选用离子度低的阳离子有机高分子混凝剂；当污泥中主要含无机物时，一般选用离子度高的阴离子有机高分子混凝剂。

混凝剂的投加量与污泥性质有关，应根据试验选定。

当为初沉污泥与活性污泥的混合生污泥，挥发性固体≤75%时，其有机高分子混凝剂的投加量一般为污泥干重的 0.1%～0.5%，脱水后的污泥含水率可达 75%～80%。

当为初沉污泥与活性污泥的混合消化污泥，挥发性固体≤60%时，其有机高分子混凝剂的投加量一般为污泥干重的 0.25%～0.55%，脱水后的污泥含水率可达 75%～85%。

投加的有机高分子混凝剂应事先配制成一定浓度的水溶液。当采用阴离子，非离子型的有机高分子混凝剂时，其调配的浓度一般为 0.05%～0.1%，当采用阳离子型的有机高分子混凝剂时，其调配的浓度一般为 0.2%～0.4%，可根据分子量高低、离子度大小，酌情在上述范围内配制。

有机高分子混凝剂的投药点，应特别注意。当为阳离子型时，可直接加入转鼓的液槽中；当为阴离子型时，可加在进料管中或提升的泥浆泵前。设计时可多设几处投药点，以利

运转时选用。

污泥进入离心机前，应通过粉碎机或缝隙为8mm的细格栅，格栅室放在污泥浓缩池前。当原污水已通过很细的格栅时，则可免除污泥格栅。

进入离心机污泥的浓度高时有利于脱水，但太高则污泥粘性过大，混凝剂不易扩散。一般进泥的最佳含水率是90%～92%。

离心机的生产率，最佳工艺参数和操作参数，应根据进泥量及污泥性质，按设备说明书的资料采用。

表9-22系各种污泥的离心脱水效果，供参考。

离心机对各种污泥的脱水效果 表9-22

污泥种类		泥饼含固量(%)	固体回收率(%)	干污泥加药量(kg/t)
生污泥	初沉污泥	28～34	90～95	2～3
	活性污泥	14～18	90～95	6～10
	混合污泥	18～25	90～95	3～7
厌氧消化污泥	初沉污泥	26～34	90～95	2～3
	活性污泥	14～18	90～95	6～10
	混合污泥	17～24	90～95	3～8

同一台离心机，既可用于脱水也可用于浓缩。正在脱水的离心机当降低干污泥的投药量并增大转速差时，可转化为浓缩工作状态；反之，正处于浓缩工作状态的离心机当增大投药量并降低转速差时，可转化为脱水工作状态。

9.8.5 污 泥 烘 干

污泥烘干，是为了进一步蒸发去除污泥颗粒中的粘着水。通过烘干，污泥含水率可降到30%以下，变为干固体。

这种处理方法，由于消耗大量热能，因此只是当干污泥回收，或出售作为肥料或其他原料，必须减少运输量时，才可以考虑。

污泥烘干前，一定要选用适当的脱水机，先进行机械脱水，最大限度地把污泥颗粒中的游离水分离出去。

污泥烘干的温度一般为300℃。对其散发恶臭的蒸汽或排出的尾气，可经过600～900℃的加热装置，或湿式净化装置，进行脱臭处理。

污泥烘干所需的净热量可按式(9-44)计算：

$$H = r\Delta t(\text{kJ/kg}) \times 4.187 \tag{9-44}$$

式中 r——污泥平均比热[kJ/(kg·℃)]；

Δt——污泥加热的温差(℃)。

计算中一般采用的比热值：

水 0～100℃：4.187kJ/(kg·℃)

污泥的干固体：1.26kJ/(kg·℃)

水蒸气100～500℃：2.09kJ/(kg·℃)

干空气和排出的尾气：1.09kJ/(kg·℃)

100℃时的蒸发热:2560kJ/kg

所需的总热量,等于净热量加炉子散热损失,和尾气所带走的热量。

炉子的散热损失,一般为净热量的5%~20%。

炉子的热效率(n),当有尾气加热脱臭装置时,n 值为40%~50%;当没有脱臭装置时,n 值为60%~65%。

污泥的热风烘干,可以使用各种燃料,如煤、煤气、沼气、重油,或利用其他余热作为热源。燃料的选择,取决于燃烧炉的种类及燃料供应条件。

炉子的主要类型有:

(1) 多段炉:一般为立式,分5段到12段,一般是用作污泥焚烧,也可用作污泥烘干炉。由于是逆流方式运行,所以热效率很高。

(2) 回转炉:这种炉型是最常用的装置,可将污泥干燥和焚化合并处理,也可分开处理。回转炉也是逆流运行的,热效高。它由钢制卧式旋转圆筒组成,进料端高于出料端,与水平成很小的角度,这种炉型对污泥数量与性状的变化适应性较强。炉体结构简单,炉内主要是耐火材料,转动装置在炉外,温度控制容易,操作简单。

9.8.6　污泥的化学调质

污泥在机械脱水前,一般应进行预处理,也称为污泥的调理或调质。这主要是因为城市污水处理系统产生的污泥,尤其是活性污泥脱水性能一般都较差,直接脱水将需要大量的脱水设备,因而不经济。所谓污泥调质,就是通过对污泥进行预处理,改善其脱水性能,提高脱水设备的生产能力,获得综合的技术经济效果。污泥调质方法有物理调质和化学调质两大类。物理调质有淘洗法、冷冻法及热调质等方法,而化学调质则主要指向污泥中投加化学药剂,改善其脱水性能。以上调质方法在实际中都有采用,但以化学调质为主,原因在于化学调质流程简单,操作不复杂,且调质效果很稳定。因而本节主要介绍化学调质。

污泥的比阻 R 和毛细吸水时间 CST(Copillary Suction Time)越大,污泥的脱水性能越差。一般认为,只有当污泥的比阻 R 小于 4.0×10^{13}m/kg 或毛细吸水时间 CST 小于 20s 时,才适合进行机械脱水。除少量处理厂的初沉污泥以外,绝大部分处理厂的初沉污泥和所有污水处理工艺系统产生的剩余污泥,其比阻均在 4.0×10^{13}m/kg 之上,CST 均在 20s 之上。因此,初沉污泥、活性污泥或二者组成的混合污泥,经浓缩或消化之后,均应进行调质,降低其 R 值或 CST,再进行机械脱水。

(1) 混凝剂与絮凝剂的种类及其作用机理:污泥调质所用的药剂可分为两大类,一类是无机混凝剂,另一类是有机絮凝剂。无机混凝剂包括铁盐和铝盐两类金属盐类混凝剂以及聚合氯化铝等无机高分子混凝剂。有机絮凝剂主要是聚丙烯酰胺等有机高分子物质。絮凝剂一词只是习惯叫法,严格来说也是混凝剂。另外,污泥调质中还使用一类不起混凝作用的药剂,称为助凝剂。常用的助凝剂有石灰、硅藻土、木屑、粉煤灰、细炉渣等惰性物质。助凝剂的作用是调节污泥的 pH(如加石灰),或提供形成较大絮体的骨料,改善污泥颗粒的结构,从而增强混凝剂的混凝作用。

常用的铁盐混凝剂是三氯化铁。该种混凝剂适合的 pH 在 6.8~8.4 之间,因其水解过程中会产生 H^+,降低 pH,因而一般需投加石灰作为助凝剂。三氯化铁在对污泥的调质中能生成大而重的絮体,使之易于脱水,因而使用较多。对于混合生污泥来说,三氯化铁的加

药量一般为20%～60‰，要求相应的石灰投加量一般为200%～400‰，消化污泥的石灰投加量一般为100%～200‰。使用三氯化铁的一个较大缺点，是其对金属管道或设备有较强烈的腐蚀，使之降低使用寿命。铝盐混凝剂一般采用硫酸铝。该种混凝剂调质效果不如三氯化铁，且用量也较大，但由于无腐蚀性，且储运方便，使用也较多。聚合氯化铝作为一种高分子无机混凝剂，调质效果好，投药量少，虽价格偏高，但也有相当程度的使用。

目前，人工合成有机高分子絮凝剂在污泥调质中得到普遍使用，并基本上已取代了无机混凝剂。常用的有机高分子絮凝剂是聚丙烯酰胺（俗称三号絮凝剂，PAM），其聚合度 n 高达20000～90000，相应的分子量高达50～800万，通常为非离子型高聚物，但通过水解可产生阴离子型，也可通过引入基团制成阳离子型。污泥调质常采用阳离子型聚丙烯酰胺，其作用机理包括两个方面：一是其分子上带电的部位能中和污泥胶体颗粒所带的负电荷，使之脱稳；二是利用其高分子的长链条作用把许多细小污泥颗粒吸附并缠结在一起，结成较大的颗粒。前一作用称为压缩双电层，后一作用称为吸附架桥。

按照离子密度的高低，阳离子聚丙烯酰胺又分成弱阳离子，中阳离子和强阳离子三种，实际中都采用较多。离子密度越高，其中和负电荷使污泥胶体颗粒脱稳的作用越强，但高离子密度的PAM的分子量往往较小，吸附架桥能力较弱。因此以上三种PAM的污泥调质效果一般相差不大。表9-23为三种PAM的阳离子密度、分子量以及对消化污泥进行调质的加药量范围。

阳离子PAM的离子密度、分子量及调质加药量 **表9-23**

分　类	相对离子密度(%)	分 子 量	调质加药量(kg/mg)
弱阳离子PAM	<10	4000000～8000000	0.25～5.0
中阳离子PAM	10～25	1000000～4000000	1.0～5.0
强阳离子PAM	>25	500000～1000000	1.0～5.0

(2) 调质药剂的选择：目前调质效果最好的药剂是阳离子聚丙烯酰胺，虽然其价格昂贵，但使用却越来越普遍。但具体到某一处理厂来说，应根据本厂的具体情况，在满足要求的前提下，选择综合费用最低的药剂种类。

采用铁盐或铝盐等无机混凝剂，一般能使污泥量增加15%～30%，另外其肥效和热值也都将大大降低。因此当污泥消纳场离处理厂距离较远或污泥的最终处置方式为农用或焚烧时，一般不适合采用无机混凝剂进行污泥调质。但当消纳厂离处理厂很近，且处置方式为卫生填埋时，采用该类药剂有可能使综合费用降低。另外，使用该类药剂还能在一定程度上降低脱水过程中产生的恶臭。富磷污泥脱水时，还能降低磷向滤液中的释放量；当采用石灰做助凝剂时，石灰还能起到一定的消毒效果。

采用聚丙烯酰胺进行调质，污泥量基本不变，其肥效和热值都不降低，因此当污泥脱水后用作农肥或焚烧时，最好采用该类药剂。另外，阳离子型聚丙烯酰胺在调质过程中，能与一些溶解性折光物质生成沉淀，因而脱水滤液中污染物相对较少，呈透明状。

调质药剂的选择还与脱水机的种类有关系。一般来说，带式压滤脱水机可采用任何一种药剂进行调质污泥，而离心脱水机则必须采用高分子絮凝剂，其原因是离心机内空间较小，对泥量要求很严格，如果采用无机药剂，使泥量增加很多，将大大降低离心机的脱水能力。

很多处理厂为降低污泥调质的综合费用，进行了大量的探索。一个主要途径就是采用了各种各样的复合药剂，即采用两种或两种以上的药剂进行污泥调质。主要有以下几种组合方式：

1）三氯化铁与阴离子聚丙烯酰胺组合，先加三氯化铁，再加后者。其原理是三氯化铁的电中和作用可使污泥胶体颗粒脱稳，再通过阴离子聚丙烯酰胺的吸附架桥作用，形成较大的污泥絮体。二种药剂的共同作用，使总的药剂费用降低。

2）三氯化铁与弱阳离子聚丙烯酰胺组合，先加三氯化铁，再加后者。其原理与组合(1)基本相同。

3）聚合氯化铝与弱阳离子聚丙烯酰胺组合。

4）石灰与阴离子聚丙烯酰胺组合使用。

5）聚合氯化铝与三氯化铁或硫酸铝组合。

6）阳离子聚丙烯酰胺与一些助凝剂，如粉煤灰、细炉渣、木屑等合用，可降低其用量；国外一些处理厂尝试在阳离子聚丙烯酰胺加入污泥之间，先加入少量高锰酸钾，可使耗药量降低25%～30%，同时还具有降低恶臭的作用。

7）阳离子型和阴离子型聚丙烯酰胺共用。

许多污水处理厂的运行经验表明，药剂组合使用，往往比单独使用一种的调质效果要好，综合费用会降低，但具体采用哪种组合方式，则因厂而异，处理厂可结合本厂特点，选择出本厂的最佳组合方式。可用烧杯搅拌试验初步选择调质药剂，程序如下：

① 取几个1L的烧杯洗净待用。

② 向每个烧杯中加入600mL的待脱水泥样。

③ 向每个泥样中加入不同种类的调质药剂，投加量可按照每种药剂的使用说明，或参照其他处理厂的投加量确定。

④ 向每个泥样中放入相同的搅拌器进行搅拌，搅拌速度为75r/min，搅拌时间控制在30s，然后停止搅拌，并取出搅拌器。

⑤ 观测污泥絮体形成情况及其沉降情况，对絮体较大、沉降较快的泥样，对应的调质药剂为最佳选择。

通过以上程序初步选择的药剂，还需用比阻或毛细吸水时间进一步确认并确定最佳投药量，详见后述。

(3) 最佳投药量的确定：投药量与污泥本身的性质、环境因素以及脱水设备的种类有关系。要综合以上因素，找到既满足要求又降低加药费用的最佳投药量，一般必须进行投药量的试验。程序如下：

1）按照所选药剂的使用说明或相近处理厂的运行经验，确定一个大致的投药量范围。例如，当采用带式压滤脱水机对初沉生污泥进行脱水时，如采用PAM调质，投药量可选择在1～5.0‰的范围内。

2）在所选择的投药量范围内，确定几个投药量。例如在1.0‰～5.0‰的范围内，可确定1.0、2.0、3.0、4.0、5.0‰五个投药量。

3）取几个泥样，每个泥样的体积可在50～200mL之间。按照泥样的量、泥样的含固量、絮凝剂溶液的浓度及所确定的投药量、计算出应向每个泥样中投加的絮凝剂溶液量。

4）测定每一投药量所对应的泥样的比阻或CST。采用带式压滤脱水或真空过滤脱水

时，采用 R 或 CST 皆可，但最好采用 R；采用离心脱水时，最好采用 CST。应注意，絮凝剂溶液不能向几个泥样同时投加，应测定一个，投加一个。

5）绘制泥样的比阻或 CST 值与对应的投药量之间的变化曲线。见图 9-72，曲线上的最低点对应的投药量即为最佳投药量。

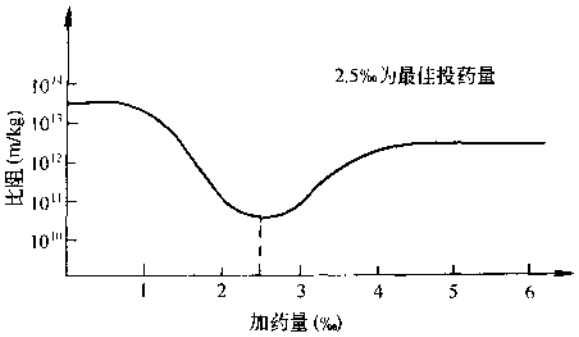


图 9-72 某污泥的比阻-投加量曲线

不管污泥原来的比阻或 CST 多高，经加药调质以后，均应将 R 降为 $4.0\times10^{13}m/kg$ 以下，否则，投药范围选择不合理或药剂选择不合理，应予以重新选择或确定。

真空过滤采用三氯化铁和石灰进行调质的加药量范围见表 9-24；带式压滤脱水的加药量范围，见表 9-25。

各种污泥采用真空过滤脱水时，$FeCl_3$ 和石灰的加药量 **表 9-24**

种 类	生 污 泥			消 化 污 泥	
	初沉污泥	剩余污泥	初沉+剩余	初沉污泥	初沉+剩余
$FeCl_3$(%)	2～4	6～10	2～8	3～5	3～6
CaO(%)	8～10	0～16	9～12	10～13	15～21

生污泥采用带式压滤脱水时，$FeCl_3$ 和石灰的加药量 **表 9-25**

种 类	初沉生污泥	剩余活性生污泥	种 类	初沉生污泥	剩余活性生污泥
$FeCl_3$(%)	4～6	7～10	CaO(%)	1～14	20～25

真空过滤脱水采用阳离子聚丙烯酰胺进行调质的加药量范围，见表 9-26；带式压滤脱水和离心脱水采用阳离子聚丙烯酰胺进行调质的加药量范围分别，见表 9-27、28。表中括号内数值为典型值。

各种污泥采用真空过滤脱水时 PAM 的投加量 **表 9-26**

污 泥	生 污 泥			厌氧消化污泥	
种 类	初沉污泥	活性污泥	初沉+活性	初沉污泥	初沉+活性
PAM (%)	0.025～0.05 (0.6)	0.4～0.75 (0.05)	0.2～0.5 (0.3)	0.075～0.2 (0.075)	0.25～0.6 (0.35)

各种污泥采用带式压滤脱水时 PAM 的投加量 **表 9-27**

污 泥	生 污 泥			厌氧消化污泥		好氧消化污泥
种 类	初沉污泥	活性污泥	初沉+活性	初沉污泥	初沉+活性	初沉+活性
PAM (%)	0.1～0.45 (0.25)	0.1～1.0 (0.5)	0.1～1.0 (0.35)	0.1～0.5 (0.15)	0.15～0.75 (0.3)	0.2～0.75 (0.5)

各种污泥采用离心(卧螺式)脱水时 PAM 的投加量　　表 9-28

污　泥	生　污　泥			厌氧消化污泥	
种　类	初沉污泥	活性污泥	初沉+活性	初沉污泥	初沉+活性
PAM (%)	0.1~0.35 (0.2)	0.2~0.75 (0.4)	0.2~0.5 (0.3)	0.3~0.5 (0.3)	0.35~0.75 (0.4)

投药量除与污泥本身性质和脱水方式有关外,还与污泥温度有关系。温度越高,投药量越小;反之,温度越低,投药量越多。一般来说,在保证同样调质效果的前提下,夏季比冬季减少 10%~20%的投药量。

上述所谓的投药量,实际上系指污泥中单位重量的干固体所需投加的絮凝剂干重量,因而准确地应称之为干污泥投药量,用 f_m 表示。实际中,常采用 kg/Mg 为 f_s 的单位,即每吨干污泥所需投加药量的千克数,这是一个千分比(‰)的概念。前述几个加药量表中,为便于直观比较,采用了百分比的概念。实际运行中,应根据泥质的变化情况,通过比阻或 CST 试验,定期确定或调整 f_m 值。利用 f_m 可较准确地计算出每天每班实际要投加的药量。计算如下:

$$M = Q_s C_0 f_m \tag{9-45}$$

式中,f_m 为干污泥投药量(kg/t);C_0 为待脱水污泥的浓度(kg/m^3);Q_s 为污泥量(m^3/d);M 为每天加药量(kg/d)。

【例】 某厂采用带式压滤脱水,采用阳离子聚丙烯酰胺进行污泥调质。试验确定干污泥投药量为 3.5kg/Mg,待脱水污泥的含固量为 4.5%。试计算每天污泥量为 1800m^3/d 时所需投加的总药量。

解:已有数据及单位换算如下:

$$Q_s = 1800\text{m}^3/\text{d},\ C_0 = 4.5\% = 45\text{kg/m}^3$$

$$f_m = 3.5\text{kg/t} = 3.5\text{kg}/1000\text{kg}\cdot\text{DS}$$

将 Q_s、C_0、f_m 代入式(9-45),得

$$M = 1800 \times 45 \times 3.5/1000 = 284\text{kg}$$

即该厂每天污泥调质所投加的阳离子型聚丙烯酰胺量为 284kg。

(4) 投药系统:投药有干投和湿投两种方法,污泥调质投药常采用湿投法。投加系统一般包括干粉投加及破碎装置、溶药混合装置、贮药池、计量泵和混合器等部分,见图 9-73。

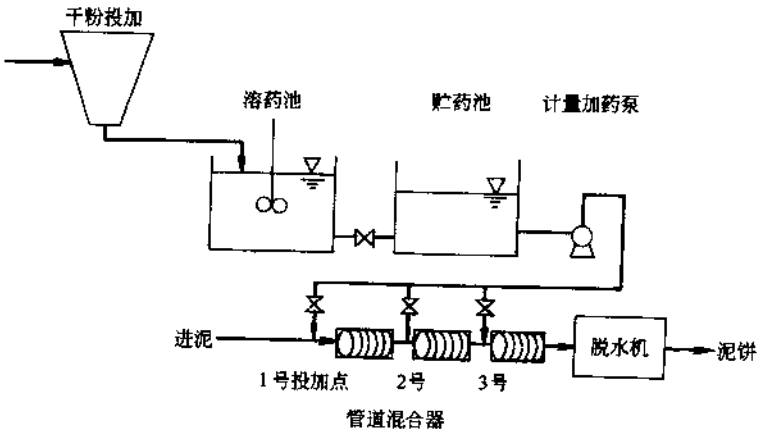


图 9-73　污泥调质加药系统示意

9.8.7 污泥的最终处置

污泥的最终处置，基本上有弃置法和回收利用两种方法：

(1) 弃置法：

1) 卫生填埋：污泥填埋前(填垫、堆置、与城市生活垃圾一起填埋)，必须先将其含水率降低到低于85%。

露天填埋的最大缺点是占地大，场地四周极易产生恶臭，污泥受雨水冲刷，渗滤液又会引起对地下水源的污染。

人工基础(填埋场采用人工防渗措施)隔离层的垃圾填埋场，并应配套设置渗滤液收集和净化设施，避免对地下水源的污染，见图9-74。当干化的污泥和垃圾堆置到设计高度后，覆以一定的土层，修建排除雨水的沟系，筑路，种植绿化。若有废矿坑或荒山沟，亦可利用作为污泥弃置及填埋的场地。

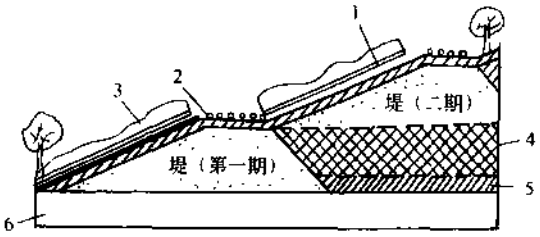


图9-74 污泥堆置场示意

1—顶部土壤；2—石子砂砾层；3—绿化带；4—污泥；5—人工不透水层；6—下层土壤

但随着时间的推移，适宜污泥填埋的场所因城市污水处理厂的增加，产生大量的污泥，其填埋场所越来越有限。世界先进国家有的因此而被迫而关闭，这意味着污泥填埋处置受场地和卫生的影响，并不是一劳永逸的方式，而只是时间问题。

2) 污泥焚烧处置：其优势在于可以迅速和较大程度地使污泥达到减量化，近年来焚烧法由于采用了合适的预处理工艺和焚烧手段，达到了污泥热能的自持，并能满足越来越严格的环境要求和充分地处理不适宜于资源化利用的部分污泥。由于其在恶劣的天气条件下不需存储设备。对于大城市因远离填埋场造成运输费用高的场合，使用焚烧处置可能是经济有效的。

在所有的污泥处置中，焚烧方法产生的剩余物最少，焚烧的另一个优越性在于无异味。其缺点是成本高，是其他工艺的2～4倍。而且可能产生废气、噪声、震动、热和辐射。因此，焚烧主要在两种情况下应用：

① 由于污泥的性质或量大不能农用时。

② 现有的填埋场地不足时。

当污泥单独焚烧处置时，一般常用的方法是污泥流化床焚烧炉、多层焚烧炉和多层流化床焚烧炉，其中用得最多的是流化床焚烧炉。多年的经验表明，与多层焚烧炉和多层流化床焚烧炉相比，流化床焚烧炉有突出的优点。最大的优越性在于：流化床焚烧的过程中无活动部件，持续和间歇运行中结构稳定，炉中的加热和冷却时间比多层流化床焚烧炉短得多。此外流化床焚烧炉的耐火墙也简单得多，无需金属部件(例如多层焚烧炉和多层流化床焚烧炉的中心轴)的冷却。

污泥和垃圾混合焚烧是一种最为合理的污泥处置途径。

主要优点在于：

① 垃圾中蕴藏的多余热量可用于蒸发污泥水分，可节约能耗，在较大的污泥处理中也是如此。

② 蒸汽锅炉、燃烧室及废气净化设备同时使用于垃圾和污泥焚烧，可降低投资和运行成本。

由于焚烧工艺能较大幅度地减少重要的有害物质和缩小废物体积，将会有越来越多的优越性和使用价值，但其价格昂贵，暂时在我国尚难以推广和使用。

(2) 回收利用法：

1) 污泥的土地利用：主要包括污泥用作农肥，污泥用于森林与园艺绿化，土壤改良等。污泥中含有大量的腐殖质和丰富的有机营养元素 N、P、K 以及植物生长的微量元素 Ca、Mg、Zn、Cu、Fe 等，施用于农田能够改良土壤结构，增加土壤肥力，促进作物生长。污泥中含有的肥分，见表 9-29。

各种污泥的肥效　　表 9-29

种　类	含水率(%)	全氮 N(±%)	氨态氮(±%)	磷 P_2O_5(±%)	钾 K_2O(±%)
新鲜污泥	70	3.2	0.09	1.6	0.15
消化污泥	70	3.2	0.02	2.4	0.2
新鲜活性污泥	92	8.1		2.5	0.35

尽管污泥的土地利用有能耗低，可回收利用污泥中养分等优点；但是，污泥中也含有大量病原菌、寄生虫(卵)，以及铜、铅、锌、铬、汞等重金属和多氯联苯、二噁英、放射性元素等难降解的有毒有害物。一般来说，污泥要作土地处置必须经无毒化处理后(污泥高温堆肥)，才能作土地利用；否则，污泥中的有毒有害物会导致土壤或水体污染。

为此，必须制定相应的城市污泥土地利用的技术标准和国家环境相关标准。

污泥用作农肥，从我国的具体情况来说，是最为可行，最为现实的处置方式。其特点为：

① 可大量处置污泥，原则上只要污泥达到国家有关标准就可用于农田。

② 污泥参与农田的物质循环过程，污泥中的氮、磷、钾、有机质及微量元素是良好的农用肥料，对农作物有增产作用。

③ 污泥中有机质、腐殖质可改良土壤结构，是良好的土壤改良剂。

④ 污泥用作农肥使生产费用降低，适合我国目前的经济发展状况。

污泥用作农肥必须注意以下几点：

① 严格控制污水厂污泥的有毒、有害物质及病原菌，达到国家有关标准。

② 应特别注意污泥中重金属的含量，根据土壤背景资料，严格按照计算得到的污泥施用量进行施用。

③ 一般来说对一块农田使用的污泥数量有一定限度，当达到限度时，污泥的农用就应停止一段时间，经过一段时间后再继续使用。

④ 污泥的农业利用，应在安全施用量之下控制使用，同时整个利用区应建立严密的使用、管理、监测和监控体系。关注区域的土壤、地下水、地表水、作物等相关状态和变化，并根据发生的变化作出相应的调整，使得污泥的农业利用更加安全有效，促进农业的可持续发展。

2) 污泥堆肥:城市污水处理厂脱水后的污泥,与城市生活垃圾、稻草、锯末等混合堆肥,即通过好气菌进行好气发酵。堆肥的环境条件,是适当的含水率、氧气、温度和碳氮比。混合堆肥的最佳初期含水率,一般控制在40%~60%。堆肥温度控制在60~70℃。需要的碳氮比为20:1,碳磷比为100:1。城市垃圾一般缺少氮和磷,加入氮和磷,可加速堆肥过程,并可提高肥效。供氧的方式一般为自然通风,也可供给压缩空气强制通风。

用污泥与垃圾制造堆肥时,在堆肥前应先去除垃圾中的金属物、玻璃、碎石、塑料等杂物。污泥与垃圾应分层堆放。

污泥与垃圾的重量比一般为2:1~3:1,堆放高度约1.5~2.0m,外表抹面或压实。堆肥体内要有通风条件,并有排水系统。过剩的污泥水应回流处理。堆肥时间一般为3~6周,完成堆肥后将堆置的混合物翻动成堆存放,至少3个月,成熟后就变成有效的肥料。

为了加速和较好地控制堆肥过程,可采用机械化堆肥设施,有立式和卧式等连续搅拌和供氧的系统装置。其卧式高负荷堆肥装置,是将污泥与垃圾在一个卧式的圆筒中旋转,圆筒出口比入口稍低,混合物除旋转之外,还沿着圆筒缓慢移动,加速发酵作用。筒内温度可达65℃左右,发酵过程可在5~6d完成。

堆肥时,一般要供给过量空气,以便保证好氧条件。其耗氧率可按式(9-46)计算:

$$Y=0.1\times10^{0.0028T} \tag{9-46}$$

式中 Y——耗氧率[mgO_2/(g挥发物质·h)];

T——温度(℃)。

本式可用于计算连续堆肥过程,操作温度在20~70℃之间。

污泥堆肥过程中,由于温度可达60℃,因此可以杀死一部分病原菌,并可减少传染植物病,污泥堆肥不但可提高肥料效益,而且由于其中含有约33%~47%的腐殖质,因此还可以保墒。具有土壤改良剂的作用。但其缺点是堆肥过程费时过多,占用场地大,劳动强度大,对周围环境有污染。

我国近几年在北京、天津、唐山、太原、深圳、石家庄、淄博、秦皇岛及徐州等城市,进行污泥高温堆肥、干燥制肥等方面的研究,取得了工艺技术方面的初步成果。其工艺简单,便于操作管理的污泥堆肥工艺,见图9-75;同时提出了工艺流程和技术参数,为生产线的设计与建设提供依据。

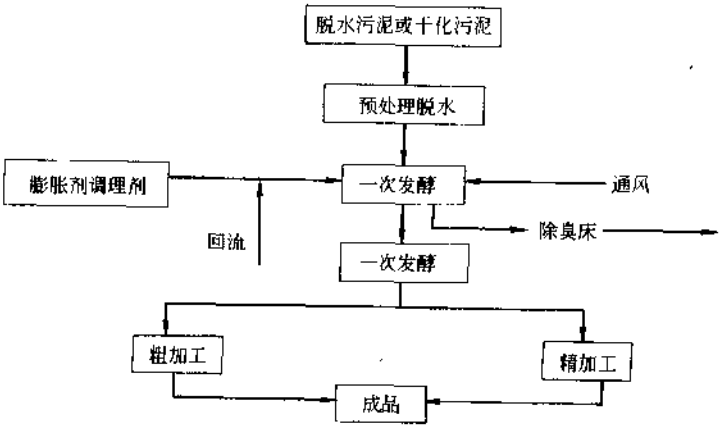


图9-75 污泥堆肥工艺流程

3) 工业利用:

① 干污泥颗粒:发电厂燃料掺合料,污泥干馏提取焦油焦炭、燃料油和燃气等。

② 污泥燃烧灰:水泥添加剂、污泥砖、污泥陶粒等建筑材料。

③ 污泥细菌蛋白:制造蛋白塑料,胶合生产纤维板等。

④ 污泥气:燃料、动力燃料,制造四氯化碳、氢氰酸、有机玻璃树脂、甲醛等化工产品。但以上这些用途在国内尚处于试验阶段。

10 城镇污水厂的总体布置

10.1 厂 址 选 择

在城镇总体规划中，污水厂的位置范围已有规定。但是，在污水厂的总体设计时，对具体厂址的选择，仍须进行深入的调查研究和详尽的技术经济比较。其一般原则如下：

(1) 厂址与规划居住区或公共建筑群的卫生防护距离应根据当地具体情况，与有关环保部门协商确定，一般不小于 300m。

(2) 厂址应在城镇集中供水水源的下游，至少 500m。

(3) 厂址应尽可能少占农田或不占良田，且便于农田灌溉和消纳污泥。

(4) 厂址应尽可能设在城镇和工厂夏季主导风向的下方。

(5) 厂址应设在地形有适当坡度的城镇下游地区，使污水有自流的可能，以节约动力消耗。

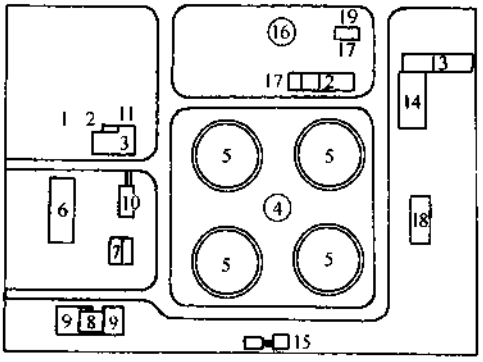
(6) 厂址应考虑汛期不受洪水的威胁。

(7) 厂址的选择应考虑交通运输、水电供应地质、水文地质等条件。

(8) 厂址的选择应结合城镇总体规划，考虑远景发展，留有充分的扩建余地。

10.2 平面布置及总平面图

污水处理厂的平面布置包括：处理构筑物、办公、化验及其他辅助建筑物，以及各种管道、道路、绿化等的布置。根据处理厂的规模大小，采用 1:200～1:500 比例尺的地形图绘制总平面图，见图 10-1，管道布置可单独绘制。



(a)

图 10-1 某污水处理厂平面布置(一)

(a)甲厂布置

平面布置的一般原则如下：

(1) 处理构筑物的布置应紧凑，节约用地并便于管理。

1) 池形的选择应考虑占地多少及经济因素。圆形池造价较低，但进出水构造较复杂。方形池或矩形池池墙较厚，但可利用公共墙壁以节约造价，且布置可紧凑，减

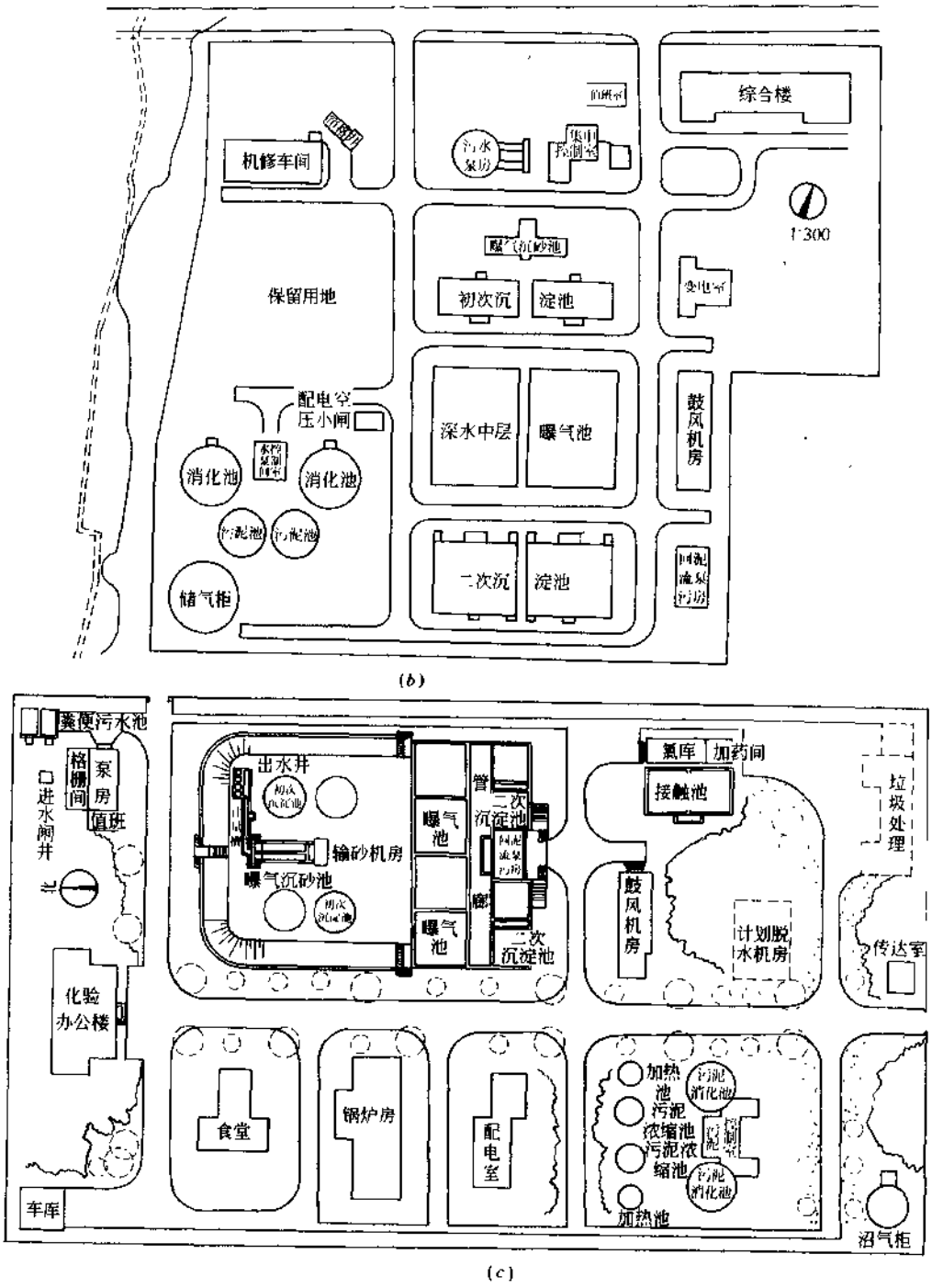


图 10-1　某污水处理厂平面布置(二)

(b)乙厂布置;(c)丙厂布置

1—集水井;2—机械格栅;3—泵房;4—竖流沉砂池;5—表曝沉淀池;6—氯化池;7—污泥泵房;8—浓缩池;9—湿污泥池;10—加氯间;11—配电室;12—机修间;13—综合楼;14—食堂;15—贮砂池;16—清水池;17—清水泵房;18—车库;19—门卫室

少占地。一般小型处理厂采用圆形池较为经济，而大型处理厂则以采用矩形池为经济。除了占地、构造和造价等因素以外，还应考虑水力条件、浮渣清除，以及设备维护等因素。

2）每一单元过程的最少池数为两座，但在大型污水厂中，由于设备尺寸的限制，往往有多池。当发生事故，一座池子停止运转时，其余的池子负荷增加，必须计算其对出水水质的影响，以确定每一池子的尺寸。根据生产实践，每一单独处理池的能力可达 10～20 万 m^3/d。

在选择池子的尺寸和数目时，必须考虑污水厂的扩建。对每一种单元过程的全部处理池，最好采用相同的尺寸，且应避免在初期运行时有过大的富余能力。

(2) 处理构筑物应尽可能地按流程顺序布置，以避免管线迂回，同时应充分利用地形，以减少土方量。

(3) 经常有人工作的建筑物如办公、化验等用房应布置在夏季主风向的上风一方，在北方地区，并应考虑朝阳。

(4) 在布置总图时，应考虑安装充分的绿化地带。

(5) 总图布置应考虑远近期结合，有条件时，可按远景规划水量布置，将处理构筑物分为若干系列，分期建设。远景设施的安排应在设计中仔细考虑，除了满足远景处理能力的需要而增加的处理池以外，还应为改进出水水质的设施预留场地。

(6) 构筑物之间的距离应考虑敷设管渠的位置，运转管理的需要和施工的要求，一般采用 5～10m。

(7) 污泥处理构筑物应尽可能布置成单独的组合，以策安全，并方便管理。污泥消化池应距初次沉淀池较近，以缩短污泥管线，但消化池与其他构筑物之间的距离不应小于 20m。贮气罐与其他构筑物的间距则应根据容量大小按有关规定办理。

(8) 变电站的位置宜设在耗电量大的构筑物附近，高压线应避免在厂内架空敷设。

(9) 污水厂内管线种类很多，应考虑综合布置，以免发生矛盾。污水和污泥管道应尽可能考虑重力自流。自流管道应绘制纵断面图。

(10) 如有条件，污水厂内的压力管线和电缆可合并敷设在一条管廊或管道沟内，以利于维护和检修。

(11) 污水厂内应设超越管，以便在发生事故时，使污水能超越一部或全部构筑物，进入下一级构筑物或事故溢流。

(12) 污水厂的占地面积，随处理方法和构筑物选型的不同，而有很大的差异。在方案阶段，可按表 10-1 估算。

污水处理厂所需面积(m^2) **表 10-1**

处理水量 (m^3/d)	一级处理	二级处理	
		生物滤池	曝气池或高负荷生物滤池
5000	0.5～0.7	2～3	1～1.25
10000	0.8～1.2	4～6	1.5～2.0
15000	1.0～1.5	6～9	1.85～2.5
20000	1.2～1.8	8～12	2.2～3.0
30000	1.6～2.5	12～18	3.0～4.5

续表

处理水量 (m^3/d)	一级处理	二级处理	
		生物滤池	曝气池或高负荷生物滤池
40000	2.0～3.2	16～24	4.0～6.0
50000	2.5～3.8	20～30	5.0～7.5
75000	3.75～5.0	30～45	7.5～10.0
100000	5.0～6.5	40～60	10.0～12.5

注:在设计中,应按仪表、自控等条件、与管理单位协商决定厂面积。

10.3　竖向布置及流程纵断面图

在进行平面布置的同时,必须进行高程布置,以确定各处理构筑物及连接管渠的高程,并绘制处理流程的纵断面图,其比例一般采用:纵向 1:50～1:100,横向 1:500～1:1000 或示意图上应注明构筑物和管渠的尺寸、坡度、各节点水面、内底以及原地面和设计地面的高程,见图 10-2 高程系统。

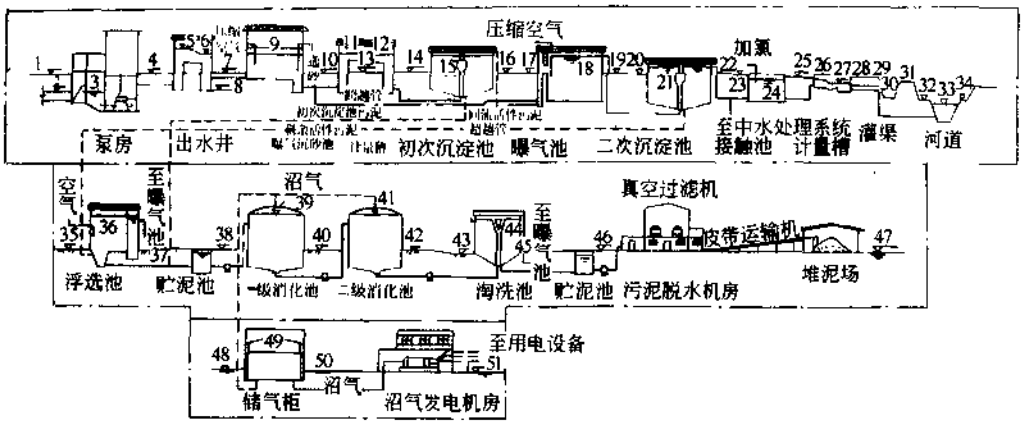


图 10-2　某污水处理厂竖向布置及高程系统(附相对高程)

相对高程

编号	高程(m)	编号	高程(m)
1	7.30	9	11.20
2	0.75	10	7.30
3	0.55	11	11.06
4	7.30	12	10.56
5	11.92	13	7.30
6	11.32	14	7.30
7	7.30	15	9.87
8	5.30	16	7.30

续表

编 号	高程(m)	编 号	高程(m)
17	7.10	35	6.85
18	9.01	36	10.25
19	7.10	37	6.85
20	7.15	38	7.20
21	7.63	39	18.90
22	7.15	40	7.20
23	6.70	41	18.90
24	6.45	42	7.20
25	6.70	43	6.85
26	6.30	44	10.45
27	5.80	45	6.85
28	6.70	46	7.30
29	5.00	47	7.30
30	4.50	48	7.30
31	5.00	49	24.30
32	4.00	50	7.30
33	0.00	51	7.30
34	4.30		

在整个污水处理过程中,应尽可能使污水和污泥为重力流,但在多数情况下,往往须抽升。高程布置的一般规定如下:

(1) 为了保证污水在各构筑物之间能顺利自流,必须精确计算各构筑物之间的水头损失,包括沿程损失、局部损失及构筑物本身的水头损失。此外,还应考虑污水厂扩建时预留的储备水头。

(2) 进行水力计算时,应选择距离最长,损失最大的流程,并按最大设计流量计算。当有二个以上并联运行的构筑物时,应考虑某一构筑物发生故障时,其余构筑物须负担全部流量的情况。计算时还须考虑管内淤积,阻力增大的可能。因此,必须留有充分的余地,以防止水头不够而发生涌水现象。

(3) 污水厂的出水管渠高程,须不受水体洪水顶托,并能自流进行农田灌溉。

(4) 各处理构筑物的水头损失(包括进出水渠的水头损失),可按表 10-2 估算。

处理构筑物水头损失估算值 **表 10-2**

构 筑 物	水头损失(cm)	构 筑 物	水头损失(cm)
格 栅	10~25	生物滤池 (旋转布水工作高 2m)	270~280
沉 砂 池	10~25		
平流沉淀池	20~40	曝 气 池	25~50
竖流沉淀池	40~50	混 合 池	10~30
辐流沉淀池	50~60	接 触 池	10~30

(5) 污水厂的场地竖向布置,应考虑土方平衡,并考虑有利排水。

10.4　配　水　设　施

处理构筑物往往建成两座或两座以上并联运行，配水均匀与否，成为一个重要问题。

(1) 图 10-3 所示配水方式可用于明渠或暗管，构筑物数目不超过 4 座，否则，层次过多，管线占地过大。这种配水形式必须完全对称。

(2) 在场地狭窄处，也有采用图 10-4 的形式配水。这种形式采用较少，因为流量是变化的，水力计算不可能精确，因此配水很难达到均匀。

(3) 当污水厂的规模较大时，构筑物的数目较多，往往采用配水渠道向一侧进行配水的方式，见图 10-5。

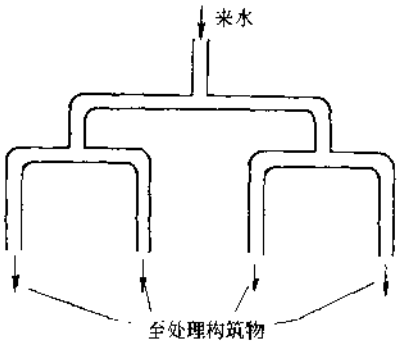


图 10-3　对称式配水

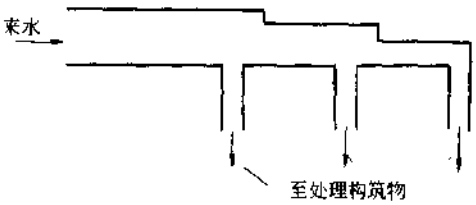


图 10-4　非对称式配水

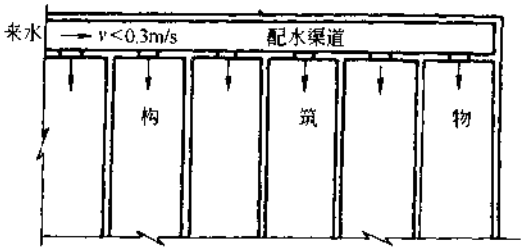


图 10-5　渠道式配水

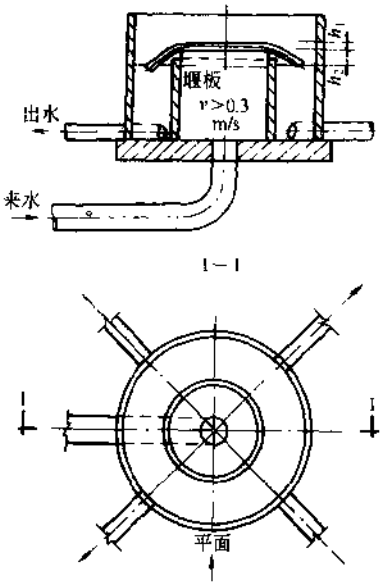


图 10-6　中心配水井(有堰板)

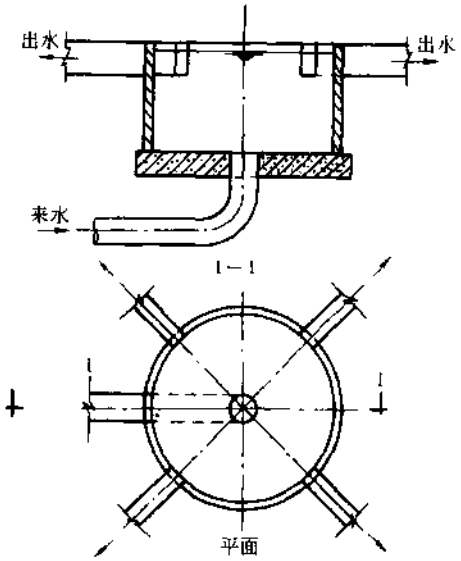


图 10-7　中心配水井(无堰板)

在这种情况下，由于配水渠道很长，渠中水面坡降可能很大，而渠道终端又可能出现壅水，故配水很难均匀。解决的办法是适当加大配水渠道断面，使其中水流流速小于 0.3m/s，以降低沿程水头损失，这样，渠中水面坡降极小，较易达到均匀配水的目的。为了避免渠中出现沉淀，可在渠底设曝气管搅动。对于大中型污水厂，此种配水方式更为适用。

(4) 为了均匀配水，辐流沉淀池一般采用图 10-6、7 所示中心配水井，前者水头损失较大，但配水均匀度较高。

(5) 各种配水设备的水头损失，可按一般水力学公式计算。

10.5 计 量 设 施

为了提高污水厂的工作效率和管理水平，并积累技术资料，以总结运转经验，为今后处理厂的设计提供可靠的数据，必须设置计量设置，正确掌握污水量、污泥量、空气量，以及动力消耗等。气体流量和耗电量有现成的计量装置可资应用，这里只涉及污水和污泥量的计量设备，其选择和布置的一般原则如下：

(1) 测量污水或污泥的装置应当是水头损失小、精度高、操作简便，并且不易沉积杂物。

(2) 分流制污水处理厂计量设备一般设在沉砂池后、初次沉淀池前的渠道上，或设在污水厂的总出水管道上。如有条件，还可对各主要构筑物的进水分别计量。

(3) 测量原水或污泥的装置，宜采用不易发生沉淀的设备，如咽喉式计量槽、电磁流量计、文氏管、超声流量计等，其中以咽喉式计量槽应用最为广泛。对二级处理出水的计量，除上述设备外，也可采用各种型式的溢流堰进行测量。

(4) 咽喉式计量槽以巴氏槽(Parshall Flume)最常用，其构造见图 10-8，其尺寸见表 10-3。

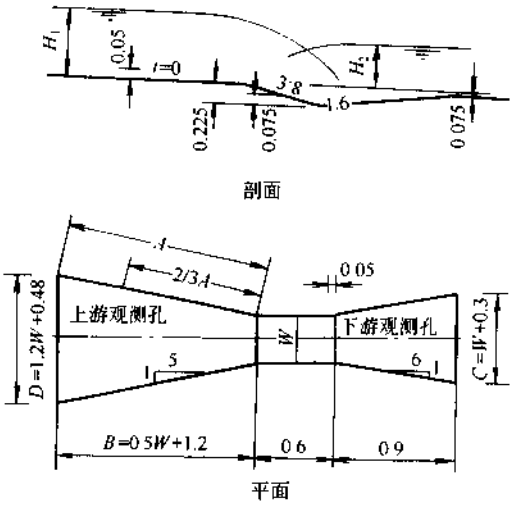


图 10-8 巴氏计量槽各部尺寸(m)

巴氏计量槽各部尺寸 表 10-3

测量范围(m^3/s)	W(m)	B(m)	A(m)	$2/3A$(m)	C(m)	D(m)
0.010~0.150	0.15	1.275	1.300	0.867	0.45	0.66
0.018~0.250	0.20	1.300	1.326	0.884	0.50	0.72
0.030~0.400	0.25	1.325	1.352	0.901	0.55	0.78
0.040~0.500	0.30	1.350	1.377	0.918	0.60	0.84
0.055~0.650	0.40	1.400	1.428	0.952	0.70	0.96
0.080~0.900	0.50	1.450	1.479	0.986	0.80	1.08

续表

测量范围(m^3/s)	W(m)	B(m)	A(m)	2/3A(m)	C(m)	D(m)
0.100~1.100	0.60	1.500	1.530	1.020	0.90	1.20
0.170~1.300	0.75	1.575	1.606	1.071	1.05	1.38
0.250~1.800	0.90	1.650	1.683	1.122	1.20	1.56
0.300~2.100	1.00	1.700	1.734	1.156	1.30	1.68
0.400~2.800	1.25	1.825	1.841	1.241	1.55	1.98
0.600~3.500	1.50	1.950	1.989	1.326	1.80	2.28
0.800~4.200	1.75	2.075	2.116	1.411	2.05	2.58
1.000~4.800	2.00	2.200	2.244	1.496	2.30	2.88

这种计量设备的优点是水头损失小，不易发生沉淀，精确度可达95%～98%。它的缺点是施工技术要求较高，尺寸如不准确，即影响测量精度。咽喉式计量槽的一般规定：

1）计量槽应设在渠道的直线段上，直线段的长度不应小于渠道宽度的8～10倍。在计量槽上游，直线段不小于渠宽的2～3倍，下游不少于4～5倍，当下游有跌水而无回水影响时，可适当缩短。

2）计量槽的轴线应与渠道中心线重合。

3）计量槽上下游渠道的坡度应保持均匀，但坡度可以不同。

4）计量槽的喉宽一般采用上游渠道水面宽度的1/3～1/2。

5）当喉宽为0.25m时，$\frac{H_2}{H_1}\leqslant 0.64$为自由流，大于此数为潜没流；当$W=0.3\sim 2.5$m时，$\frac{H_2}{H_1}\leqslant 0.70$为自由流，超过此数为潜没流。

6）当计量槽为自由流时，只需记上游水位；而当其为潜没流时，则需同时记上下游的水位。设计计量槽时，应尽可能做到自由流。但不论在自由流或潜没流的情况下，均宜在上下游设置观测井，见图10-9。

7）设计计量槽时，除计算其通过最大流量时的工作条件外，尚需计算通过最小流量的条件。

8）计量槽在自由流的条件下按下式计算流量

$$Q=0.372W(3.28H_1)^{1.569}W^{0.026}(m^3/s) \tag{10-1}$$

式中　W——喉宽(m)；

H_1——上游水深(m)。

不同喉宽W的流量公式如下：

$W=0.15$m时，$Q=0.329H_1^{1.494}$

$W=0.20$m时，$Q=0.445H_1^{1.505}$

$W=0.25$m时，$Q=0.562H_1^{1.514}$

$W=0.30$m时，$Q=0.680H_1^{1.522}$

$W=0.40$m时，$Q=0.920H_1^{1.533}$

$W=0.50$m时，$Q=1.162H_1^{1.542}$

$W=0.60$m时，$Q=1.406H_1^{1.549}$

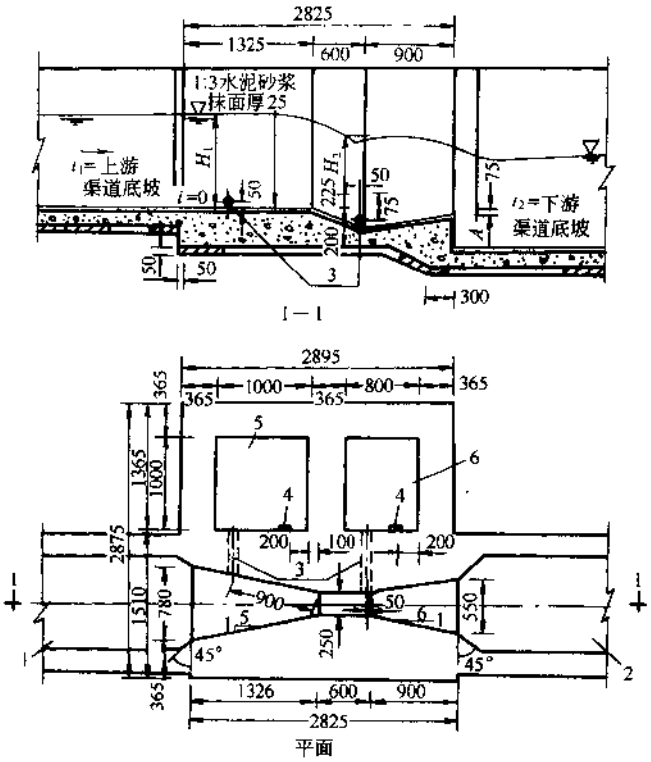


图 10-9 带观测井的计量槽(喉宽为 250mm)

1—上游渠道;2—下游渠道;3—75mm 白铁管;4—水标尺;

5—上游水位观测井;6—下游水位观测井

$W=0.75\text{m}$ 时,$Q=1.777H_1^{1.558}$

$W=0.90\text{m}$ 时,$Q=2.152H_1^{1.566}$

$W=1.00\text{m}$ 时,$Q=2.402H_1^{1.570}$

$W=1.25\text{m}$ 时,$Q=3.036H_1^{1.579}$

$W=1.50\text{m}$ 时,$Q=3.676H_1^{1.587}$

$W=1.75\text{m}$ 时,$Q=4.321H_1^{1.593}$

$W=2.00\text{m}$ 时,$Q=4.971H_1^{1.599}$

表 10-4 为咽喉式计量槽在不同喉宽及不同水深时的流量。

咽喉式计量槽流量 **表 10-4**

H_1(m)	W(m)													
	0.15	0.20	0.25	0.30	0.40	0.50	0.60	0.75	0.90	1.00	1.25	1.50	1.75	2.00
	流 量 (L/s)													
0.10	11	14	17	20	27	33	40	49	58	65	80	95	110	125
0.12	14	18	23	27	36	44	53	65	78	86	107	127	147	168
0.14	17	23	29	34	45	56	67	83	99	110	136	162	189	214

续表

H_1(m)	W(m)													
	0.15	0.20	0.25	0.30	0.40	0.50	0.60	0.75	0.90	1.00	1.25	1.50	1.75	2.00
	流　量　(L/s)													
0.15	19	26	32	38	50	62	74	92	110	122	151	181	210	239
0.16	21	28	35	42	55	69	82	102	122	135	168	201	233	265
0.18	25	34	42	50	66	83	99	123	147	163	202	242	281	320
0.20	30	40	49	59	78	97	116	145	173	192	239	286	333	379
0.22	34	46	57	68	90	113	135	168	201	223	278	333	387	442
0.24	39	52	65	77	103	129	154	192	230	256	319	382	445	507
0.25	41	55	69	82	110	137	164	205	245	272	340	407	475	542
0.26	44	59	73	88	117	146	174	218	261	290	362	433	505	577
0.28	49	60	82	98	131	163	196	245	293	325	407	488	569	649
0.30	54	73	91	109	145	182	218	272	327	363	454	544	635	725
0.32	60	80	100	120	160	201	241	301	361	401	502	601	703	804
0.34	66	88	110	132	176	220	264	331	397	441	553	663	775	886
0.35	69	92	115	138	184	230	277	346	416	462	579	695	811	928
0.36	72	96	120	144	192	240	289	362	435	483	605	726	849	970
0.38	78	104	130	156	209	261	314	394	473	526	659	791	925	1058
0.40	84	112	140	169	226	283	340	426	512	570	714	859	1004	1148
0.42	90	121	151	182	243	305	367	460	553	615	772	928	1085	1242
0.44	96	129	162	195	261	328	394	495	595	662	830	999	1168	1338
0.45	100	134	167	202	270	339	408	512	616	685	860	1035	1211	1386
0.46	103	138	173	209	280	351	422	530	638	710	891	1072	1254	1436
0.48	110	147	185	223	299	375	451	566	682	759	953	1147	1342	1537
0.50	117	157	197	237	318	399	481	604	727	809	1016	1224	1432	1641
0.52	124	166	209	251	338	424	511	642	773	860	1081	1302	1525	1747
0.54	131	176	221	266	358	449	541	680	820	913	1147	1383	1619	1856
0.56	138	186	234	281	378	475	573	720	868	967	1215	1465	1716	1967
0.58	146	196	246	297	399	502	605	741	917	1021	1285	1549	1814	2067
0.60	153	206	259	313	420	529	637	802	967	1077	1355	1634	1915	2196
0.62	161	217	273	328	442	556	671	844	1018	1134	1427	1722	2018	2315
0.64	169	227	286	345	464	584	704	887	1070	1192	1501	1810	2122	2435
0.66	177	238	300	361	487	612	739	930	1123	1251	1575	1901	2229	2558
0.68	185	249	313	378	509	641	774	974	1176	1311	1651	1993	2338	2683
0.70	193	260	328	395	533	670	809	1019	1231	1372	1729	2087	2448	2810
0.72	201	271	342	412	556	700	845	1065	1287	1434	1807	2183	2560	2960
0.74	210	283	356	430	580	730	882	1112	1343	1497	1887	2280	2675	3071

续表

H_t(m)	W(m)													
	0.15	0.20	0.25	0.30	0.40	0.50	0.60	0.75	0.90	1.00	1.25	1.50	1.75	2.00
	流 量 (L/s)													
0.76	218	294	371	448	604	761	919	1159	1400	1561	1968	2378	2791	3205
0.78	227	306	386	466	629	792	957	1207	1458	1626	2051	2478	290	3341
0.80	236	318	401	484	653	824	995	1255	1517	1692	2134	2580	3028	3479
0.82	245	330	416	503	679	856	1034	1304	1577	1759	2219	2683	3150	3619
0.84	254	342	432	522	704	888	1073	1354	1638	1827	2305	2787	3273	3762
0.86	263	355	447	541	730	921	1113	1405	1699	1896	2393	2894	3398	3906
0.88	272	367	463	560	756	954	1153	1456	1762	1965	2481	3001	3525	4052
0.90	281	380	479	579	783	988	1194	1508	1825	2036	2571	3110	3653	4200
0.92	290	393	495	599	810	1022	1236	1561	1889	2107	2661	3221	3783	4351
0.94	300	405	512	619	837	1056	1277	1614	1953	2180	2753	3332	3915	4503
0.96	310	418	528	639	864	1091	1320	1668	2019	2253	2846	3445	4049	4657
0.98	319	432	545	659	892	1126	1363	1722	2085	2327	2941	3560	4184	4813
1.00	329	445	562	680	980	1162	1406	1777	2152	2402	3036	3676	4321	4971

(5) 溢流堰:在污水厂中,有时也可采用非淹没薄壁溢流堰作为计量装置。这种计量装置工作较稳定,精度较高,但为了防止在堰前积泥,一般仅用于处理构筑物之后。常用的溢流堰形式有矩形堰和三角堰(见图 10-10),前者用于流量大于 1000L/s,后者则用于流量小于 1000L/s 时。

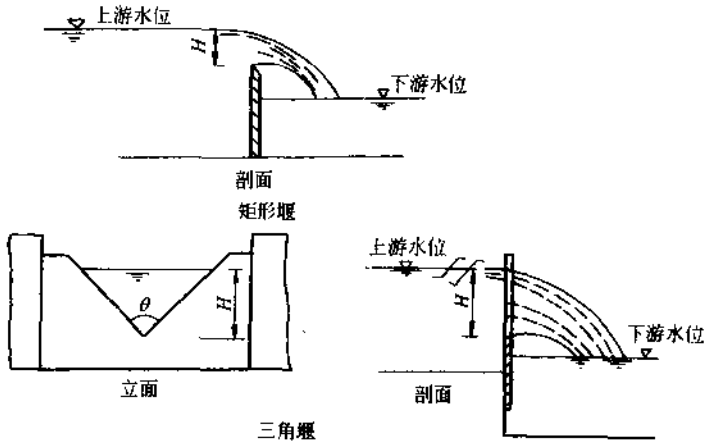


图 10-10 非淹没薄壁堰

矩形堰的流量公式为

$$Q = m_0 bH\sqrt{2gH}(\mathrm{m^3/s}) \tag{10-2}$$

式中 H——堰顶水深(m);

b——堰宽(m);

m_0——流量系数,通常采用0.45。

三角堰的流量公式为

当 $\theta=90°$时,

$$Q=1.43H^{5/2}(m^3/s) \tag{10-3}$$

当 $\theta=60°$时,

$$Q=0.826H^{5/2}(m^3/s) \tag{10-4}$$

10.6 公 用 设 施

污水厂的公用设施包括道路、给水管网、雨水管、污水管、热力管、沼气管、电力及电讯电缆、照明设备、围墙、绿化等。

(1) 道路:厂内道路应合理布置以方便运输,通常围绕池组作成环状,在这种情况下,道路可用单行线,宽度以3.5m为宜。厂内主干路应为上下行,宽度视厂的规模大小而定,一般为6~9m。可参见给水排水设计手册第3册《城镇给水》。

(2) 供水:厂内供水一般由城镇给水干管接支管供应。管网布置应考虑各种构筑物的冲洗,并应考虑设置若干消火栓。在污水厂内,为了节约用水,可考虑设中水站,将部分二级处理出水加以适当深度处理,用于处理构筑物的洗涤、厕所冲洗,以及绿化、消防用水。可能时,用中水供应城镇。

(3) 雨水排除:设计污水厂时应考虑雨水排除,以免发生积水事故,影响生产。在小型污水厂内,可在竖向设计时使雨水自然排除,不需修建雨水管。在大型污水厂内,则应设雨水管排除雨水。

(4) 污水排除:厂内各种辅助建筑物如办公楼、化验室、宿舍等均有污水排出,必须设置污水管。污水管最后接入泵站前的城镇污水干管中。厂内污水管也是各种构筑物放空或洗涤时的排水管。处理构筑物应有超越管渠,排空措施,排空水应回流处理。

(5) 通讯:对于小型污水厂,一般只考虑安装少量的外线电话;大、中型污水厂,由于人员较多,生产及辅助生产、生活的建筑和构筑物较多,为满足生产调度、行政管理及生活上的需要,一般可考虑安装30~200门的电话交换机。

(6) 供电:污水厂电力负荷性质应根据厂规模及重要性确定,根据负荷性质及当地供电电源条件来确定为一路或两路电源供电。对于大、中型污水处理厂,如电源有条件时,应争取采用双电源供电。供电电源的电压等级,应根据污水厂用电总容量及当地配电电网的情况,由供电部门确定。对于大型污水厂,厂内配电系统电压等级及是否设车间级分变、配电所,应根据厂的规模大小及厂平面布置,进行经济技术比较后确定。

(7) 仪表及自动控制:污水厂仪表及自动控制设计,要掌握适当的设计标准,在有工程实效的前提下,考虑技术先进。测量仪表及自动控制设备的数量、造型及控制方式的确定,要满足提高运行管理水平、提高处理水质、节约药剂及能量、改善劳动条件、减少运行管理人员等要求。小型污水厂一般只设少量仪表,就地控制;大、中型污水厂,一般设集中控制室,可集中显示记录,控制可集中也可分散。控制次数很少的,一般在就地手动控制;控制次数

较多的，可采用集中控制或自动控制。控制室位置的确定，要考虑到接近工艺设施，满足卫生、安静及采光、通风等条件。

(8) 绿化：为了改善污水厂的环境和形象，保证工作人员的身心健康，必须尽可能在建筑物和构筑物之间或空地上进行绿化，造成优美和卫生的环境。办公、化验、食堂、宿舍等经常有人工作和生活的地区，与处理构筑物之间，应有一定宽度的绿带隔离。在开敞式的处理池附近，不宜种植乔木，以免树叶落入池内，增加维护工作。应多种草皮和灌木。绿化面积不宜小于全厂的30%。

(9) 围墙：为了防止闲杂人等进入污水厂，应设置围墙。围墙最好用露空的，使外面的人可看到厂内园林景观，一般可做铁栅栏或上部开孔的矮砖墙。

10.7 辅助建筑物

污水厂的辅助建筑物有办公室、化验室、单人宿舍、仓库、机修车间、锅炉房、值班室、警卫室等房屋，其规模和取舍随污水厂的规模和需要而定。在大型处理厂内，还需建托儿所、幼儿园和接待室等。可按城乡建设部颁布的"污水厂附属建筑及设备设计标准"执行。

(1) 办公及化验：办公室是行政管理的中心，也是全厂的集中控制中心。办公室(楼)应位于厂区进口处，以利来访和邮递人员。办公室的布置应考虑管理方便，其外型应较其他设施美观大方。化验室是检验污水处理工艺成果的地方。两者都是污水厂必不可少的建筑物。在中、小型污水中，办公和化验室可设在同一建筑物内，而在大型污水厂内，化验项目较为齐全，仪器设备也较多，为了避免干扰，最好单设。

化验室所需仪器设备，可参见表10-5。

污水处理厂化验室所需仪器设备 **表10-5**

名　称	规格或参考型号	参考数量(台)
(1) 精密仪器		
分析天平	称量100g、分度值0.1mg、DT100	1
分析天平	称量200g、分度值0.1mg、TG328	1
光电分光光度计	波长420～700nμ、721型、751型	2
生物显微镜	50～1600倍	1
pH电位计	PHS—73、pH0—14	1
溶解氧分析仪	0～15mg/L、SJG—203	1
水份快速测定仪	最大称量10g、分度值5mg	1
污泥浓度计	1000～5000mg/L	1
自动电位滴定计	2D—2	2
生化需氧量测试仪	SX_{1-1}	根据需要决定
化学耗氧量测定仪	HYC_{-77}	根据需要决定
原子吸收分光光度计	$WFX_{-1}B$	根据需要决定
气相色谱仪	SP2305型、100型、102G型、103型	根据需要决定
光谱仪	WPQ—100型	根据需要决定

续表

名　称	规格或参考型号	参考数量(台)
光谱投影仪	PS—2 型	根据需要决定(和光谱仪配套使用)
测汞仪	F_{732}	根据需要决定
(2) 电器设备		
生化需氧量培养箱	恒温 20℃ ±1,LRH—250A	1～2
电冰箱	容积不少于 200L	1
高温电炉	1200℃ 自动控制温度	1
烘箱	35～200℃ ,自动控制温度	1
恒(保)温箱	室温至 60℃	1
电动离心机	0～4000r/min,4×50mL	1
机械真空泵	抽气速率 0.72～1.8m³h,真空度 5×10^{-4}	1
电子交流稳压器	614C,5kVA	1～2
恒温水浴	室温～100℃ 自动控制温度	1
(3) 玻璃制品		
全玻蒸馏器	500mL	10 套
砷化氢发生器	银盐法用	10 套
全玻回流装置	500mL	10 套
溶解氧瓶	300mL	100 个
烧杯	1000,600,400,250,150,100,50,25mL	各 5～20 个
量筒	1000,500,100,50,25,10mL	各 5～10 个
量杯	1000,500,250,100,50,25,10mL	各 5～10 个
酸式滴定管	50,25mL	各 5～10 支
碱式滴定管	50,25mL	各 5～10 支
微量滴定管	10,5mL	各 2 支
棕色酸式滴定管	50mL	5 支
移液管	100,50,25,20,15,10,5,2,1mL	各 10～20 支
刻度吸管	10,5,2,1mL	各 10～30 支
具塞纳氏比色管	50,25,10mL	各 48～96 支
试管	有刻度,5,10,20mL	各 50 支
漏斗	200mL 以上	2 个
漏斗	90,75mL	各 20 个
瓷蒸发皿	100,200mL	各 10～20 个
玻璃蒸发皿	300,100mL	各 10～20 个
古氏坩埚	瓷质 35mL	20 个
洗气瓶	500,250mL	各 5～10 个
吸滤瓶	硬质 500mL	5 个
冷凝管	600,400mm(直形,球形)	各 5 支

续表

名　称	规格或参考型号	参考数量(台)
橡皮奶头吸管		100 支
玻棒、玻管	大、中、小	各 2kg
锥形瓶	250、150mL	各 30～50 个
具塞锥形瓶	250、150mL	各 30～50 个
碘量瓶	250mL	30 个
蒸馏水瓶(下口)	20000、10000、5000mL	各 5 个
广口瓶	1000mL	5～10 个
试剂瓶(细口瓶)	500、1000mL(棕色、白色)	各 50 个
试剂瓶(细口瓶)	250、100mL	各 30 个
称量瓶	50、25、10mL(高形、矮形、带盖)	各 20 个
容量瓶	1000、500、250、200、100、50、25mL	各 10～20 个
分液漏斗(锥形)	500、250、125mL	各 30 个
分液漏斗(锥形)	2000、1000mL	各 2～5 个
瓷研钵	ϕ80mm	5 个
干燥器	300、260mm	各 5 个
玻璃活塞(三通)		5～10 个
三叉、二叉管		各 10 个
酒精灯		6～10 个
圆底烧瓶	1000、500mL	各 5～10 个
平底烧瓶	1000、500mL	各 5～10 个
凯氏烧瓶	800、500、250mL	各 10 个
坩埚	瓷质 30、10mL	各 10～20 个
(4) 其他物品		
扭力天平	TN—100	2 台
六孔电炉	3600～4800W	1～2 个
单孔电炉	600～1000W	5 个
滴定管台	瓷底板或玻璃底板	1～8 个
滴定管架		10 个
烧瓶夹	活动式	10～20 个
冷凝管架	活动式	10 个
打孔器		1 套
坩埚钳子	长、短形(不锈钢)	各 1～2 把
酒精喷灯		1～2 个
漏斗架	4～6 孔(木制)	2～4 套
分液漏斗架	10 孔(木制)	4 套
比色管架	10 孔(中、小)木制	各 4 个

续表

名　称	规格或参考型号	参考数量(台)
定钟时		1个
定量滤纸	紧密、疏松	各5～10盒
定性滤纸	快速、中速、慢速	各2～4盒
洗瓶刷	大、中、小	各5～10把
滴定管刷	长柄	2～4把
塑料管		若干
橡皮管		若干
温度计	量程:300℃、200℃、100℃	各2支
剪刀		2把
镊子		2把
采样瓶	3000、2000、1000mL	各2个
铁丝网	带石棉、不带石棉	各10～20个
标签纸	大、中、小	各200～400张
角匙	大、小	各20把
瓷盘	大、小	各2～4个
白瓷板		各5～10块
玻璃珠	中、小	各500g
脱脂棉		250g
玻璃棉		250g
螺旋夹		20个
水锅	直径140、180mm,铜制或铝制	2～3个
搪瓷盘(带盖)	中、小	2～4个
医药用胶手套		5～10付
防护眼镜		5～7付
塞子	软木、橡皮(各种大小规格)	各10～20个
灭火器	四氯化碳、二氧化碳	各1～2个
塑料瓶	500、1000mL	各10个
试电笔		1～2支
活塞脂		1盒
工具箱	(包括活动扳手、手钳、改刀等)	1套
急救药箱		1套

(2) 检修间:污水厂的机械设备甚多,经常需要检修,在大型厂内,必须设机修和电修车间。中、小型厂的检修工作可由大型厂的车间或管理单位的检修中心承担,不另设车间。

(3) 锅炉房:污水厂的锅炉房主要为污泥消化池加热服务,但也为各辅助房屋供热服务。设计锅炉房时,应考虑设置堆煤、堆渣场地和运输问题。

(4) 变电站:变电站应设在耗电多的构筑物附近,在中、小型污水厂内,宜设在鼓风机房

或进水泵站附近。但在大型污水厂内,各构筑物相距甚远,为了节省电缆,可设置若干个变电站,其数量视需要而定。

(5) 进出口:污水厂的正门一般设在办公楼附近。污泥及物料运输最好另辟侧门,就近进出厂,以免影响环境卫生,并防止噪声干扰。

(6) 噪声防护:污水厂的噪声防护,可参见给水排水设计手册第3册《城镇给水》。

(7) 人员编制:污水厂的人员编制按城乡建设部颁布的规定执行。

11 城镇垃圾处理及处置

根据《中华人民共和国固体废物污染环境防治法》,城镇垃圾是指国务院批准的城市和建制镇的建成区范围内的居民生活、商业活动、科研教育等事业单位、行政管理部门,以及旅游、交通等活动所产生的固体废弃物。

城镇垃圾的处理和处置是城市管理的基本内容之一。其工程设施的建设,包括垃圾的收集、分拣、运输、转运、处理以及回收利用等设施,属于环境卫生工程设施,也是城市市政基础设施的主要组成部分。

我国城市垃圾的正规治理及其设施建设和技术研究开发起步较晚。近 20a 来,各级政府和公众开始关注这一问题,许多城市积极建设或筹建垃圾收集、转运和无害化处理设施。与此同时,颁布了一系列管理法规、制度和技术标准。许多科研、设计和工程建设部门都开始涉足这一领域。但目前我国城镇垃圾真正意义上的无害化处理率仍然很低,大约不足 20%,工程建设和设备制造方面问题也较多。整体水平大体只相当国外上世纪 70 年代以前的水平。目前,随着可持续发展理论和循环经济理论的提出,国际上城镇垃圾治理对策已经进一步前移,从被动接受垃圾末端处理,转移到提高资源利用率,循环利用资源,尽量减少垃圾产生,实现"低垃圾城市"和"资源循环型社会"。垃圾的处理和处置技术,也从传统的三大技术(卫生填埋、高温堆肥和焚烧)的基础上,逐步向发展垃圾分类收集、集中分选和资源综合利用的方向过渡。

为适应当前建设的需要,本章重点介绍卫生填埋、高温堆肥和焚烧三大基础的有关设计问题。设计中,须遵照当地的环境卫生工程规划,并由环卫部门取得垃圾数量、性质等基础资料。

11.1 城镇垃圾卫生填埋

11.1.1 概 述

11.1.1.1 城镇垃圾特性

(1) 生活垃圾早在人类原始社会时就存在,它是伴随着人类的发展面发展,贯穿着人类的整个历史。

(2) 城镇生活垃圾是伴随人类全部活动的游动性非点源污染。因此,在处理前,它首先有一个收集和运输上的难题,需要解决好。

(3) 城镇生活垃圾成分复杂多变,由于城镇的文化水平、经济水平、生活习惯、气候条件等等的不同,垃圾的成分差别很大。即使在同一地区、同一民族,一年四季的垃圾成分也有

变化。

(4) 从城镇垃圾的产量发展趋势、成分及其理化性质的变化过程看，各地(包括国内外)的情况具有以下相同的特征：

1) 总产量持续增长：由于城市化现象，城市经济发展，人口增多，消费水平提高，各国普遍存在垃圾总产量持续提高的现象。特别是发展中国家，以我国为例，2000 年全国城镇垃圾产量为 1.2 亿 t 左右，约占世界产量四分之一，且以每年 2%～3%的速度增长。但近年来，在某些发达国家，由于相应治理对策的转变，已出现产量增速减缓甚至负增长的趋势。

2) 垃圾热值增高：随着消费水平提高，垃圾中纸类、塑料、包装物、织物等增长，国内个别城市垃圾热值已达 6800kJ/kg。

3) 垃圾密度下降：据调查，以北京为例，1974 年垃圾密度为 $0.89t/m^3$，2000 年降至 $0.26t/m^3$。这一变化提示，必须设法压缩运输，否则运费将日见增加，同时，还须加强填埋场的压实工作。

4) 可直接回收物增多：可直接回收物包括金属、玻璃、塑料、纸类、木器家具等，说明垃圾作为资源回收利用的潜力越来越大。

5) 有毒、有害物增多：有毒、有害物如各种装修和装饰废料、生物制品、电池、照明灯管、化妆品、包装材料以及放射性物质等，可能造成对环境和人的危害。

6) 大件垃圾的出现：大件垃圾指旧沙发、废冰箱、废电视、废汽车等，在我国尚有待制定有关的管理法规和标准。

以上城镇垃圾特性和变化规律，需有关部门进行长期调研和预测分析。设计中应密切关注有关问题和相关政策、法令、规划和工程技术的变化。

11.1.1.2 城镇垃圾处理方法的选择

选择的依据有以下几个方面：

(1) 土地资源状况：地广人稀，土地资源丰富的地方宜选用卫生填埋法。选址较易，一次性投资及运行费用均较低。例如美国，从上世纪 20 年代即采用卫生填埋法处理垃圾，至今仍有 60%的垃圾用卫生填埋法处理。

相反，地少人多，土地资源短缺的地方，如选择卫生填埋法时，首先即遇到选址的困难，因此多选择焚烧法等。虽然焚烧法的一次性投资及运行费用均高，但用地不到填埋法的十分之一，且用地可以永久利用，不像填埋法会使大面积土地的使用价值锐减。此外，由于焚烧法产电、制热，产生新的能源，故可享受国家的优惠政策。世界各国中，如日本、丹麦、瑞士等，垃圾处理的焚烧率均在 70%以上。我国珠江三角洲、长江三角洲等地区情况均类似。

(2) 地质条件：在粘土层很厚，地下水位很低，或在山峪、沟壑处，有不透水岩层的地质条件，例如当地下水渗透系数能达到 $10^{-7}cm/s$ 时，采用卫生填埋法可节省大量人工防渗层的工程费用，且不占用土地，并能增大填埋容量，延长使用年限。

(3) 社会文化、经济条件：随着社会文化、经济条件的发展，大量的技术经济研究表明，垃圾治理对策越向源头前移，社会总成本就越低，资源和环境的效益就越高。首选的垃圾处理技术工艺方案应是：源头减量、分类收集、分选回收和再生资源，剩余垃圾处理和处置。当然，这种选择目前还是国际上的发展趋势，有待实践成熟。

总之，从目前我国的实际出发，对传统三大技术的选择，仍应因地制宜，因时制宜。由于

土地资源价值差别大，难于评估，加以污染损失和人文地理条件等的限制，很难对三种技术作出量化比较。卫生填埋与焚烧的优劣比较，已如前述。高温堆肥的一次投资和运行费用一般在前二者之间。堆肥处理需将有机成分从混合垃圾中有效地分离出来，技术较复杂，费用较高。因此，混合垃圾在末端用高温堆肥法处理的作法，在我国少于垃圾卫生填埋和焚烧。有一种趋势是在垃圾排放源头分类后，即在居民区设小型的有机垃圾生物处理装置，以回收肥料，并减少运输。

由于焚烧后的灰烬和堆肥过程的筛余物最终仍需填埋，作为垃圾的最终处置方式，填埋场将会长期存在。

11.1.1.3　我国垃圾卫生填埋现状

在传统的垃圾三大处理技术中，目前在我国以卫生填埋为最多。近 20a 来，已有数十座大中城市建成若干具有相当规模和一定标准的现代卫生填埋场，还有一些城镇相继在建设或筹建中。由于尚在起步阶段，缺乏成熟经验，存在许多问题有待完善，诸如：

(1) 选址问题：填埋场的选址，包括配套转运站的设置条件，尚无规范可循。

(2) 设计问题：例如垂直和水平防渗的选择、填埋气体的导排和利用方案，特别是渗沥液的导排和处理方案等，均有待进行深入研究，创造成熟经验。

(3) 设备材料问题：例如防渗材料、导排管材、压实机械等的国产化尚不成熟可靠。填埋气体利用设备尚待开发。特别是水质恶劣，水质和水量变化都很大的渗沥液，亟需研制开发有效而经济的处理设备。

11.1.1.4　垃圾卫生填埋的发展趋势

综合分析国内外情况，可得出以下几点发展趋势：

(1) 由于焚烧法有灰烬，堆肥法有筛余物，均需填埋处置，可以认为，填埋法是城镇垃圾的最终处置方式，将长期存在下去。其有关的环境污染控制标准、工艺方案、技术参数等，均将随着客观要求的变化而不断调整，并趋于完善。

(2) 卫生填埋的前处理，即资源的分选、回收、利用工作将越来越受到重视，其结果是促使最终填埋量逐步减少，这将使填埋的运行费降低，并可延长填埋场的使用寿命。

(3) 由于垃圾综合利用工作的开展，填埋场的功能可能向多元化发展，改变单一功能，发展成为多功能的分选、堆肥、综合利用、最终填埋等处理和处置基地。

(4) 城镇垃圾的治理对策前移，分类收集是国际性的发展方向，一旦完全实现，将对卫生填埋场工艺产生重大影响。目前，已有一些国家提出禁止有机物填埋的想法或要求。欧盟甚至已经立法，到 2005 年，将禁止有机物进入填埋场。有机物进入填埋场不断减少，甚至不再进入，将导致填埋场的产气、导气和沼气利用问题逐渐消灭。渗沥液也将逐渐减少，以至消失，渗沥液处理的难题将会转化，渗沥液减少到一定程度即可掺入回喷填埋堆体的用水中加以利用，而不需处理。此时，填埋场的防渗要求也将降低。上述发展趋势，在发展中国家可能滞后，但需密切注视，及时吸取国外经验教训，以避免走弯路。

11.1.2　卫生填埋场分类

11.1.2.1　卫生填埋场特点及组成

(1) 特点：卫生填埋场作为垃圾处置方法之一，采用下列工程手段：垃圾堆放—摊铺—压实—覆盖，并不断重复。其特点是露天作业。被填埋垃圾在自然环境状态中，由于其本身

成分的作用,经过物理、化学、生物的降解,产生沼气和渗沥液—高浓度有机废水,最终达到稳定状态。

(2) 组成:填埋场由4个区域组成:填埋区(包括3个系统:防渗系统、渗沥液收集排放系统、气体导出排放系统)、渗沥液处理区、沼气处理区、管理区,见图11-1。

11.1.2.2 场址选择基本要求

填埋是垃圾处理中工艺简便,投资少,见效快,且广泛适用的方法。但是场址的选择十分重要。

(1) 场址应满足垃圾运输的经济运距,在场址选择的可行性比较中,应把垃圾填埋费用与垃圾收集、运输费用进行经济比较,常规经济运距≤20km。

(2) 场址在符合城市总体规划前提下,应尽可能位于城市夏季主导风向以及城市地下水流向下游的位置。

(3) 场址应设在地质条件好、地下水位低的地区,不得建在地下水补给区、洪泛区、淤泥区。

(4) 场址周边条件:场址对周边环境的影响既要少,又要具备一定的外部市政条件:

1) 场址应与周边现况或规划居住区及公共建筑区保持一定的卫生防护距离。该距离可视当地具体情况,与有关环保部门协商确定,一般不小于500m。

2) 场址周边应有电力、电信、给排水以及道路交通设施。

(5) 场址不得靠近饮用水水源。

(6) 场址应选在经济价值低的空地或低洼地带。

(7) 场址附近应有足够的垃圾填埋覆盖用土土源。

11.1.2.3 建场条件与场址评价

(1) 建场条件:

1) 填埋区必须有一定的填埋容量,填埋容量按填埋场设计日填埋量计算,应满足不少于6a的使用年限。

2) 场址在满足基本要求的前提下,还应执行国家环保总局与国家技术监督局1998年1月1日颁发的《生活垃圾填埋污染控制标准》(GB 16889—1997)。

3) 场区应能全天候运转。

4) 场区应建有良好的排水设施。

5) 应按日填埋量及运转情况,购置相应数量的机械设备,如装载机、摊铺机、推土机、压实机。

6) 应根据填埋场需要,修建相应的附属用房。

(2) 场址评价:完全符合标准的场址极为难得,为此,场址综合评价是必要的。场址综合评价的文件应包括:场址地形图、场址水文地质勘探报告、场址环境影响评价报告、填埋场设计方案说明。

场址评价应包括下述四个方面:

1) 环境评价:

① 场址应符合基本要求。

② 填埋场所产生的噪声、异味以及大气污染物的控制应符合国家环保总局与国家技术监督局1998年1月1日颁发的《生活垃圾填埋污染控制标准》(GB 16889—1997)。

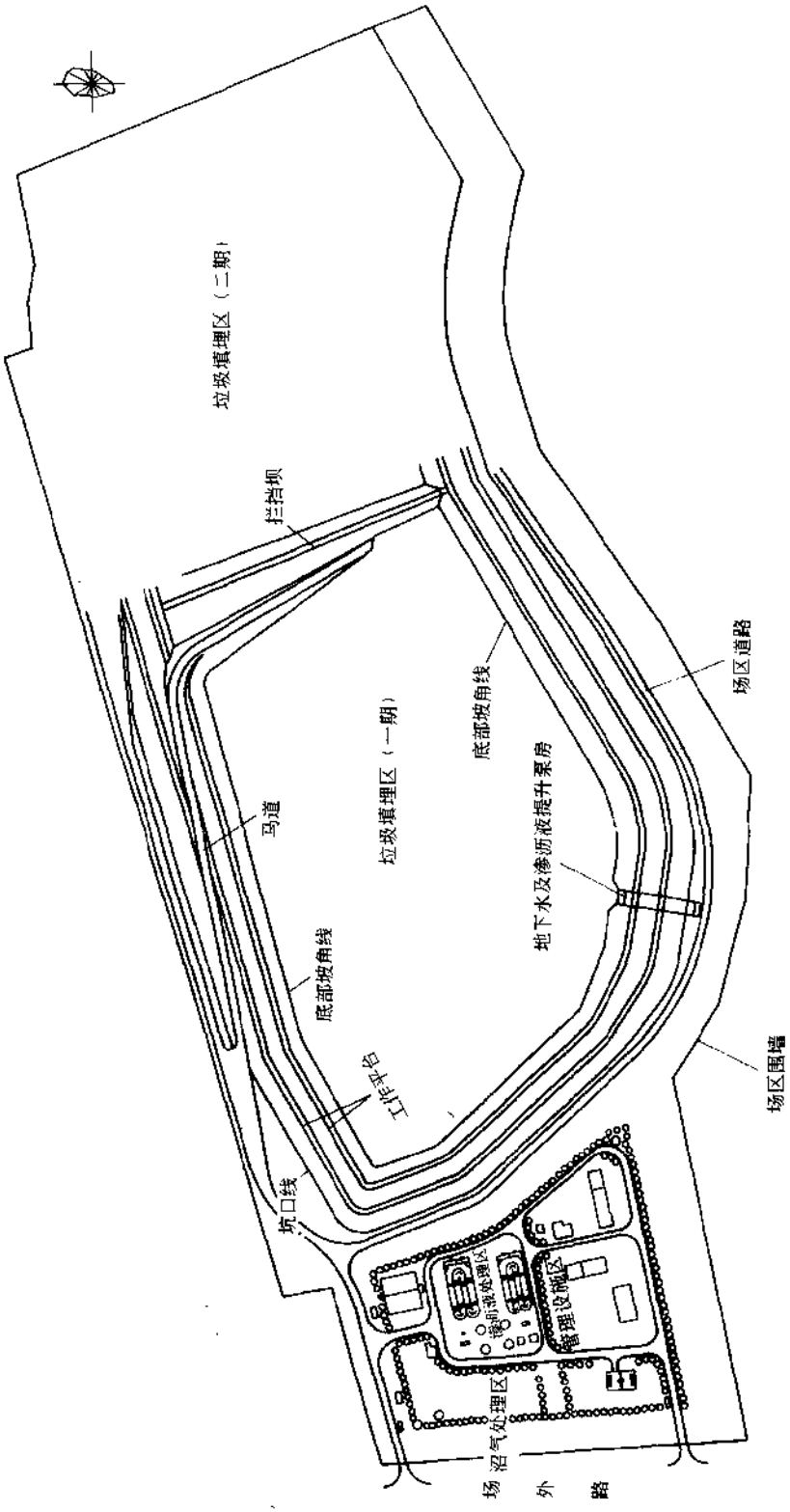


图 11-1　垃圾卫生填埋场平面示意

③ 填埋场所产生的火灾隐患、虫害以及随风飘落物对周边地区的影响，应有相应的辅助设施，如消火栓、药物喷洒装置以及防飞散网。

2）水文地质评价：

① 填埋场对现况地下水及地表水的影响。

② 场址地质构造能否形成天然屏障，从而把垃圾填埋产生的渗滤液对周边地区地下水的影响降至最低。

3）经济评价：比较各选址方案的单方造价。其公式为

单方造价＝填埋场总投资/填埋总容积

4）社会效益评价：依据场址所在地区的现况及规划，将场址填埋前的地价，与封场后垃圾分解稳定的条件下可利用价值相比较。

11.1.2.4 填埋场形式

填埋场形式取决于场址的地形及填埋区构造。

（1）按填埋区地形可分为三种：

1）洼地填埋：指利用价值低的自然形成的洼地、山谷或人为开采挖掘后废弃的洼地、深坑，见图 11-2、3。

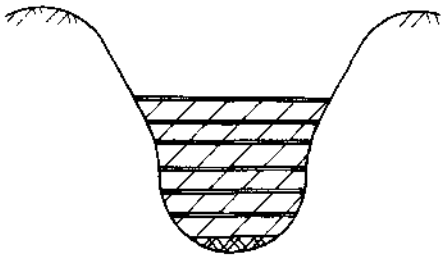


图 11-2 洼地填埋(一)

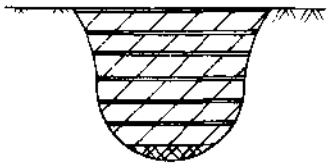


图 11-3 洼地填埋(二)

2）平地填埋：指利用平地向上叠加填埋，见图 11-4。

3）洼地与平地结合填埋，见图 11-5。

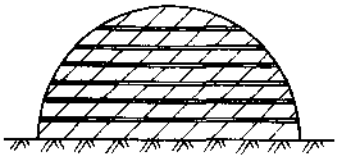


图 11-4 平地填埋

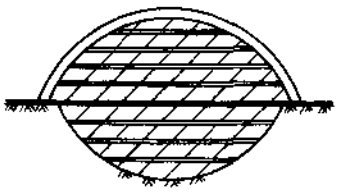


图 11-5 凹地与平地结合式填埋

（2）按填埋区构造可分为两类：

1）厌氧填埋：指渗沥液调节池水位高于填埋区渗沥液出水管管内顶，见图 11-6。

2）半好氧填埋：指渗沥液调节池水位低于填埋区渗沥液出水管管内顶，见图 11-7。

11.1.2.5 填埋区容积计算

填埋区总容积 V 应包括地下水导排层容积 V_1、渗沥液导排层容积 V_2、垃圾填埋容积 V_3，包括垃圾有效容积和覆盖土容积，及导排气系统容积 V_4。见图 11-8。

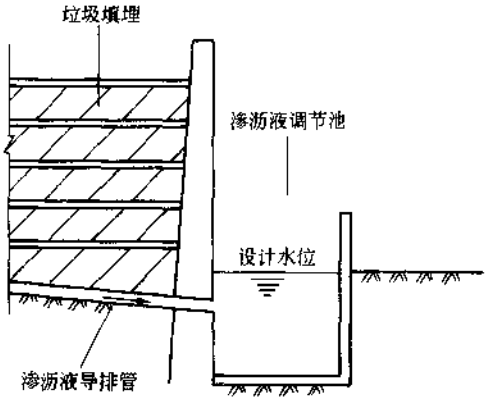


图 11-6　厌氧填埋

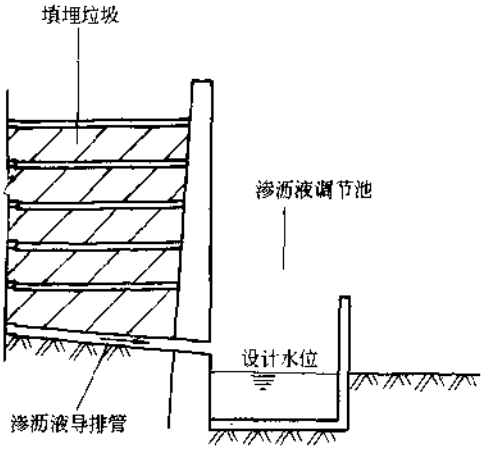


图 11-7　半好氧填埋

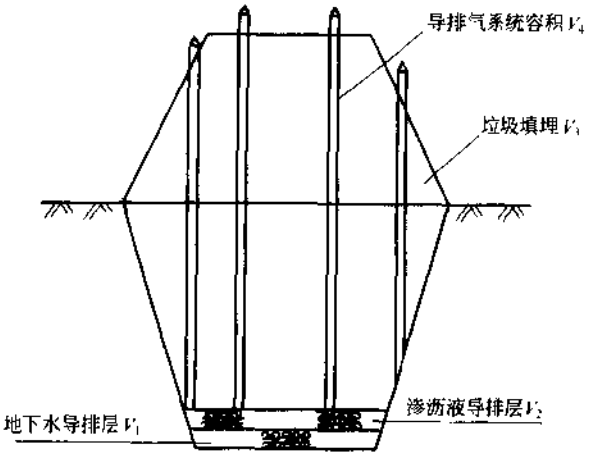


图 11-8　填埋区容积

填埋区总容积 V 可按式(11-1)计算：

$$V = V_1 + V_2 + V_3 + V_4 (m^3) \tag{11-1}$$

式中　V_1——地下水导排层容积(m^3)；

V_2——渗沥液导排层容积(m^3)；

V_3——垃圾填埋容积(包括垃圾有效容积和覆盖土容积)(m^3)；

V_4——导排气系统容积(m^3)。

11.1.3　垃圾填埋场防渗衬垫的设计及施工[1]

城市固体废弃物填埋场是控制固体废弃堆填物的一种方法，其填埋地点必须能防止地下水污染，有利废气排放，并有一个渗沥液收集系统和能对场周围的地下水和气体进行监测。现

[1] 本节由鞠建英执笔，申东铉[韩]、向琍云、肖山富参编，方先金、梁小琴、陈建生、姚庆、宋富顺、孟繁柱、徐文龙等提供了许多有益经验和有用信息，谨此致谢。

代卫生填埋场主要由衬垫系统、渗沥液收集和排放系统、气体收集系统和封顶系统组成。

衬垫系统位于填埋场底部和四周侧面，是一种水力隔离措施，用来将固体废弃物和周围环境隔开以避免废弃物污染周围的土地和地下水。图 11-9(a)是一个简单的城市固体废弃

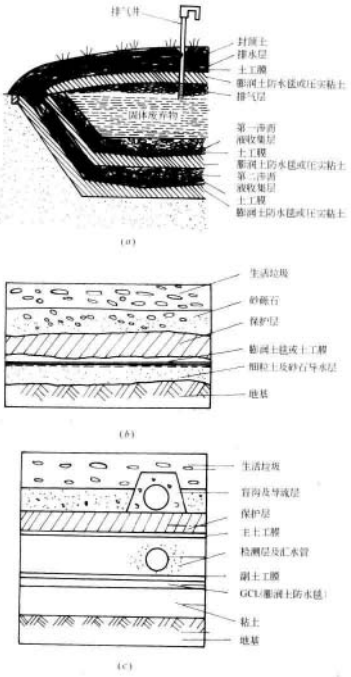


图 11-9 城市卫生填埋防渗结构示意

(a)城市卫生填埋场结构；(b)单复合衬里防渗结构；(c)双复合衬里防渗结构

物填埋场构造示意。

填埋场中最关键的部位是防渗衬垫。随着工业的发展和环境保护要求的提高，用于防渗衬垫的材料要求也在不断改进，如美国在1982年前主要使用单层粘土衬垫，1982年后才改成复合衬垫。日本、前西德也在上世纪80年代大量采用复合衬垫。我国也是在80年代开始研究采用复合防渗衬垫。

11.1.3.1　填埋场防渗衬垫的基本要求

(1) 世界各国，包括我国行业标准《城市生活垃圾卫生填埋技术规范》(CJJ 17—2001)和《生活垃圾填埋污染控制标准》(GB 16889—1997)，均要求卫生填埋场防渗衬垫和封顶防渗层，不管是天然的还是人工的，也不管用什么防渗材料和防水型式，其水平、垂直两个方向的渗透率均必须小于10^{-7}cm/s；其抗压强度必须大于0.6MPa。防渗衬垫和封顶防渗层必须在各个方向和各个折角处均起密封作用，在任何情况下不允许渗沥液渗出污染地下水。规范中有如下规定：

1) 填埋场必须防止对地下水的污染。不具备自然防渗条件的填埋场必须进行人工防渗。

2) 自然防渗和人工防渗处理应符合下列规定：

① 粘土类衬里(自然防渗)的填埋场，天然粘土类衬里的渗透系数不应大于1.0×10^{-7} cm/s，场底及四壁衬里厚度不应小于2m；改良土衬里的防渗性能应达到粘土类防渗性能。

② 当填埋场不具备粘土类衬里或改良土衬里防渗要求时，宜采取自然和人工结合的防渗技术措施。

③ 复合衬里应按下列结构铺设：

ⅰ. 防渗结构宜采用单复合衬里防渗结构；当不能满足防渗性能时，应采用双复合衬里防渗结构。

ⅱ. 高密度聚乙烯土工膜厚度不应小于1.5mm，并应具有较大延伸率。膜的焊(粘)接处应通过试验、检验。

ⅲ. 单复合衬里结构，见图11-9(*b*)，铺防渗层时，衬里应覆盖底面及坑壁。

ⅳ. 双复合衬里防渗结构，见图11-9(*c*)，铺防渗层时，衬里应覆盖底面及坑壁。主土工膜层以上应为渗沥液的主防渗层；主、副膜之间应为渗沥液检测层和次防渗层。

④ 土工合成材料在应用过程中应符合国家现行的标准《非织造复合土工膜》(GB/T 17642)、《聚乙烯土工膜》(GB/T 17643)、《聚氯乙烯土工膜》(GB/T 17688)、《土工合成材料应用技术规范》(GB 50290)中的有关规定。

3) 填埋场地基应符合下列规定：

① 场底地基应是具有承载能力的自然土层或经过碾压、夯实的平稳层，且不应因填埋垃圾的沉陷而使场底变形、断裂。

② 场底应有纵、横向坡度。纵横坡度宜在2%以上，以利于渗沥液的导流。

③ 粘土表面经碾压后，方可在其上贴铺人工衬里。

④ 铺设人工衬里材料应焊接牢固，达到强度要求，局部不应产生下沉拉断现象。在大坡度斜面铺设时，应设锚定平台。

4) 在地形、地貌和水文地质条件达不到自然防渗要求的生活垃圾卫生填埋场场地，必须采取水平防渗和垂直防渗措施，当采用粘土类衬里、土工合成膜、帷幕灌浆等防渗措施应

达到规定要求。

(2) 因垃圾成分复杂,填埋后生物递降分解的速度很慢,大约需要近百年,所以工业先进国家(如前苏联)要求用做卫生填埋场防渗衬垫的材料必须进行抗百年的加速老化试验。

我国有些填埋场选用的防渗衬垫材料,开始时渗透率均小于 10^{-7}cm/s 要求,有的甚至小于 10^{-9}cm/s,但半年后渗漏,污染地下水,其最主要原因是未进行抗百年加速老化试验。

前《联邦德国环境保护法》规定:在生活垃圾填埋场和特殊垃圾填埋场若没有基底防渗衬垫是不允许的。底部防渗层通常从下到上分为如下几个部分:具有一定坡度且压实的填埋场底层;防渗衬垫;排水层和排水管;细颗粒的垃圾层。

因为防渗衬垫和排水层具有一定的强度,所以在设计填埋场底层时,必须考虑好渗沥液流出所必须的坡度。填埋场底层承受着防渗衬垫和垃圾填埋场所有压力,必须牢牢地压实,以便将来发生不同形式的沉降都不会破坏防渗衬垫。填埋场底层的沉降压力必须保持均匀稳定。填埋场衬垫可以由自然材料(如粘土)、人造材料(如土工膜)、或由两种材料组合建造,如美、日、韩等国多年前就普遍采用两层织物中间夹一层天然钠基防渗膨润土的纳米防水毯,或一层高密聚乙烯薄膜、一层天然钠基防渗膨润土压制成的纳米防水板等。国内也有少数垃圾填埋场四周用地下连续墙或帷幕注浆结构筑防渗墙(如石家庄、潍坊等),这仅限于场地限制的少数实例,或原有垃圾填埋场渗漏危及周边环境而在周围筑防渗墙治渗漏(如北京某填埋场)。一般情况下不提倡用,因其代价太高,且难于做到完全不漏。但当由于场地受限制,或离市区过近、或垃圾填埋场上准备建运动场(例如韩国 2002 年世界杯足球赛赛场即建在填埋场上),需对周围环境进行严格保护时也会采用,由于还要做内防渗层,造价相对要高得多。

第 27 届世界杯足球赛赛场,建在韩国的一个大型垃圾填埋场上,其上、下及四周均用天然纳米材料—膨润土防水毯做成全封闭防渗衬垫。毯中所装的天然钠基膨润土出自中国。现在韩国国家规定:新建的垃圾填埋场必须用钠基膨润土——天然纳米材料制成的防水毯(板)做防渗衬垫。而在 15a 前所建的垃圾填埋场无一例外地均有不同程度的渗漏,这种情况在我国和东南亚各国及世界上不少国家都存在。为防治这些渗沥液污染地下水,污染江、河、湖、海需付出其原造价五倍的代价。有时为了根治渗漏污染,只好在填埋场的下面挖洞,重做永久防渗层、在填埋场的四周构筑地下连续墙或至少三重帷幕注浆防渗层,这实属下策。因此在修建垃圾填埋场时应选用百年不渗漏的防渗衬垫。

目前在德国《废液管理技术指南》(第一部分)中规定的防渗衬垫,见图 11-10。

11.1.3.2 粘土防渗衬垫的设计施工

(1) 粘土的构造特性和物理特性:我国古代就用粘土作防水材料,汉代长沙马王堆汉墓能保存的那么好,就是因为其墓室四周全部是用粘粒(直径小于 $2\mu m=2\times10^{-3}$mm)占 55% 的粘土建成,防水性特优,特耐久。这取决于粘土的以下特征:

1) 粘土颗粒的微结构特征:

① 结构单元体特征:粘土的结构单元体既可能是单个的矿物颗粒,也可能是多个矿物的聚集体。在自然界中,单粒结构单元体不多见,多见的是集粒结构单元体。

② 颗粒的排列特征:粘土的结构排列特征反映结构单元体之间的空间位置关系。

③ 粘土的孔隙性:粘土颗粒或集合体的大小、分布、形状、排列、结合程度等影响固体颗粒的性质,影响其水文地质特性。

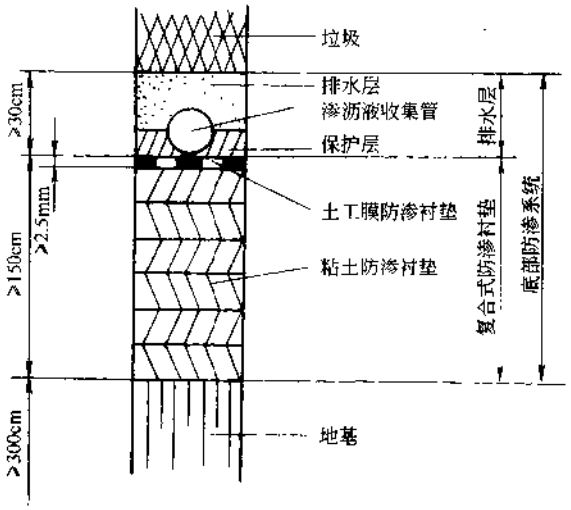


图 11-10　德国的填埋场底部复合防渗衬垫

④ 粘土的结构联结(见图 11-11):粘土的结构联结主要指结构单元体之间的相互作用或结合的性质,见图 11-11(a)的接触联结、胶结联结、同相联结和链条联结。也可以认为粘土中主要有凝聚型、过渡型和同相型三种基本结构联结类型,见图 11-11(b)。

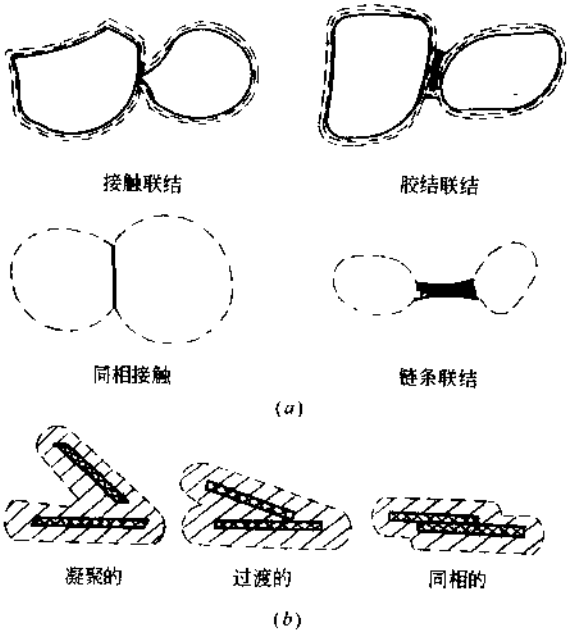


图 11-11　粘土的结构联结类型
(a)常见联结类型(据高国瑞);(b)分散体系的接触类型(Osipov)

2) 粘土的主要微结构:在天然粘土中可以找到的微结构模型,见图 11-12。是在一定上覆重压下形成的,结构要素完全不定向,孔隙直径为 2～3μm 或 10～20μm,孔隙度可达 60%～90%。在粉土中也能找到类似的结构。

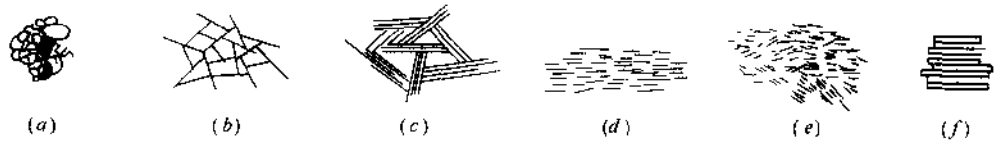


图 11-12 粘性土主要微结构模型

(a)蜂窝结构;(b)书架结构;(c)叠书支架结构;(d)分散结构;(e)涡流结构;(f)叠书式结构

3) 粘土的典型结构特征,见表 11-1。

Osipov 归纳的典型结构类型特征(据肖树芳整理) **表 11-1**

特征 / 结构类型	颗粒特征					孔隙			排列		连结		饱和含水率(%)
	粉粒含量(%)	粘粒含量(%)	粘粒粒径(μm)	矿物成分	接触方式	孔径(μm)	形状	孔隙率(%)	定向度	孔径/粒径	类型	强度	
蜂窝状结构	少	>25	1~2 为主	蒙脱石 伊利石	面-面(主),面-边	1 10~120	等轴(长:短=1.1:1)	60~90	无	1~4.5	凝聚型	低	30~55
骨架状结构	40~60	>10	1~2	伊利石等	面-面	1~2(小) 4~6(大)	等轴(长:短=1.1:1)	40~60	无	1~3	凝聚型	低	30~50
基质状结构	<40	>15	1~2	伊利石	边-面	1~0.2(小) 2~5(大)	等轴(长:短=1.1:1)	30~40	无	1 左右	近凝聚型 过渡型	较	20~30
紊流状结构	<40	>20	1~2	伊利石 高岭石	面-面,边-面(少)	0.5~1 12~15(大)	各向异性(长:短=1.6:1)	30~50	好	0.5~1	过渡型 同相型	高	10~30
纹层状结构	很少	>40	0.5~2	伊利石	面-面	0.5~1	各向异性(长:短=2:1)	45~60	好	0.1~1	近凝聚型 同相型	高	30~55
磁畴状结构	少	>30	2~6	高岭石为主	面-面,边-边	0.1~0.3(内) 2~8(间)	各向同性(长:短=1.1:1)	37~47	无	1	凝聚-同相型	变化	高含水
假球状结构	少	变化大	2~20(球)	含铁硅酸盐蒙脱石	面-边 面-面	10~15(大) 1~2(小)	各向同性(长:短=1.3:1)	高孔隙率 >40%	无	0.5~1	凝聚-同相型	变化大	高含水 >30%
海绵状结构	少	>30	粗集聚 80;微聚 5~30	蒙脱石	面-面(主)	3	微各向异性(长:短=1.5:1)	49~51	无	0.5~2	凝聚-同相型	较低	38~45

表 11-1 所列的典型结构，实际上在天然土中很难见到，天然的土要比这些理想化的结构要复杂得多。所以在实际应用时，必须现场取样试验。因为同是粘土其物理力学指标和化学组成差别往往很大。

4) 粘土的物理性质与其含水状况关系很大，作为主要的填埋场衬垫，必须满足一定的压实标准以保护地下水不被渗沥液污染。一般来说，衬垫应填筑成至少 60cm 厚且其透水率小于 1×10^{-7}cm/s 的压实粘土层。为了满足这个要求，对压实粘土衬垫的设计和施工应采取下列步骤：

① 选择合适的土料。

② 确定并满足含水量-干密度标准。

③ 压碎土块。

④ 进行恰当的压实。

⑤ 消除压实层界面。

⑥ 避免脱水干燥。

压实粘土被广泛用作填埋场和废弃堆积物的衬垫，也可用来覆盖新的废物处理单元和封闭老的废弃物处理点。在美国，几乎所有压实粘土衬垫和覆盖均被设计成其透水性小于或等于某一指定值。例如对于包容有危险品(有毒)垃圾、工业垃圾和城市固体废弃物的粘土衬垫或覆盖，其渗水率通常应小于或等于 1×10^{-7}cm/s。这与我国和世界上其他国家的要求是一致的。

(2) 防渗衬垫用的压实粘土土料：

1) 美国卫生填埋场的单层压实粘土防渗衬垫，见图 11-13。

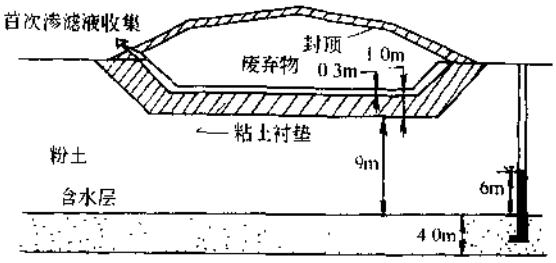


图 11-13　单层压实粘土防渗衬垫

对衬垫土料的主要要求是它能够被压实成恰当的低渗水性。在选择合适的衬垫土料时，下列条件应得到满足。

① 细粒料含量：土料中应包括有 20% 以上的细粒料。此处细粒含量的定义是指通过 200 号筛(美制，其孔径相当于 0.075mm)的土料重量占干土总重量的百分比。即粘粒(<0.002mm)占土重应≥20%。

② 塑性指数：土料的塑性指数至少在 10 以上，虽然有些土料其塑性指数稍低也可适用，但因为塑性指数比 10 小的土料其粘粒含量较少，通常很难压到必需的低透水率。而如果土料的塑性指数大于 40，则会给施工带来困难，因为这样的土料在干燥时会形成很硬的土块，潮湿时土块又非常粘，这些都会给现场施工带来很大困难。基于同样理由，某些具有较高胀缩趋势的土料也是不合适的。一般来说，用作压实粘土衬垫的土料其塑性指数在 10～35 之间比较理想。

③ 砾粒含量：砾粒含量(指不能通过 4 号筛，孔径 4.76mm 的粒料)不能太高，作为一个保守的数值，建议砾粒含量不要超过 10%。然而，如果砾粒在土中分布比较均匀，而且不妨碍羊脚碾碾压，则虽然数量较大也不必剔除。从图 11-14(a)、(b)中，可以看出只要砾粒含量不超过 50%(或 60%)，压实粘性土的透水性对砾粒含量的反应是不灵敏的。但是如果砾

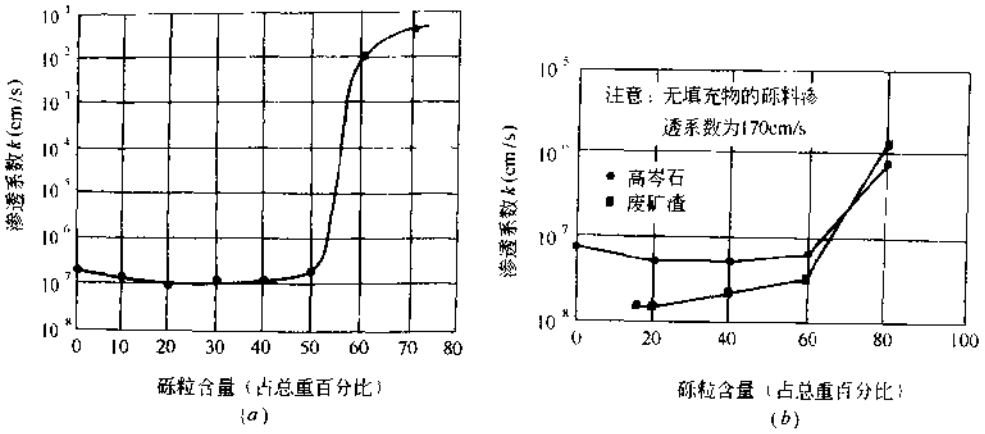


图 11-14 砾粒含量与透水性的影响

(a)砾粒含量对压实后的透水性的影响；(b)高岭石与砾和废矿渣与砾的混合物，其透水性和砾粒含量的关系

粒之间的孔隙不能被粘性土填实并能在衬垫中形成连续通道，则砾粒应予剔除，关键问题是在土体孔隙中有没有小颗粒或细颗粒将砾粒隔开。

④ 砾石：直径大于 2.5～5cm 的块石应从衬垫材料中除去。

2) 德国的垃圾填场粘土防渗衬垫要求满足以下要求：

① 在选择粘土材料的颗粒分级时，必须保证其最小颗粒不流失，且不宜出现裂缝现象。最小颗粒(直径 $2\mu m=2\times10^{-3}mm$)的重量应不小于 20%。

② 粘土的类型和含量应根据具体情况视所要求的吸附能力而定，最小重量为 10%。

③ 含粗砾石，石块，木块，树根和其他异物的土壤不可用于修建防渗层。土壤中的有机物重量不可大于 5%。碳酸盐含量不能大于 15%。

④ 天然地基表面的压实度必须大于 95%。由于承载力引起的防渗衬垫底部变形，可对整个系统的防渗功能产生不利影响，为此应对其沉降值和变形情况进行计算分析。

⑤ 防渗衬垫建成后，其防渗材料必须均匀，并且具有相同的含水率。

⑥ 每一粘土压实层在建成后，都必须具有大于 95%的压实度。

⑦ 修建时的含水率必须大于压实度 95%时的含水率。

不能满足上述要求时，必须通过提高压实力来保证孔隙率不大于 5%。

⑧ 作为填埋场承托层的天然地基必须拥有大于 3m 的地层厚度和良好的吸附性能。如粘土地基的厚度能满足上述要求且渗透系数小于 $1\times10^{-7}cm/s$，则可基本上视为符合标准。此外天然地基还应有较大的延伸面积。勘探时必须对其地质状况做出充分详细的描述。

(3) 防渗衬垫粘土对含水量与干重度的要求：粘土在高含水量条件下压实能得到较小的透水率，但其抗剪强度却会降低，甚至低到难以承受碾压机具的重量。填埋场衬垫的压实标准和其他工程填土(如房屋地基或路基)不同，习惯上工程填土的压实标准是按承载力要求建立在强度基础之上的，而对填埋场衬垫，压实标准是按渗水性要求来设计的，粘土衬垫的填筑含水量要比其他工程填土大 2%～6%。表 11-2 给出了常规压实粘土与填埋场粘土衬垫的比较。

常规压实填土与填埋场粘土衬垫的比较　　表 11-2

项　目	常规压实填土	填埋场粘土衬垫
设计标准	承载力(抗剪强度)压缩性	渗水性($k \leq 1\times10^{-7}$cm/s)抗剪强度,收缩势
施工要求	压实度为90%～95%(含水量可小于或大于最优含水量) 压实层厚通常为20～30cm	压实度为90%～95%(含水量大于最优含水量) 压实层厚不得超过15cm

注：压实度为填土的设计干重度与最大干重度之比。

填埋场粘土衬垫最重要的方面是既要保证衬垫土料压实到一定的含水量和干重度以得到较低的渗水率,又要在其他方面(如抗剪强度等)也具有较好的工程性能。在美国对大多数工程填土来说,修正普氏击实试验结果相当于现场土料压实效果的上限,标准普氏试验的结果相当于压实效果的中间值,而折减普氏试验结果则用来表示有代表性的粘土衬垫或覆盖的最小压实能量水平。折减普氏试验的步骤与标准普氏试验相同,但每层击数为15击而不是25击。三类普氏试验比较,见表11-3(标准普氏击实试验相当于我国《土工试验方法标准》(GB/T 50123)中的轻型击实试验,修正普氏试验之锤重、落高与分层数均与重型击实试验相同,但重型击实试验的锤击数为56次而不是25次)。

三类普氏击实试验比较　　表 11-3

试验类型	锤重(kg)	落高(cm)	击实分层数	每层锤击数
修正普氏试验	4.5	45.7	5	25
标准普氏试验	2.5	30.5	3	25
折减普氏试验	2.5	30.5	3	15

建立击实试验试样的透水性、抗剪强度和其他性能与设计标准之间的关系,可按下列步骤进行。

1) 将实验室击实试验(包括修正普氏试验,标准试验和折减普氏试验)的结果绘成击实曲线(含水量与干重度关系曲线),见图11-15。每条曲线大约需要5～6个不同的击实试样。

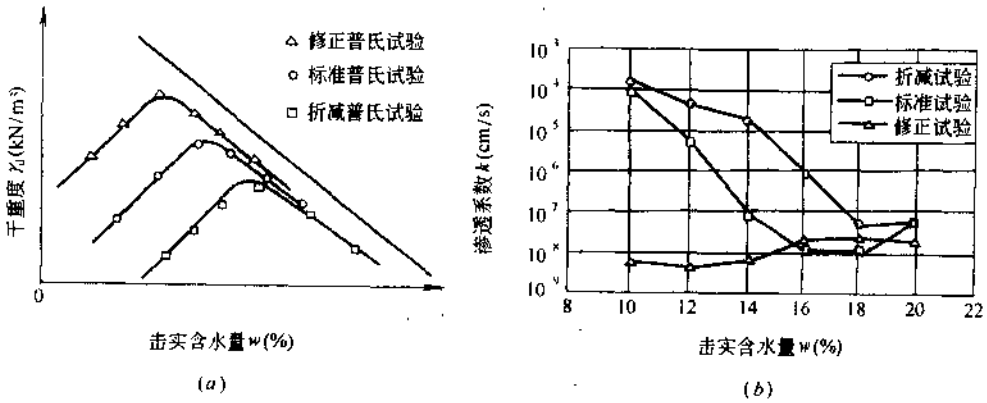


图 11-15　击实实验曲线

(a)三种普氏击实试验结果的击实曲线;(b)渗透系数与试样含水量关系曲线

2) 击实试验结束后,每一个击实试样均应进行渗透试验以确定每个试样的透水性。击实粘土试样的渗透系数可在实验室中用柔壁渗透仪(flexible-wall　permeameter),见图11

-16。进行常水头渗透试验测定。试验时要注意保证整个试验步骤都不能出错，包括某些细节如饱和度、回压、有效围压等均应仔细加以选择。将测定的渗透系数绘成试样含水量的函数，见图 11-15。

3) 将图 11-15(a)中的击实曲线按所测定的渗透系数重新点绘，渗透系数不同的击实试样使用不同的符号，见图 11-17(a)。图中空心符合表示渗透系数大于最大理想值(1×10^{-7}cm/s)的试样；实心符号表示渗透系数小于或等于最大理想值的试样。可据此画出一条"理想带"，其范围内的试验已满足或超过了设计标准($k\leqslant1\times10^{-7}$cm/s)。

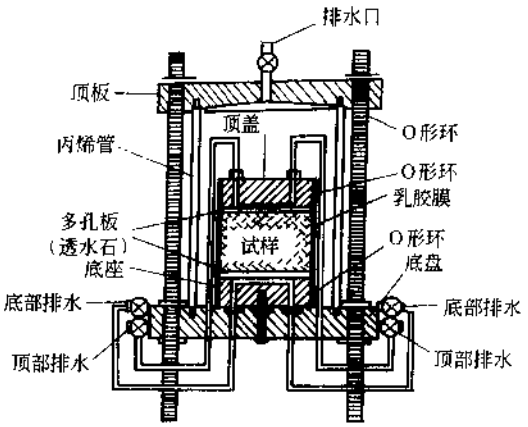


图 11-16 柔壁渗透仪

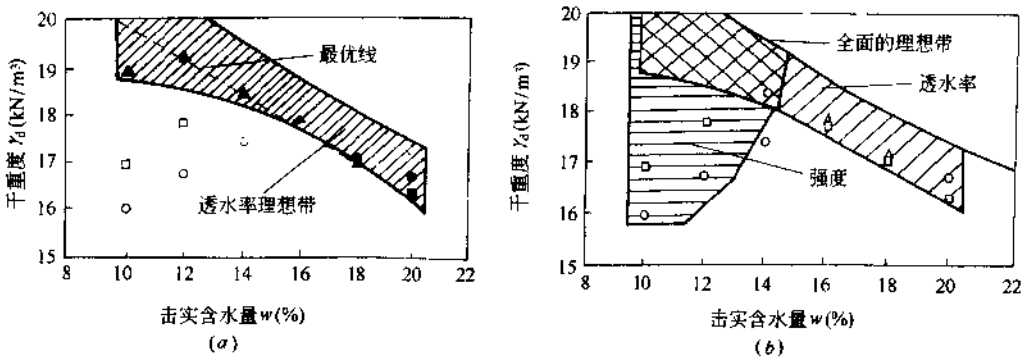


图 11-17 确定满足抗渗要求的理想带

(a)根据渗透系数确定的理想带；(b)根据渗透系数和抗剪强度确定的理想带

4) 理想带还应根据其他因素如抗剪强度等加以修正：为了限定击实试验曲线理想带的范围使其既能满足渗水性又能满足抗剪强度等其他因素的设计标准，一般还要进行必须的附加试验。图 11-17(b)表示分别根据透水性和抗剪强度限定的理想带如何重叠成一个单一的理想带的。同样的办法也可用来考虑其他与任何一项特殊设计有关的因素，如收缩势等。

(4) 粘土块对粘土压实的影响：土块大小对压实粘土的渗水性有很大影响，例如有两个粘土试样，其中一个土块大小为 1.91cm，另一个为 0.51cm，在相同的击实含水量下用同样的力加以击实，前者渗透系数可达 1×10^{-4}cm/s，后者则仅为 1×10^{-7}cm/s。Daniel 对此进行了研究，其试验结果见表 11-4。

土块大小对压实粘土渗水性的影响 表 11-4

土块大小(cm)	渗透系数 k(cm/s)	土块大小(cm)	渗透系数 k(cm/s)
1	3×10^{-7}	0.2	9×10^{-9}
0.5	2×10^{-8}		

根据 Olsen 提出的土块理论，压实粘土中的水流绝大部分发生在粘土土块之间相对较大的孔隙中，而不是发生在沿土块内土粒之间的微小孔隙中，如图 11-18(*a*)所示。同时根据上述理论，湿软的土块比干硬的土块更易被重塑，因此，当粘土在比最优含水量稍湿的条件下压实时，湿软的土块会被重塑，从而使土块之间的孔隙变小，渗透系数降低，见图11-18(*b*)。

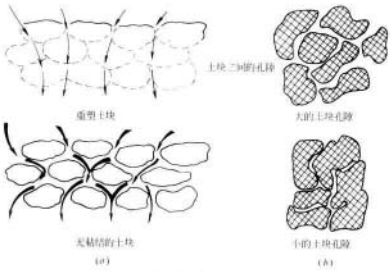


图 11-18　粘土块对粘土压实的影响
(*a*)土块重塑对压实粘土渗水性的影响；(*b*)土块孔隙

现场施工应保证粘土块被彻底重塑，而且要消除土块之间的大孔隙。施工时可采用下列两种方法破坏土块。

1) 用较高的填筑含水量使土块湿润，产生的湿软土块在一般的压实能量下容易被重塑成没有大孔隙的土体。但应注意在高含水量情况下不能影响合理施工。

2) 填土在低含水量条件下压实，但使用很重的碾压机具，使土块被压碎，从而消除土块之间的大孔隙。

在施工现场要使填土的含水量和压实功能配合好是十分困难的。如果填土较干，需要相当高的压实能量才能得到较低的透水率，而对较湿的土，对压实能量的要求就可以比较低。

最合适的填筑含水量还决定于其他一些因素，如担心在长时间内土会被晒干或发生膨胀以及对抗剪强度的考虑等。可以根据对除渗水性要求以外的其他因素的考虑，决定采用较低的或较高的含水量范围。

(5) 压实功能对粘土压实的影响：另一个对粘土衬垫材料工程性质起重要控制作用的变化因素是压实功能。见图 11-19，压实功能增加，则干

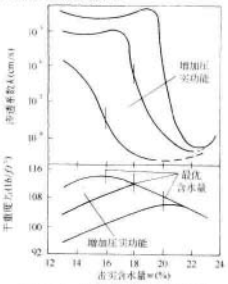


图 11-19　压实功能及含水量对压实粘土渗水性的影响

重度增加，最优含水量减少，渗透性也减弱。在最佳湿度下压实填土，即使其干重度并未适当增加，其渗水率也可通过增加压实功能降低 1 至 2 个数量级。大的压实功能可以帮助重塑土块，使土粒重新排列，减少土中大孔隙的大小和连接，并降低渗水率。关于压实方式，Mitchell 等发现揉搓压实的方式比其他压实方式更能得到低的渗水率。建议使用羊脚碾，因为"羊脚"能更好地重塑土块。

在给定某一面积上碾压的遍数和每次需压实的压实层厚度后，施加于土体的压实功能，其大小取决于碾压机重量。增加碾压重量和遍数或减少压实层厚度均能提高压实效果。在压实低渗水率粘土衬垫时，这些因素的最佳组合则取决于土的含水量和下卧地基的坚固程度。如果填土非常潮湿或下卧地基很软，压缩量较大，例如在压实填埋场封顶覆盖时，其下 30～60cm 处恰好为城市固体废弃物，此时就不宜使用很重的碾压机。

常用的碾压机的重量一般超过 32t，它适用于压实填埋场底部的衬垫，而对大多数覆盖层来说，这样的碾压机太重了，因为在覆盖层下不远处就是压缩性很大的废弃物。静重为 14～18t 的碾压机可用于封顶系统低渗水率层的压实。

碾压机在给定的面积上应碾压足够的遍数以保证达到所需的压实度，最小的碾压遍数是不固定的，但一般认为至少应碾压 5～10 遍，才能施加足够的压实能量并保证施工质量。

(6) 防渗土的压实厚度和压实层界面处理

粘土衬垫是通过在水平方向逐层压实而填筑起来的，每次倒土压实的土层称为压实层。粘土衬垫施工时，如果新的填土直接倒在原来压实层没有经过扒松的表面上，两层填土的界面会形成一个高渗水率、低强度的地带。经过衬垫流动的水分就能通过此界面迅速扩展到下层填土中去，如图 11-20(*a*)所示。为了避免形成界面水流，先填的压实层表面应在加下一层填土之前预先扒松。

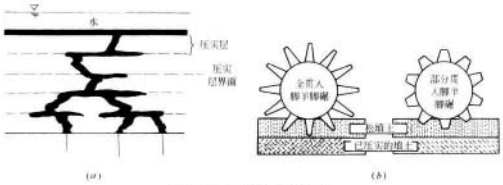


图 11-20 粘土的压实界面处理

(*a*)由于压实层结合较差形成的水流；(*b*)带有部分贯入和全贯入脚的羊脚碾

显然，存在着一个最大的压实层厚度，超过这个厚度，碾压机就不能再重塑土块并使其粘合，或对于给定的含水量，压实层界面搭接将达不到好的效果。通常每层松的倒土厚度为 20～30cm，压实后的厚度为 15cm。使用全贯入羊脚碾可以将新的填土直接压入老的填土中去。"全贯入"的意思就是碾压轮上的脚高比新倒上去尚未碾压的填土厚度还要大，所以"脚"可以充分贯入到松土中(包括在老土顶部被扒松的土)并使压实层界面得到充分压实，见图 11-20(*b*)。

(7) 防止粘土防渗衬垫干裂的措施：对于固体废弃物填埋场，用于填筑低透水率衬垫和

覆盖的肥粘土，通常均在比最优含水量更潮湿的情况下堆填和压实，这样可以在施工时使压实粘土的渗水率最低。但是在相对比较干燥的地区或粘土可能遭到季节性干旱的地区，如果衬垫最终处于干燥状态，上述做法可能适得其反，因为潮湿的压实粘土如果容许干燥则极易产生大的开裂。

产生以上问题的根本原因是当压实粘土的填筑含水量增加时其收缩势也同时增加。而为了使压实粘土的透水率不超过 1×10^{-7}cm/s，粘土衬垫压实时的含水量往往大于最优含水量。如果根据透水性要求在湿润条件下压实是有效的，那么在干旱地区，甚至在干旱季节靠近表面的粘土会发生干裂的半干旱地区，用湿粘土施工是否同样合适呢？其关键是要找到一个压实土料的方法，使压实后的粘土既满足低透水率又满足低收缩势的要求。

根据许多学者的研究，要在干旱地区或在因其他原因可能会产生干裂的地方设计低透水性压实粘土衬垫或覆盖，其有效的基本设计原理可大致简述如下：

1）使用含砂的土料：土体干缩的趋势将随着土中粘粒含量的增加而增加，粘质砂土兼有低透水性和低压缩性的特点，可以使干燥时土体的收缩率减小。

2）在最低填筑含水量下压实。有些土可以在相对比较干燥的条件下压实，只是有较高的压实能量，也能做到既满足低透水率又满足低收缩势的要求，即使土体被晒干也只会发生较小的收缩和干裂。

3）保护粘土衬垫：薄层表土或未加覆盖的土工膜均不能保护其下压实粘土衬垫不被晒干和开裂，但在湿润地区用适当厚度的覆盖土层或在干旱地区用有表土覆盖的土工膜均可有效地防止其下压实粘土衬垫发生干裂。在封顶系统中，应考虑使用复合土工膜和土质保护层，以尽可能减小干燥对隔离层的影响。

(8) 德国对粘土防渗衬垫的质量验收要求：

1）在粘土材料的采集地区应进行详细检验分析，以充分了解材料成分的变化区域。如果采集地区的构造变化很大，则应通过技术规范规定的对采集进行持续性的他人检验的监察。

2）建造粘土防渗衬垫的工作不能在不适宜的气候条件下进行，即防止可能对含水率、压实度和渗透系数产生不利影响的天气。如寒冷气候。

3）在冰冻期到来之前，应对已建好的防渗衬垫或衬垫中某些部分采取防冻保护措施（如遮盖等）。

4）对填埋场承托层和每一建好的粘土压实层的表面应进行充分排水。为防止粘土干裂，应采取必要的技术措施。

5）建成填埋场防渗衬垫时，必须选用经批准的施工设备。

6）在采用对粘土材料进行破碎或与小颗粒骨料混合的工艺来保证粘土材料的均匀性时，应使用强制混合器。

7）使用块状材料建造防渗层时，必须保证土块直径不大于 32mm。

8）通过现场试验确定所要求的粘土层厚度，实际建造中不得超过规定厚度的 10%。使用细颗粒粘土时，压实层厚度通常为 0.25m，此时可达到最大均匀性。必须注意上、下粘土层之间保持良好的衔接状况。

9）每一粘土压实层建成后，必须在建造下一粘土层或铺设防渗土工膜之前都应进行现场检验：

① 在每一层压实层的 $1000m^2$ 范围内，至少在三个不同地点，从这一层底面之上的 1/3 处，测定土的压实密度。粘土防渗层的压实密度可在一个检验步骤内（自行或他人检验）测定，也可采用放射探针检测法，在网格间距为 15m×15m 的区域内分别测定。

地基承托层的密度可采用平板压力试验法测定。

当边坡地带按上述规定水平铺设粘土防渗层时，应每隔 30m 对压实层进行一次密度检验。

② 在铺设下一个粘土层或防渗土工膜前，必须对已建好的压实层或填埋场承托层的表面进行直观检验。

③ 在每个划分为 20m×20m 的网格区域内应对压实层和填埋场承托层的厚度和平整度进行高程测量。在边坡地带，要对每 $50m^3$ 已建成的粘土材料进行上述检验。

10）实样试验：在每一压实层的每 $1000m^2$ 范围内，应至少在三个不同地点取样，并进行含水率的测定和在防渗层验收时所进行的快速检验法的等价性，应在必要时给予证明。当采用粗颗粒材料时，必须按照上述(7)中的规定 。检验所达到的颗粒破碎程度，在每四个样品中，必须额外进行一次粒径测定和压实密度测定。这一检验至少应在每一施工工日内进行一次。

当不能按上述规定进行试验时，也可采用快速检验法，但必须事先通过适宜性检验对快速检验法的可靠性和等价性给予证明。

11.1.3.3 复合防渗衬垫的设计施工

目前复合防渗衬垫的做法有很多种，最常用的是以下四种：单层土工膜和压实粘土衬垫[见图 11-12(*a*)]；双层土工膜和压实粘土衬垫[见图 11-21(*b*)]；当地土与膨润土混合压实衬垫；就地灌水泥砂浆衬垫。前三种用的比较普遍，后一种需视地形情况而定。如 1989 年建成的北京燕山石油化工有毒有害废物填埋场，容量 $5\times10^4m^3$。利用三面环山的地形，筑 20m 高的坝，底和周边用水泥浆灌注到岩基后埋管引气、引渗沥液，留有 4 个观测点，至今无渗沥液渗出。

（1）土工膜：是填埋工程中最常用的三种土工合成材料之一（另两种为土工网和土工织物），是一种基本不渗水的连续的聚合物薄膜。它也不是绝对不渗水，但和土工织物或普通的土甚至粘性土相比，其渗水性极小。通过水汽渗透试验测得其渗透系数约为 $0.5\times10^{-10}\sim0.5\times10^{-13}cm/s$，因此，它经常被用作液体或水汽的隔离物。以下简要介绍土工膜及其复合防渗衬垫[见图 11-21(*c*)]。

1）土工膜的种类：土工膜由一种或多种聚合物构成，其中也可添加如炭黑、色素、填料、增塑剂、交联化学制品、防老化剂及生物制剂等其他成分。用于制造土工膜的主要的聚合材料有：

① 热塑塑料，如聚氯乙烯(PVC)。

② 结晶状热塑塑料，如高密聚乙烯(HDPE)、超低密聚乙烯(VLDPE)、线性低密聚乙烯(LLDPE)等。近年德国的垃圾填埋场防渗层为 2mm 厚的 HDPE 2 层。

③ 热塑合成橡胶，如氯化聚乙烯(CPE)和氯化磺胺聚乙烯(CSPE)等。

常用于土工膜的聚合材料为 HDPE，PVC，CSPE 及 CPE。土工膜的厚度可由 0.5mm 至 3mm 不等，除 HDPE 外，其他土工膜的厚度可取 0.75mm 左右，HDPE 土工膜的厚度则至少取 1.5mm，以满足焊接接头的需要。有的土工膜在制造时和钢筋网放在一起碾压，表

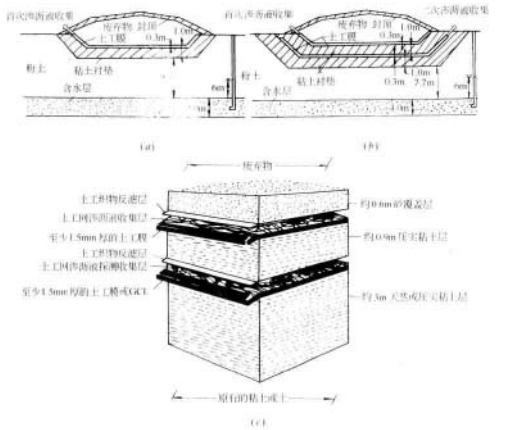


图 11-21　美国常用的复合防渗衬垫

(a)单层土工膜和压实粘土衬垫；(b)双层土工膜和压实粘土衬垫；(c)双层复合填埋场衬垫系统

面形成波纹状或格栅状，这样可以提高抗拉强度和变形稳定性，美国称斯克林(Scrim，相当于中国的格子布)。

2) HDPE 土工膜：在填埋场衬垫系统中使用最广泛的土工膜是 HDPE。HDPE 土工膜不仅在用作填埋场衬垫时表现出优良的耐久性能，而且也适用于污水池衬垫、废水处理设施、渠道或水池的衬砌、移动覆盖等。

HDPE 土工膜是在平板挤压机上用高分子加密聚乙烯制成的，其厚度有 1.0、1.25、1.5、2.0、2.5mm 等几种，它具有下列特征和优点：

① 抗化学腐蚀能力强，一般来说，抗化学腐蚀能力是衬垫设计中最需要注意的，而 HDPE 是所有土工膜中抗化学能力最强的一种，填埋场渗沥液并不会对由 HDPE 组成的衬垫造成危害。

② 渗水性低，HDPE 的低渗水性可保证地下水不进入衬垫，雨水不渗入封顶，甲烷(沼气)不会从气体排放系统中逸出。

③ 抗紫外线能力强，各土工膜中 HDPE 对紫外线老化的抵抗能力最强，添加炭黑可增强对紫外线的防护，而且由于在 HDPE 土工膜中不允许添加增塑剂，因此不必担心由于紫外线照射而引起增塑剂的挥发。HDPE 的缺点是现场焊接难于保证质量，且易被尖物戳破。

3) 波纹面土工膜：把土工膜表面压成粗糙的波纹状或格栅状的方法，现已得到很快推广。特殊的波纹状或格栅状表面可以增加衬垫与土体、土工织物及其他土工合成材料之间的密合程度而使边坡稳定性得到改善。覆盖在衬垫上的土体因底部摩擦增加而不易滑动，使各种陡峭边坡的稳定安全系数提高。表 11-5 给出通过直剪试验求得的波纹面土工膜和各种材料接触面上的摩擦角和凝聚力。任何一种聚乙烯土工膜的一面或两面均可加工成粗糙的外壳，但波纹面土工膜的四边均应留 15～25cm 的光滑段以方便焊接，在铺设前要对光滑段核心的厚度及强度进行快速检验。

波纹面土工膜与材料接触面上的最大摩擦系数 **表 11-5**

土工膜接触的材料	摩擦角(°)	凝聚力(kPa)	土工膜接触的材料	摩擦角(°)	凝聚力(kPa)
排水砂层	37	1.20	无纺土工织物	32	2.64
粘　土	29	7.20			

(2) 复合衬垫：由土工膜和一层低渗水的粘土紧密接触而成，它已广泛用于危险品填埋场和城市固体废弃物填埋场(见图 11-22)。

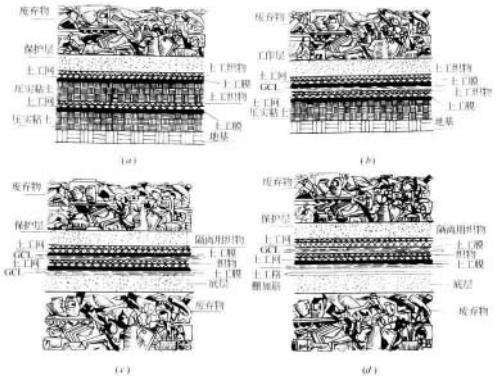


图 11-22　复合衬垫的应用(GCL 是在土工织物之间夹天然钠基防渗膨润土即纳米防水毯)
(a)典型的双层复合衬垫系统；(b)带有土工合成材料粘土衬垫；(c)在已有废弃物上的双层复合衬垫；
(d)已有废弃物上用土工格栅加筋的双层复合衬垫

图 11-22(a)是最近几年广泛应用于美国城市固体废弃物填埋场的典型双层复合衬垫系统的剖面。图 11-22(b)表示用土工合成材料膨润土土衬垫(GCL)来代替图 11-22(a)中第一层压实粘土衬垫。GCL 是在土工织物之间夹上干燥的天然钠基防渗膨润土层，或者是

天然钠基防渗膨润土薄层再贴上土工薄膜，它是在工厂制造的，GCL 的应用可以减小衬垫系统总的厚度，从而增加总的废弃物填埋容量。在已有的填埋物上再向上扩大堆填时通常采用图 11-22(*c*)和图 11-22(*d*)所示的衬垫系统。图 11-22(*d*)中放在衬垫系统底下的土工格栅是用来增加衬垫系统强度的，它可以防止由于现有堆填物产生很大的不均匀沉降而导致其上衬垫系统产生过大的拉应变。这种不均匀沉降是由于固体废弃物有很高的压缩性而局部又很不均匀产生的。

复合衬垫可克服单层土工膜衬垫存在的缺陷。图 11-23 表示复合衬垫与单一的土工膜或粘土衬垫的比较。如果土工膜上有一个孔洞或接缝处有缺陷，同时底土渗水性又很强，则液体极易经孔洞或接缝向下流出。至于无土工膜的压实粘土衬垫，虽然单位面积上的渗流不大，但渗流却是在整个衬垫面上都会发生的。而对于复合衬垫，虽然液体仍易从土工膜的孔洞中流出，但接着遇到的是低渗水性的粘土层，可阻止液体进一步向下渗透，因此，可以通过在土工膜下设置低渗水土层而将经过土工膜孔洞的渗漏量减至最小。同样，经过粘土衬垫的渗流将因其上盖有紧密接触的土工膜面减少，因为尽管土工膜上存在孔洞或在接触处有缺陷，经过其下粘土衬垫的渗流而积仍将大幅度减小，从而大大减少通过粘土衬垫的渗漏量。

在美国，按照最新的环保法要求，在城市固体废弃物填埋场中广泛使用了带有主、次两层渗沥液收集系统的双层复合衬垫。双层复合衬垫从底到顶由下列部分组成：至少 3m 厚的天然粘土基底或 90cm 厚次层(第二层)压实粘土衬垫；第二层柔性薄膜衬垫；次层渗沥液收集系统；90cm 厚主层(第一层)压实粘土衬垫；第一层柔性薄膜衬垫；主层渗沥液收集系统；顶部是 60cm 厚的砂质保护层。渗沥液收集系统由一层土工网和土工织物构成，基底及压实粘土衬垫的渗透系数必须小于或等于 1×10^{-7}cm/s。

(3) 带有双层复合衬垫：带有双层复合衬垫系统的城市固体废弃物填埋场，必须既有首次渗沥液排水层，又有二次渗沥液排水层。这些排水层应具有足够的能力来排除填埋场使用期所产生的最大渗沥液流量。根据美国的有关资料，作用在排水层上的渗沥液水头通常不得大于 30cm。

填埋场衬垫系统由一层或多层渗沥液排水层和低透水性的隔离物(即衬垫)复合组成。衬垫和排水层的功能可以互补。衬垫可以阻止渗沥液和气体从填埋场中逸出和改善排水层覆盖条件；排水层则可以限制下伏衬垫上水头的增加，并可将渗入到排水层中的液体输送到多孔渗沥液收集管的网络中去。

现在广泛应用于美国城市固体废弃物填埋工程的双层复合衬垫系统都具有首次与二次两层渗沥液排水层，图 11-23 表示带有两层渗沥液排水层的各类双层复合衬垫系统的构成。从顶到底各层情况如下：

1) 保护层。由至少 60cm 厚的砂或其他透水粒料组成[见图 11-23(*c*)、(*d*)]，它的功能是防止固体废弃物损害或阻塞渗沥液排水层。

2) 首次渗沥液排水层：由透水土料[砂或砾，见图 11-23(*a*)、(*b*)、(*e*)、(*f*)]或土工合成排水材料[土工织物和土工网或土工复合材料，见图 11-23(*c*)、(*d*)]组成。它的功能是限制第一层衬垫上渗沥液水头的增长和将固体废弃物中产生的渗沥液排至多孔渗沥液收集管内。

3) 第一层复合衬垫。由上部的土工膜和下部的低透水性土料组成。低透水性土料可

图 11-23 带有两层渗沥液排水层的各类双层复合衬垫系统

(a)以砂作为首次与二次渗沥液排水层的双层复合衬垫系统;(b)以砂作为首次渗沥液排水层和以土工织物及砂作为二次渗沥液排水层的双层复合衬垫系统;(c)以土工织物和土工网作为首次与二次渗沥液排水层的双层复合衬垫系统;(d)以土工复合材料作为首次与二次渗沥液排水层的双层复合衬垫系统;(e)以砂作为首次渗沥液排水层和以土工织物及土工网作为二次渗沥液排水层的双层复合衬垫系统;(f)以砂作为首次渗沥液排水层和以土工复合材料作为二次渗沥液排水层的双层复合衬垫系统

用压实粘土或土工合成材料膨润土土衬垫(GCL),施工时应注意使土工膜与复合衬垫的土料保持紧密接触。

4) 二次渗沥液排水层:由透水土料[砂,砾,见图 11-23(a),(b)]或土工合成排水材料[土工织物和土工网或土工复合材料,见图 11-23(c),(d),(e),(f)]组成。它的功能是收集和监测流过第一层衬垫系统的渗沥液。

5) 第二层复合衬垫:仍由土工膜和低透水性土料组成。低透水性土层可由天然粘土、压实粘土或 GCL 构成。同样在施工时要使土工膜和复合衬垫的土料保持紧密接触。

在过去,砂和其他粗粒料经常被用作渗沥液排水层,首次渗沥液排水层 60cm 厚、二次渗沥液排水层 30cm[见图 11-23(a)]。用于渗沥液排水层的砂或其他粒料其透水率均应大于 10^{-2}cm/s,砂料应除去有机质,其中通过 200# 筛(筛网孔直径 0.08mm)的颗粒不得超过总重量的 5%,而所有粒料均应通过网孔直径 10mm 的筛。

为防止第一层压实粘土衬垫中的粘土颗粒被挤入二次渗沥液排水层,使排水层中砂的透水率降低,可在第一层衬垫和二次排水层中间设置一层土工织物作隔离之用[见图 11-23(b)]。

现在,土工织物和土工网已广泛用作填埋场渗沥液排水材料[见图 11-23(c)]。土工网的透水率比砂要大,因此,很薄的土工网就可代替几十厘米厚的砂作为渗沥液排水层,可以减少衬垫系统总厚度,增大废弃物堆填容积。当土工织物和土工网用作首次渗沥液排水层时,其上应覆盖约 60cm 厚的砂作为保护层,这层砂的渗水率应大于 10^{-4}cm/s。

防止衬垫系统边坡产生滑动,这一点在填埋场设计中十分重要。在边坡上如用土工织

物和土工网作为渗沥液排水系统，则土工膜和土工网之间接触面上的摩擦角太小。为了增加土工膜和渗沥液排水层接触面上的摩擦，常在边坡改用土工复合材料来做渗沥液排水层[图 11-23(*d*)]。这种土工复合材料由两层无纺土工织物中间夹一层高密聚乙烯(HDPE)土工网组成，通过不断加热使土工织物与土工网结合成一个牢固的、连续的整体。土工复合材料的渗水率与土工网基本相同，但它与土工膜接触面上的摩擦角却比土工网和土工膜之间的摩擦角大得多，这就能使边坡衬垫系统的稳定状况得到很大改善。

图 11-23(*e*)、(*f*)表示另两类渗沥液排水层的构造，它们近几年在美国填埋场设计中得到广泛应用。在这两个图中，用 60cm 厚的砂作为首次渗沥液排水层和保护层，砂料的渗水率必须大于 10^{-2}cm/s，土工织物和土工网或土工复合材料用作二次渗沥液排水层。图 11-23(*e*)表示的剖面适用于填埋场单元平坦的部位，图 11-23(*f*)表示的剖面则适用于边坡的位置。

德国《垃圾技术规范》中的渗沥液收集中规定：在防渗衬垫保护层上铺设至少 30cm 厚的排水层。它一般由卵石构成，其渗透系数 $k \geq 1 \times 10^{-3}$m/s。在低点面上再铺设一根直径至少为 300mm 的渗沥液排水管。

(4) 渗沥液通过防渗衬垫的渗漏量：渗漏量是指根据设计条件定出的渗沥液排放体积。其数量应根据同样设计类型已建设施的经验，特别是渗流监测系统的资料加以分析确定。如果没有可利用的现成资料，也可以用以下较保守的分析方法来评估预期产生的渗漏量。图 11-24 表示三种类型的衬垫系统，即：低渗水压实粘土衬垫、土工膜衬垫和土工膜与压实粘土紧密结合的复合衬垫。图上画出了通过这三种衬垫的不同渗流情况，以对三者不同的隔离效果进行比较。

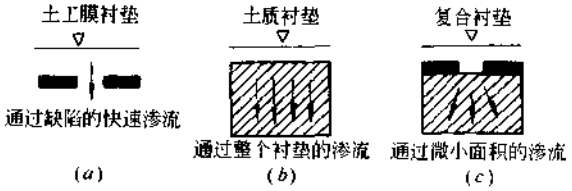


图 11-24　经过土、土工膜和复合衬垫的渗流模式
(*a*)土工膜衬垫，通过缺陷的快速渗流；(*b*)土质衬垫，通过整个衬垫的渗流；(*c*)复合衬垫，通过微小面积的渗流

1) 渗沥液通过粘土防渗衬垫的渗漏量：通过压实粘土衬垫的渗漏量可用达西定律计算：

$$Q = k_s iA \tag{11-2}$$

式中　Q——通过衬垫的渗漏量(cm^3/s)；

k_s——压实粘土的渗透系数(cm/s)；

i——水力梯度；

A——渗流通过的截面积(cm^2)。

如果土是饱和的，且土中无吸力，则水力梯度 i 为

$$i = (h + D)/D \tag{11-3}$$

式中　h——衬垫上渗沥液的水头(cm)；

D——粘土衬垫的厚度(cm)。

2) 渗沥液通过土工膜衬垫的渗漏量：假定土工膜衬垫上有好几个孔洞(或接缝缺陷)，而且这些孔洞彼此相距甚远，对通过每一孔洞的渗漏量彼此没有影响，积聚在衬垫上的渗沥液水头 h 是个常量，同时土工膜下的土层渗水性很强，对通过土工膜孔洞的渗流没有妨碍。若孔洞的尺寸和形状已知，则通过土工膜上每一孔洞的渗漏量可用伯诺利方程求出

$$Q = C_b a (2gh)^{0.5} \tag{11-4}$$

式中 Q——通过土工膜每一孔洞的渗漏量(cm^3/s);

C_b——流量系数,对于圆孔可近似取 0.6;

a——孔洞面积(cm^2);

g——重力加速度,取 $981cm^2/s$;

h——衬垫上积累的渗沥液水头(cm)。

3) 通过复合衬垫的渗漏量:通过复合衬垫的渗漏是液体经土工膜孔洞或缺陷流出并通过其下低透水粘土层渗透产生的,所积聚的液体大部分集中于填埋场复合衬垫土工膜的两边。若土工膜上存在缺陷(孔洞或接缝),液体首先通过土工膜缺陷流出,然后经土工膜和土层之间的间隙,最后进入低渗水性土层,见图 11-25。在土工膜和低渗水性土的间隙内流动的水流称作界面流,被界面流覆盖的面积称作浸水面积,假定渗流在土中的流向是竖直的,浸水面积的半径为 R。

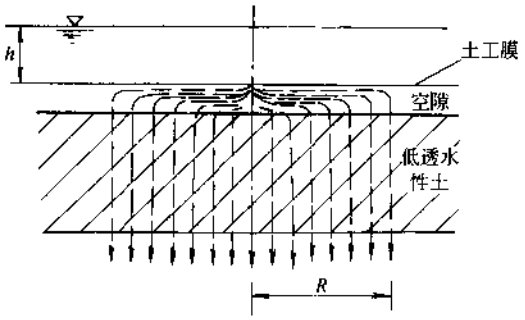


图 11-25 经过复合衬垫的水流

复合衬垫两部分(即土工膜和低透水土层)之间接触的紧密程度是控制复合衬垫渗漏量的关键因素,因为浸水面积的半径 R 是由它控制的。接触条件的优劣可这样来定义:紧密接触是指土工膜的折皱极少且其下低渗水土层已被适当压实并具有光滑的表面;接触不良则表示土工膜折皱较多且其下低渗水土未被很好压实,表面又较粗糙。此外,影响复合衬垫渗漏量的因素还有土工膜上缺陷的数量和大小,其下低渗水土的渗透系数和其上积聚液体的水头。

经过分析研究与模型试验,已得到计算通过复合衬垫土工膜上每一圆孔渗漏量的经验公式。

接触条件紧密:

$$Q = 0.21 a^{0.1} h^{0.9} k_s^{0.74} \tag{11-5}$$

接触条件不良:

$$Q = 1.15 a^{0.1} h^{0.9} k_s^{0.74} \tag{11-6}$$

式中 Q——通过复合衬垫土工膜上每一圆孔的渗漏量(m^3/s);

a——圆孔面积(m^2);

h——土工膜上液体水头(m);

k_s——复合衬垫低透水性土层的渗透系数(m/s)。

(5) 不同类型防渗衬垫的防渗效果:表 11-6 列出三种不同类型衬垫在各种假定条件下渗漏量的比较,每种衬垫质量均分成优、良、差三个等级。美国环保局(USEPA)要求无论是危险品填埋场或是城市固体废弃物填埋场,其低渗水压实粘土衬垫的渗透系数均不得大于 $1\times10^{-7}cm/s$。在表 11-6 中将 $k_s=1\times10^{-7}cm/s$ 的粘土衬垫质量等级定为"良",k_s 高出其

一个数量级的衬垫质量定为“差”，k_s 低于其一个数量级的衬垫质量定为“优”。

三类衬垫每 4000m²(即每英亩)面积上的计算渗漏量　　表 11-6

衬垫类型	质量等级	关键参数假定值	渗漏量 Q(L/d)
压实粘土 土工膜	差 差	$k_s=1\times10^{-6}$cm/s 每 4000m²30 个孔，$a=0.1$cm²	4542.5 37854.0
复合衬垫	差	$k_s=1\times10^{-6}$cm/s 每 4000m²30 个孔，$a=0.1$cm/s	378.5
压实粘土 土工膜	良 良	$k_s=1\times10^{-7}$cm/s 每 4000m²1 个孔，$a=1$cm²	454.3 12491.8
复合衬垫	良	$k_s=1\times10^{-7}$cm/s 每 4000m²1 个孔，$a=1$cm²	3.0
压实粘土 土工膜	优 优	$k_s=1\times10^{-8}$cm/s 每 4000m²1 个孔，$a=0.1$cm²	45.4 1249.2
复合衬垫	优	$k_s=1\times10^{-8}$cm/s 每 4000m²1 个孔，$a=0.1$cm²	0.38

表 11-6 中所有复合衬垫的渗漏量均按土工膜和粘土衬垫之间的接触条件为不良求出的。表 11-6 表明，复合衬垫的工作性能大大优于单层压实粘土衬垫及单层土工膜衬垫，即使它的施工质量只能达到较差或中等水平。

为了提高复合衬垫的防渗效果，土工膜必须与下卧的低透水土层实现良好的水力接触(通常称为紧密接触)。图 11-26(*a*)所示，复合衬垫必须设法限制土中的水流只能在很小的面积内流动，且不允许液体沿土工膜和土的界面发生侧向蔓延。为保证实现良好的水力接触，粘土衬垫在铺设土工膜之前要用钢筒碾压机压平碾光，而覆盖土工膜时，要尽可能使折皱减至最少。另外，在土工膜和低渗水土层之间不应再铺设高渗水材料如砂垫层或土工织物等，因为这样将破坏低渗水性土与土工膜的复合效果，见图 11-26(*b*)。

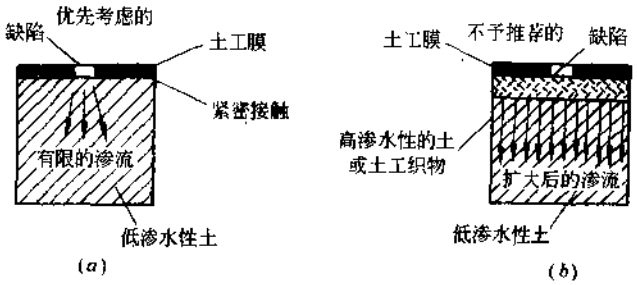


图 11-26　在土工膜与压实土之间达到紧密水力接触情况下的复合衬垫设计示意
(*a*)优先推荐；(*b*)不宜采用

如果担心土料中的石子会造成土工膜穿孔，则应将石子剔除，或在含石子的土料上铺一层低透水粘土，也可在填筑前用振动筛将石子筛掉，也可使用其他可将石子筛掉或能将其压入松土层中的机械设备。经过处理过的含石子很少或石子很小的土料，在施工时应置于土质衬垫的顶层作为与土工膜直接接触的基底。还可用将专门经过挑选的土质衬垫材料作为

隔离层放在与土工膜的接触面上。为了获得紧密的接触，放置土工膜的压实粘土衬垫表面要用滚筒式碾压机碾压光滑。另外，土工膜设置和回填都应尽量减少折皱。

图 11-27 给出通过现场试验分别从压实粘土衬垫和复合衬垫下收集到的渗漏量。两填埋单元位于同一地点，面积相同，但一个单元的主要衬垫为压实粘土，另一侧为复合衬垫，两个单元填埋方式相同，堆填的固体废弃物体积也一样。从图中可明显看出，复合衬垫下的渗漏量要比压实粘土衬垫少得多。

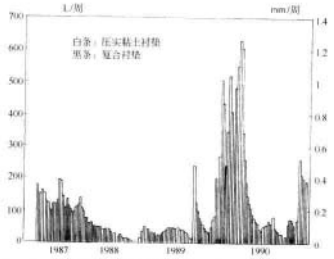


图 11-27 在压实粘土衬垫和复合衬垫下收集到的渗漏液体的比较

(6) 使用土工膜作防渗衬垫应注意材质质量：很多国家的土工膜是用再生胶、再生塑料制成的。质量较差。因此德国规定：使用再生胶，将再生胶与新原料混合，混合使用不同规格的材料，以及对回收材料进行加工时，必须按土工防渗膜主管部门颁发的许可证中的规定施工。防渗衬垫施工建成后，防渗土工膜必须达到《垃圾技术规范》规定的技术要求。

1) 防渗土工膜在运输和存放过程中，必须保证不会受到机械性损害和由于气候或其他原因造成的损害。不允许被竖向穿透。

每次交货时必须由厂方制定运输和存放规则。没有采取气候保护措施的材料的存放期最长为三个月。

2) 防渗土工膜必须按事先规定好的铺设方案铺设在粘土防渗层的表面上。粘土防渗层的修建应与防渗土工膜的铺设工作相互协调。

3) 防渗土工膜的焊接工作只允许由熟练的专职人员完成。专职人员是毕业于得到主管机构承认的焊接培训班的人员。

4) 只允许在干燥的条件下，而且气温高于 5℃ 时对防渗土工膜进行焊接。

5) 焊接前，应去除防渗土工膜表面在焊缝区域内的氧化层和污物。焊接时应优先考虑采取带有检验通过的双焊缝工艺。接缝时必须进行以下检验：

① 保证在适宜性检验中所确定的工作条件，例如：接缝压力，推进速度、温度、气候情况。

② 对焊缝进行持续的密封性能检验，但检验不能对防渗土工膜产生损害。

③ 检验焊缝宽度和均匀性。

④ 从焊缝上采集样品，抽样检测其强度和密封性能。

6) 对填埋场防渗衬垫的验收

对填埋场防渗衬垫的每一部分都应通过自检、他检和政府部门的监督检验进行验收。

对建成的粘土压实层进行验收时，必须提供其渗透性能检验结果。

对防渗土工膜进行验收时，必须特别注意以下要求：

① 防渗土工膜完好无缺。

② 按铺设计划中规定，正确进行修补工作。

③ 不能产生波纹现象，以防止在承载情况下出现皱裂的危险。

④ 不能出现因温度变化而引起的明显的扭曲现象。

对整个填埋场防渗系统进行验收时，必须对排水系统内渗透管的状况和高程进行检验。

11.1.3.4　经济实用的膨润土复合衬垫(纳米防水毯、GCL)

(1) 膨润土(Bentonite)是美国地质学家 W·C·Knight1898 年命名美国怀俄明州 Fort Benton 出露的粘土岩(页岩)时提出并开始采用的，是以蒙脱石类矿物为主要组成的岩石。其分子粒径为 $10^{-8}\sim10^{-11}$m，又称天然纳米材料($10^{-7}\sim10^{-9}$m 即 1～100nm)。北京理化分析测试中心对鞍山泰和膨润土有限公司的纳米(膨润土)防水系列产品所用的膨润土，在透射电子显微镜下观测到：≤10nm 的颗粒占 60%，10～50nm 的颗粒占 35%，50～100nm 的颗粒占 5%。该土样是我国出产的天然钠基膨润土。

膨润土是应用范围很广和经济价值较高的粘土矿物，国外有人称其为万能粘土矿物，它的生产利用历史仅有 80a。世界上最著名的膨润土产地是美国的南达科他州、怀俄明州，格鲁吉亚等。我国的膨润土资源丰富，已探的储量居世界第一位，具有各种自然类型的钙基、钠基、镁基、氢(铝)基膨润土矿，分布在全国 26 个省、自治区(河北的宣化、张家口，辽宁的锦西、黑山、吉林的九台，浙江的临安、余杭，江苏溧阳及河南、新疆等)，有几百个采矿点，但累计开采量尚不到已探明储量的万分之一。

用膨润土作防水材料，在国外已用多年，其主要的产品型式是天然钠基防渗膨润土、膨润土板(在带有波纹凹槽的牛皮纸板中填满经过精制的钠基膨润土重 4～8kg/m²)、膨润土毡(又称纳米防水毯)[两层无纺布中间夹 5～10mm 厚的钠基膨润土且用每间隔 5～10mm 的针刺法将三者形成一整体(见图 11-28)、一层高密聚乙烯一层膨润土压成的膨润土板(又称纳米板、双重防水板)]及止水条、止水膏、防水涂料等。膨润土在我国各地都有，价格便宜(相当于国外的 1/5～1/4)，耐久性好，施工简便。

1) 我国佛山市南海狮中垃圾卫生填埋场 1994 年 12 月完工，已运行 9a 多，无渗漏。其防渗衬垫是采用当地产的膨润土，经碾压密实成厚 15cm，渗透率 $k<10^{-7}$cm/s。在膨润土上再铺 0.3m 厚粘土(见图 11-29)，以防止垃圾直接与膨润土接触致使膨润土失效，粘土压实密度>90%。填埋场底地层从上到下为素土、亚粘土、粘土、泥质细砂岩，属渗水性及含水性微弱的地层，渗透率 $k=6.79\times10^{-4}\sim7.5\times10^{-5}$cm/s。铺膨润土衬垫前将原状土夯实碾压至密度>95%。

2) 我国北方，近几年建垃圾填埋场时德国人建议用膨润土与当地粉细砂土搅拌压实 50cm 厚，分二次压实。膨润土含量 3%～5%重量比，太少，又是人工钠基膨润土，膨润土的质量差，效果不好。实际上应用防渗膨润土(天然钠基膨润土，又称天然纳米材料，在清洁水

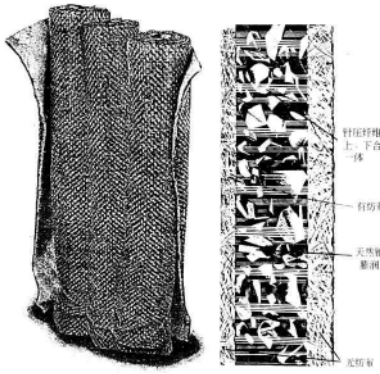


图 11-28 纳米(膨润土)防水毯(GCL)

中的膨胀度大于 15mL/2g)才能达到防渗要求。

(2) 膨润土的防水机理:膨润土的基本性能取决于蒙脱石的矿物特性,一般具有良好的粘结性、膨胀性、胶体分散性、悬浮性、吸附性、催化活性、触变性和阳离子交换性能等等。

1) 膨润土的膨胀力特强,其原因是膨润土具有物理化学性强,结合水的能力强等特性,通常在与水接触 24h 时开始水化,膨胀 4-5 倍,48h 水化完成,变成原来颗粒体积的 10-15 倍甚至 30 倍的凝胶体。这种凝胶体像一堵防水墙,能阻止其他水分渗入,其渗透系数可减至 1×10^{-9}cm/s 以下,接近滴水不漏。因为天然钠基膨润土经水化表面阳离子呈水合状态,吸收 2 个到 4 个、6 个水分子后,在静态下水不能再进来,膨润土变成凝胶,其耐久性可达 200a(也有的国家的资料说可达 700a)。

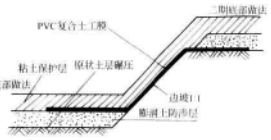


图 11-29 佛山市南海狮中卫生填埋场防渗衬垫作法

膨润土为纳米级粒径的无机质,主要成分是由火山玻璃触变形成的微晶蒙脱土,或沉积型蒙脱土,化学成分是含水硅酸铝($(Mg\cdot Na)O\cdot Al_2\cdot O_3\cdot(ASiO_3\cdot nH_2O)$),系 Si—Al—Si 结构体系,是由云母状薄片层堆垒而成的单个颗粒。这些薄片层的上、下表面带负电,因而膨润

土的构成单位是互相排斥的。膨润土在水化时，水分子沿着 Si—Al—Si 结构单位的硅层表面吸附起来，使相邻接的结构单位层之间的距离加大。钠膨润土的结构单位层间能吸附大量的水，层间距离大，钠离子连接各层薄片(见图 11-30)。

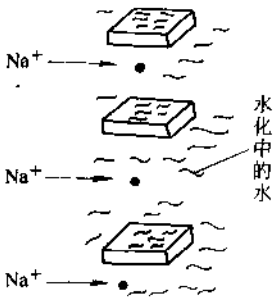


图 11-30　钠离子连接各层单质薄片

在图 11-30 中可以清楚地看出，膨润土的水化过程(即膨胀过程)是非常程序化的。其中：

① 干燥的膨润土粉是由许多单质分层组的，各个层又由非常微小的薄层与水分子层隔开，而钠离子出现在各层的表面[图 11-31(*a*)]。

② 最重要的二个薄层：在介质中充满正离子；在薄层表面充满负离子。钠离子在薄层表面吸引负离子[图 11-31(*b*)]。

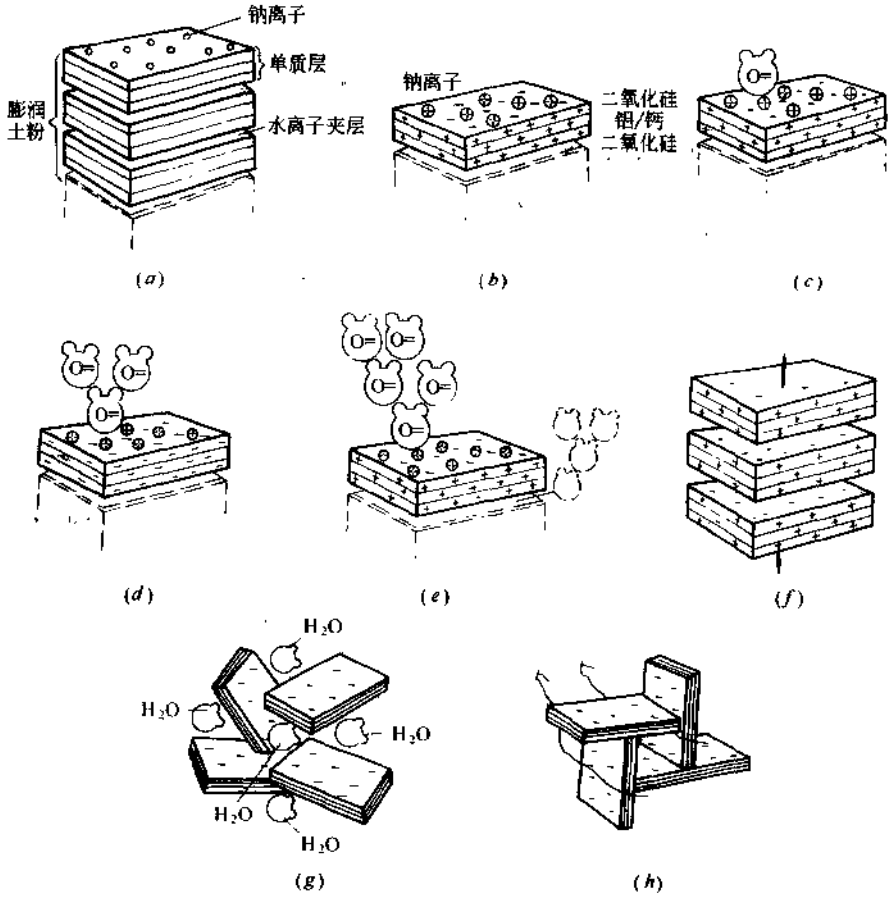


图 11-31　膨润土的水化过程示意
(*a*)～(*h*)水化过程

③ 水分子与钠离子接触时，水分子就被吸附在薄层上[图11-31(*c*)]。

④ 被吸附在薄层上的水分子又更多地，双倍双倍地吸引另外的一些水分子[图 11-31(*d*)]。

⑤ 众多水分子与众多水分子相连，充满在众多带负电荷的薄层表面[图 11-31(*e*)]。

⑥ 新形成的薄层又排斥其他的薄层，使其迅速离开，引起膨胀[图 11-31(*f*)]。

⑦ 水分子充满了被分离开的薄层之间，表面暴露的部分饱和并和其他的部分分离开[图 11-31(*g*)]。

⑧ 容许水分子加入和离开，直到动态交换停止。即在表层正、负电荷均衡时，水化成固有结构，分子吸附混合停止。单质薄层在均衡情况下，形成"卡片式房屋"结构。这种结构可能会被另外的动态交换所打乱，分离。但在交换，混合达到均衡时，又会重新进行组合[图 11-31(*h*)]。

2) 天然膨润土按化学成分可分为钠基和钙基两大类。在一般情况下，钠基膨润土较钙基膨润土的理化性能和工艺性质优越，主要表现在：吸水速度慢，但吸水率与膨胀倍数大；阳离子交换量高；在水介质中分散性好，胶质价高；加热稳定性好等。所以钠基膨润土的使用价值高，能满足多种用途的要求。美国钠基土产量居世界第一，我国的储量居世界第一，我国已探明的储量中多半是钙基土，钠基土一般在矿山的较深层，尚需勘探。

天然钙基膨润土在很多方面满足不了多种用途的要求。但经过酸碱处理可以提高某些方面的性能(如粘结性、膨胀性、悬浮性、抗剪性、抗压性等)，成为人工(或改性)钠基膨润土，可与天然钠基膨润土一样能满足多种用途的要求。最早的酸碱处理方法由德国研究成功，以后被各国采用。钙基膨润土的酸碱处理工艺很简单，但是湿法，需一定设备、动力。外加剂(Na_2O、$NaCl$、$NaPO_4$ 等)。最经济、实用、可行的钙基膨润土改性处理方法是在使用时，根据矿物成分加入 2%～5%的 Na_2CO_3，这在上世纪 60 年代初我国在沉井，沉箱减阻下沉及上世纪 70 年代的长距离顶管工程中已得到成功的应用，钻井、地下连续墙护壁泥浆用的更普遍，但不能作防渗用。

3) 膨润土的用途是多方面的，如化工、石油、冶金、环保、医药、造纸、化妆、能源、军工等。上世纪 80 年代后出现了加入膨润土的高档产品。我国研究人员通过核磁共振膨润土发现其微量元素的种类与人体所需的微量元素一样。传说中的仙丹(药石)其实也是膨润土在高温、高压下形成的结晶体。美国的高级营养食品也掺加膨润土。许多国家都把膨润土作为饲料添加剂、水处理剂等等。再如日本将我国张家口出的膨润土运回去后，先提炼出 64 种有效成分，再用于石化、建筑等行业。直到现在，我国在这方面的研究开发仍很少。

4) 上世纪 90 年代北京的科技工作者找到了经济简捷的人工钠化方法—超临界处理法，膨润土在温度、压力达到化学相平衡时，高层电位变低层电位吸钠力最强。所以只要知道超临界点，处理费用极低。据了解美国和德国的防渗膨润土约 3 万元人民币 1t，在我国如用超临界法处理只几百元 1t。

5) 日本厚生省水道环境部 1986 年在《废弃物最终处理场标准说明》中提到膨润土在 Ca、Cl、K 电解质溶液中不膨胀、即在有 Ca、Cl、K 电解溶液存在的环境中，不能用膨润土作防渗材料。因为膨润土先吸附 Cl，其产生物易燃，并产生毒物，恶化环境。

(3) 防渗膨润土的要求：只有渗透率$\leqslant 10^{-7}$cm/s 且能抗百年老化的膨润土，才能称为防渗膨润土。这也是前苏联的规定。

关于防渗膨润土的各项指标，各国的提法很不一样，也很不规范。我国因开发研究的少。也没有成文的规定，只是笼统的要求渗透系数$\leqslant 10^{-7}$cm/s。

美国防渗膨润土的 pH 值为中性，即 pH 值≈7。试验证明凡 pH 值>8 的膨润土，其抗渗能力递减的很快，有的半年就失效，例如北京的阿苏卫填埋场用的人工钠基土。

德国在其所援建的几个垃圾填埋场中要求作防渗衬垫的膨润土达到表 11-7 的要求。实践证明：表中吸蓝量≥380，大然状态的膨润土很难达到，必须进行人工钠化。多加钠的结果，虽然能达到吸蓝量≥380，但 pH 值肯定＞8，达不到永久防渗要求。

膨润土防渗衬垫土质检单　　表 11-7

序号	参数蓝	要求值	备　注	序号	参数蓝	要求值	备　注
1	吸蓝量(mg/g)	≥380		5	吸水率	≥580	
2	体胀倍数	≥26	国际法	6	Fe_2O_3 及 FeO 含量(%)	≤10	
3	筛余物(%)	≤25	0.063 孔径(240 目)	7	CaO 及 MgO 含量(%)	≤10	
4	水分(%)	≤13					

注：1. 每 60t 为一批，共一质检单。

2. 1～4 项每批检测；5～7 项只在工艺原材料有变动时再测。

3. 吸蓝量——每克膨润土所能吸附亚甲基蓝的数量(mg)。

笔者通过试验结果分析后认为：防渗膨润土必须是天然钠基膨润土，在清洁水中 24h 膨胀度≥15mL/2g，pH 值不应超过 8，渗透率应小于 10^{-7}cm/s，这三条缺一不行。人工钠基土必须通过百年加速老化试验。

(4) 用纳米(膨润土)毯做垃圾填埋场防渗层的施工操作规程

1) 一般事项：

① 适用范围：本规程适用于垃圾填埋的底面和四壁的防水，以及防水产品的搬运，施工和检查等方面。

② 一般事项：

ⅰ. 当设计图纸及本规程中没有详细记录的部分，要遵照监理人员的指示。

ⅱ. 签约方要根据施工方法编制施工计划书及铺设详图，并向监理人员提出，取得认可。

ⅲ. 监理人员的对施工的认可，检查及经费由签约方负担。

ⅳ. 以使用国产品为原则 。

2) 材料：

① 适用：

ⅰ. 为了保持纳米防水毯产品的质量要以使用一个厂家的同一产品为原则。

ⅱ. 工程上使用的材料的适用规定包括废物管理法和有关透水试验的部分，并附加国家承认的试验机关实行的试验结果表。国内无法实行的试验可以参照国外独立试验机关实行的试验结果材料。

② 材料的特性：

ⅰ. 纳米防水毯的材质必须是能使垃圾回收场完全防水，并防止地下水及土壤污染及抗污水腐蚀。

ⅱ. 不能在地基层上发生任何的化学变化，不能有物理特性的变化。

ⅲ. 必须有优秀的耐热和耐寒性能，必须是耐久性能强的材料。

ⅳ. 必须是只依靠搭接就可以达到止水效果的材料。

③ 材料及特性：

ⅰ. 内衬的材料要以天然纳米材料—天然钠基膨润土为主要成分，外套的两面或一面

由非织布做成,容易透水使膨润土能够快速水化,必须是抗剪或纤维的抗拉强度,破裂强度以及剥离强度都非常高的材料。

ⅱ. 不能含有降低止水效果的有害物质。

ⅲ. 不能让纳米材料在纤维内流动或流失,用针冲压的方法将两面的纤维固定,使两面的纤维连接,要做成两面纤维连接性强的具有抗剪切效果的结构。

ⅳ. 非织布和非织布,非织布和织布的连接部位,为了防止水通过非织布渗透,在连接部位的端部,在工厂里用膨润土粉末铺设或现场铺设(0.4kg/m)纵向宽度最小为 50cm 以上,横向最小为 20cm 以上的标志,成为连接部位的标志,使施工操作更容易一些。

ⅴ. 内衬的一般特性:

(ⅰ) 天然钠基膨润土的含量在 4.5kg/m^2 以上(ASTM D 5261)。

(ⅱ) 渗透系数 1×10^{-7}cm/s 以下(ASTM D 5084 利用渗透水的试验)。

(ⅲ) 尺寸:

ⅰ) 宽度 2.4m 以上(最好 5m 以上)。

ⅱ) 长度 30.0m 以上,根据现场条件可以变更的产品。

ⅲ) 厚度 5mm 以上。

(ⅳ) 质量性能及试验检查以每 10000m^2 实行一次为原则。

(ⅴ) 其他:参照(见表 11-8)纳米防水毯材料质量标准。

纳米防水毯材料质量标准 表 11-8

序号	项目	试验标准	备注
1	宽度(m)	2.4 以上	
2	长度(m)	30.0 以上	根据现场条件,可以变更
3	厚度(mm)	5 以上	±10%
4	单位面积重量(kg/m^2)	4.5 以上	
5	抗拉强度(kg)	40 以上	
6	破裂强度(kg)	40 以上	
7	天然纳基膨润土膨润度(mL/2g)	15 以上	在清洁水 100mL 中静置 24h
8	透水系数(cm/s)	1×10^{-7}以下	

④ 外表模样:

ⅰ. 打开包装铺成平面观察时,连接部位不能有缺点。

ⅱ. 边缘和中间不能有起伏。

ⅲ. 不能有撕裂的和断裂的部位。

ⅳ. 色彩要一致不能有变更了的痕迹。

ⅴ. 厚度要均一。

⑤ 标志:每卷的包装上端都要标明内容:产品名称,尺寸(厚度、宽度、长度),生产者名,提供者地址及电话。

⑥ 检查及验收:

ⅰ. 按适用的规定材料的特性,尺寸,外观模样进行检查,现场搬运后要验收。

ⅱ. 提前半天将每卷的质量确认书提供给监理人员,并附加内容:提供者名,产品名称,尺寸,生产日期。

3) 施工:施工前地面不能有直径超过 5cm 以上的石子或其他物体;地面或填土中不能有有害物质或其他有害物质;把石子和其他异物清除干净后用滚压机等重型设备把地面夯实到密度为 85% 以上;地面和斜面之比不超过 1:3。

① 卷要重叠放置在平且干燥的表面上,不要让产品受到不必要的压力。

② 纳米防水毯的非织布表面要向着地面,织布表面要向上(见图 11-32)。30m 长以上的防水毯要把铁管插入到防水毯卷支架管里,用起重设备车把卷吊起来铺设(见图 11-33)。

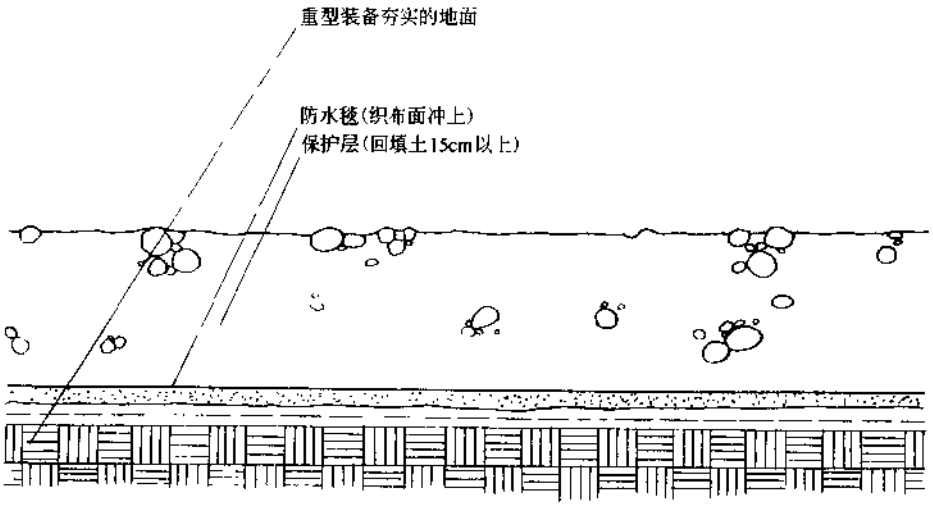


图 11-32　施工详图

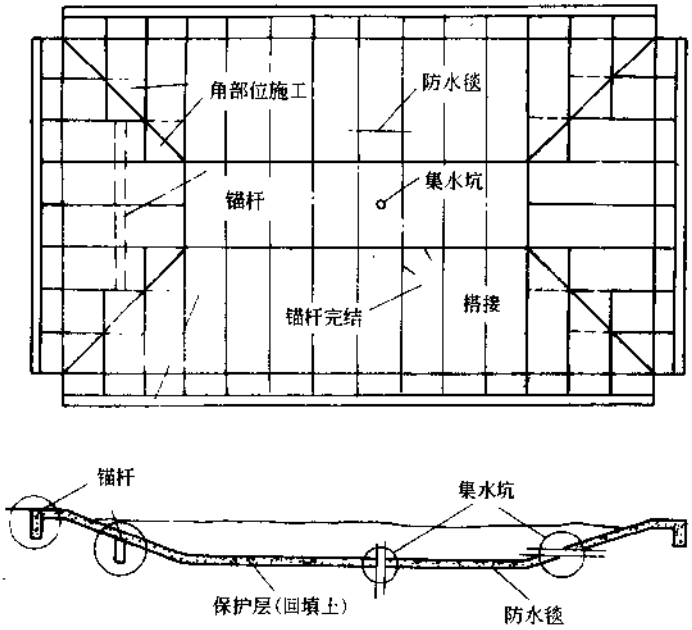


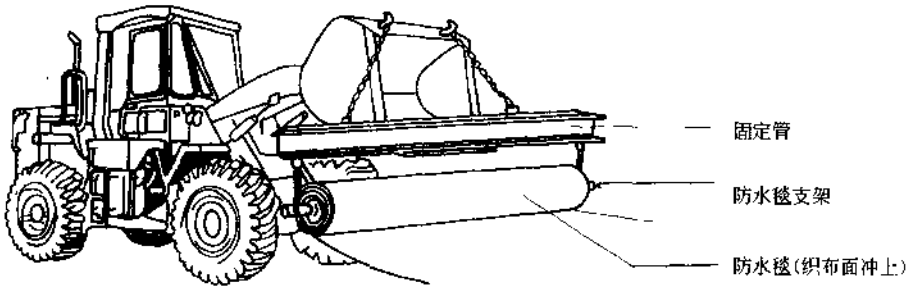
图 11-33　部分详图

③ 为了大雨时的排水，四面墙壁的施工要在地面施工后进行。防水毯要先在地面上用锚管拉开或先进行校正后，再向四壁慢慢打开卷。连接必须在四壁的基部并垂直于基部，不允许在四壁连接。防水毯不能在有水的地面或下雨时施工，应用防水苫盖好，不要让水渗入到防水毯里面。

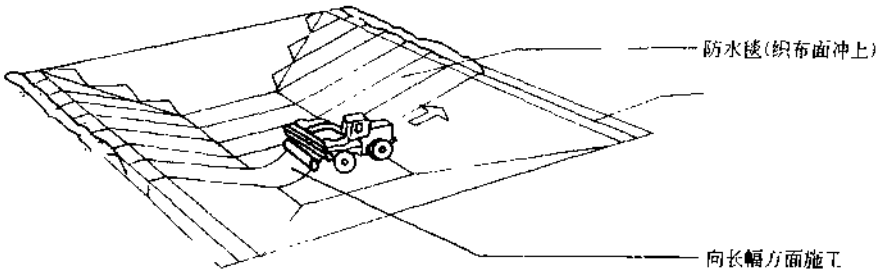
④ 纳米防水毯铺设在倾斜面上时必须使用长 50cm 以上的锚杆固定，所有连接的方向要垂直于地面。

⑤ 纳米防水毯的搭接长度要大于 15cm，并撒纳米材料粉末 4mm 厚，防止因地基的沉降而引起的内衬的移动，并要防止由铺设时的设备引起的分离(见图 11-33)。

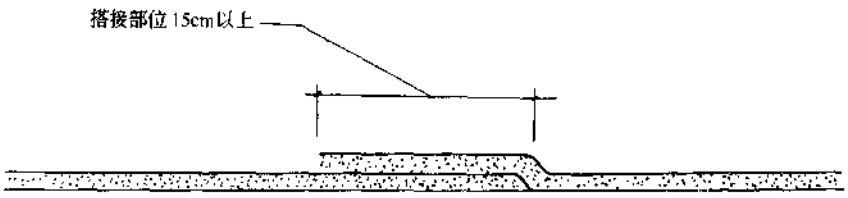
⑥ 每天的施工量要以能完成的量为标准，施工完后要固定住防水毯，并用临时保护覆



(a)



(b)



(c)

图 11-34 防水毯铺设施工

(a)防水毯铺设设备；(b)防水毯施工；(c)搭接部位详图

盖住，以防止损伤。

⑦ 在结构物突出位置为了使防水毯紧密相贴，沿着施工部位的边缘挖个小的 V 型坑（宽约 7.5cm，长约 20cm）。将纳米毯施工到结构物的边缘到 V 型坑，并用纳米密封剂填充（见图 11-34）。

⑧ 止水产品发生比较大的撕裂时，将那个部位完全暴露后清除异物和土，然后在损伤部位贴上补修用的纳米毯，并要保证所有的位置都搭接 30cm 以上。在四壁上发生这种情况时也要按此方法解决。这时不仅是纳米防水毯的结合部位，补修用的防水毯周围也都要用建筑用的粘贴剂进行固定。

⑨ 地面和四壁的连接部位的搭接位置要设置在连接部位的地面方向 2m 以后并搭接 1m 以上。

⑩ 纳米防水毯施工开始后，生产厂家或代理商应该就施工技术对施工人员进行现场说明，以及对施工实例等施工技术对现场施工人员进行技术培训。

⑪ 必须由熟练的技术人员施工，对施工现场的注意事项一定要先进行教育培训后再投入施工。

⑫ 防水毯上的保护层——回填土施工（见图 11-35、36）：

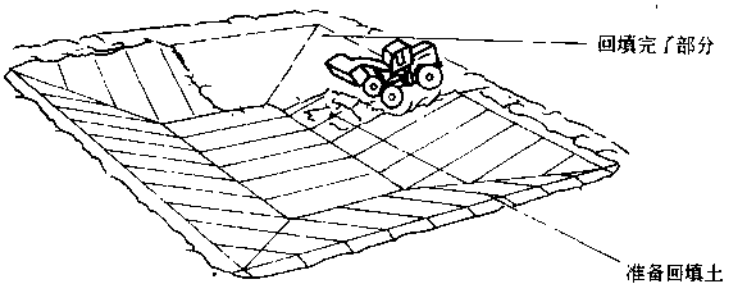


图 11-35　防水毯上的保护层——回填土作业

图 11-36　回填土夯实

ⅰ. 防水毯要用相对密度为 2.0 以上的土或沙子等回填到 15cm 以上的厚度。

ⅱ. 回填土时，为了防止防水材料的损坏，要使用小于黄豆粒大小的土，沙子或石粒。

ⅲ. 回填土时为了锚杆部位安全，不要把回填土推到其上部。

ⅳ. 防水毯上部回填土厚度不能少于 15cm 以上。

ⅴ. 回填土时不要在搭接的同时开始施工。

⑬ 锚杆部位处理方法（见图 11-37）：

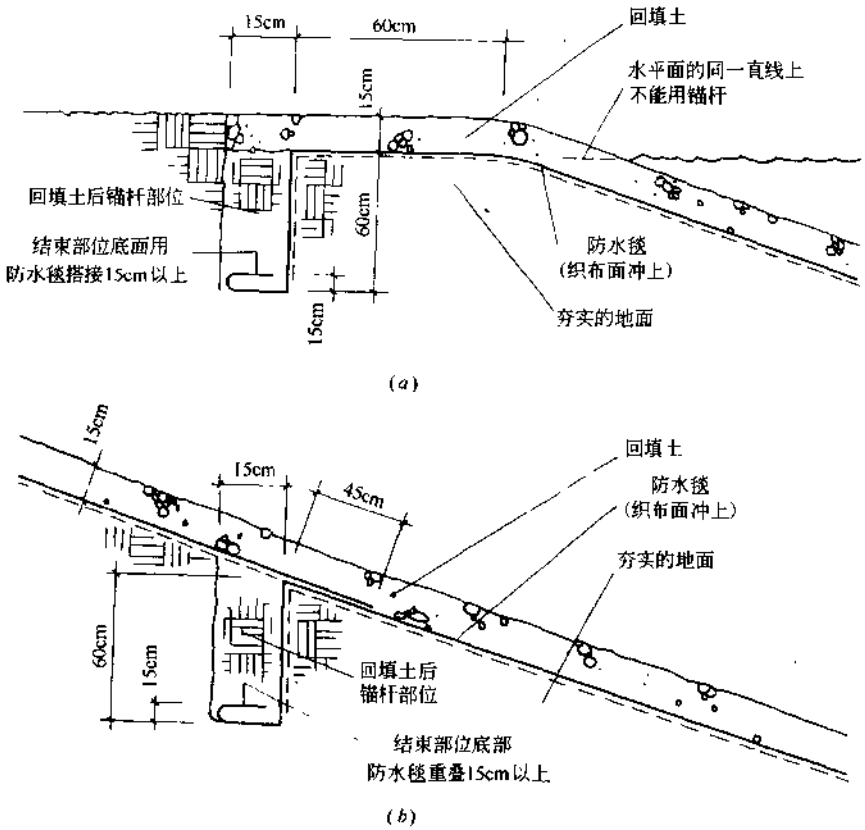


图 11-37 锚杆部位处理方法

(a)锚杆结束部位;(b)锚杆部位结束图

ⅰ. 起点和结果部位都要用锚杆固定。防水毯的锚杆部位要固定牢固。

ⅱ. 防水毯的锚杆部位要固定在水平面最上部。

ⅲ. 锚杆被水淹没并且倾斜度较大时,要用双层防水毯施工。

ⅳ. 锚杆部位宽度为 15cm 深度为 0.6m 以上。

ⅴ. 在锚杆底部把防水毯折叠后用回填土夯实 90% 以上。

⑭ 设置时的注意事项:

ⅰ. 防水毯不能在雨天或地面有水时施工.当有积水时要用水泵进行排水后在干燥的状态下进行施工。

ⅱ. 在铺设防水毯之前要先将地面清理整平,要清除直径 25mm 以上的石头和突出物后方可施工。

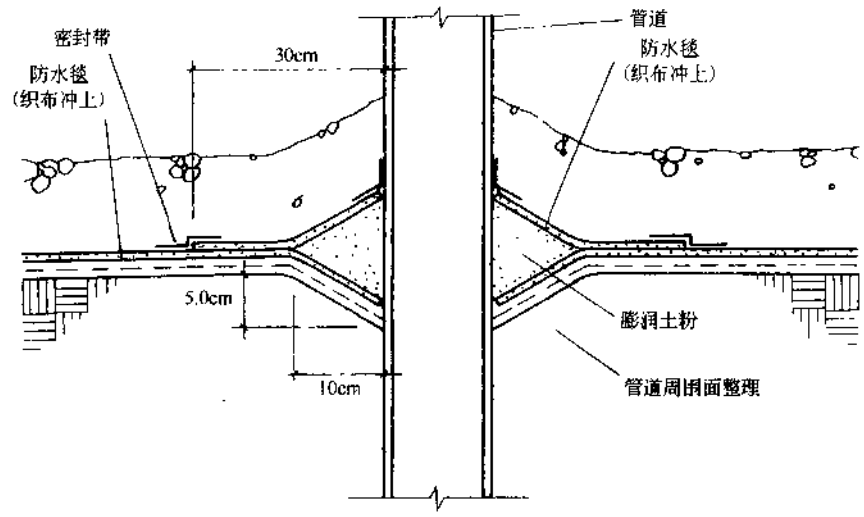
ⅲ. 防水毯要用 30cm 以上的土或碎石覆盖或用其他的衬垫或土木工程用纤维覆盖。

ⅳ. 防水毯上面不能直接放置设备或卡车,要设置覆盖物后进行工作。撕裂的部位要有充分的搭接,要用防水毯板追加贴补。

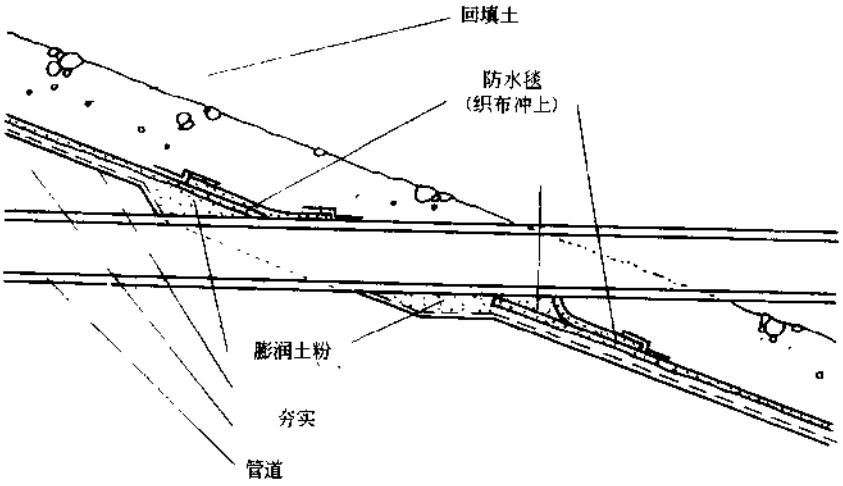
ⅴ. 当管道等突出物贯通防水毯时,在其缝隙处用纳米密封剂填实,进行适当的处理(见图 11-38)。

ⅵ. 当搭接的时间需要很长时,要用 PVC 或 PE 胶带将其部位包住。

ⅶ. 铺设防水毯时,要注意不能损伤下部的止水带。



(a)



(b)

图 11-38　贯通部位防水施工图

(a)垂直贯通部位;(b)水平贯通部位

⑲ 保管:

ⅰ. 现场保管材料时,下面要用木材,隔板等铺垫,上面要覆盖 PVC 或 PE 胶带完全密封使其不被水搞湿。

ⅱ. 运送时要覆盖好使其不被水搞湿。

ⅲ. 其他保管设置等未详细说明的地方,要向生产厂家或代理商确认后再使用。

(5) 工程实例:北京已有 3 个,外地已有多个垃圾填场采用纳米(膨润土防水毯)做防渗衬垫。韩国的应用实例见表 11-9。

韩国用纳米(膨润土)防水毯作垃圾回收填埋场防渗衬垫的施工实例 **表 11-9**

防水毯及纳米粉末(粉末型、颗粒型)

工 程 名 称	施工单位	产品名称	数 量	备注
安东污水池建设工程	真地建设	纳米防水毯 GCL	2400m²18t	
蔚山市垃圾回收场	东亚建设	纳米防水毯 GCL	5600m²	
蔚山绿色环境产业	金 浦	纳米防水毯 GCL	5400m²	
现代汽车垃圾回收场	现代重工	纳米防水毯 GCL	4500m²	
安东市广域垃圾回收场	东亚建设	纳米防水毯 GCL 膨润土粉末	5000m²30t	
高领郡垃圾卫生回收场	油英综建	纳米防水毯 GCL 膨润土粉末	7300m²14t	
岭南大学垃圾回收场	东信建设	纳米防水毯 GCL 膨润土粉末	9300m²250t	
庆山市南川面回收场	甲乙建设株式会社	纳米防水毯 GCL	1200m²	
国人产业最终处理设施工程	甲乙建设株式会社	纳米防水毯 GCL	28000m²	
仁帝郡农村垃圾综合处理设施	大林综合建设株式会社	纳米防水毯 GCL	7800m²	
龙引市废弃物储存工程	汉江屋株式会社	纳米防水毯 GCL	1700m²	
太阳绿色垃圾回收场工程	太阳绿色株式会社	纳米防水毯 GCL	16000m²	
首期指定垃圾回收场工程	大产筑物公团产业协同组合	纳米防水毯 GCL	3300m²	
城州镇地域垃圾回收场	韩国开发株式会社	纳米防水毯 GCL	2000m²	
废弃矿物质防水污染设施	龙邦开发株式会社	纳米防水毯 GCL	2800m²	
助张地洞垃圾回收场工程	世邦建设株式会社	纳米防水毯 GCL	3400m²	
七怪垃圾回收场工程	双龙建设株式会社	纳米防水毯 GCL	11000m²	
天安第三产业小区垃圾回收场工程	追明建设株式会社	纳米防水毯 GCL	2700m²	

(6) 我国的膨润土资源特性概况:为了更有效的利用膨润土资源,以下简要介绍我国的膨润土资源特性,供读者参考。

1) 我国的膨润土资源特点:资源分布面广,资源量十分丰富;大型矿床多、属性、属型配套基本齐全。据统计,全国有 26 个省(自治区)赋存有膨润土矿床(点)。资源量达 75×10^8t 以上,为世界之首(参见表 11-10)。钠基、钙基、镁基、铝(氢)基等属性齐全(参见表 11-11~14)。

中国有名的几个膨润土矿床各级储量比例统计 **表 11-10**

勘探矿床	总储量 $B+C+D$ (万 t)	各级储量比例(%)		勘探单位	提交勘探报告时间(a)
		$B+C/B+C+D$	$B/B+C+D$		
黑山(浅部)	3936.00	45.31	24.30	辽宁建材 603 队	1967
黑山(深部)	2310.00	76.55	17.54	辽宁地质四队	1987
九台银矿山	1872.10	53.25	32.92	吉林地质一队	1982

续表

勘探矿床	总储量 $B+C+D$（万t）	各级储量比例(%)		勘探单位	提交勘探报告时间(a)
		$B+C/B+C+D$	$B/B+C+D$		
怀德刘房子	2077.30	56.49	15.20	吉林第三地调所	1985
临安平山	6078.60	62.34	13.90	浙江地质一队	1982
余杭仇山(浅部)	361.78	87.37	34.16	浙江建材305队	1967
信阳上天梯	1603.03	54.11	14.25	河南第三地调队	1987
广丰李家	2816.29	54.91	11.89	赣东北大队	1986
金昌红泉	1738.10	82.36	14.78	甘肃地质六队	1987
广西宁明	64133.60	18.48	4.30	广西地质四队	1987
兴和高庙子(初勘)	16899.79	37.81	12.16	内蒙地质102队	1986

注：1. C 级储量为40%～45%，即 $B+C$ 级储量一般为50%；D 级储量为50%，B、C、D 分别表示可进行首、中、后期开采的量。

2. 据勘测新疆的储量超过50亿t。

2）膨润土(蒙脱石)分类：地质部门将蒙脱石作为膨润土的定名矿物。当前膨润土(蒙脱石)的分类，一般采用三种方案：即按蒙脱石交换阳离子的种类及其比例划分属性；按蒙脱石层电荷高低划分属型；按蒙脱石与其他二八面体粘土矿物构成特殊的间层结构的间层矿物分类。

① 蒙脱石属性分类：蒙脱石的可交换性阳离子种类、数量和比例，在膨润土实用工艺技术上具有重要意义，它是评价膨润土质量指标之一，又是划分属性的依据。

ⅰ. 用蒙脱石晶层间交换性阳离子的碱性系数($ENa^{+}+EK^{+}/ECa^{2+}+EMg^{2+}$)来划分：

ⅰ）钠基膨润土：碱性系数≥1。

ⅱ）钙基膨润土：碱性系数<1。

ⅱ. 原苏联根据蒙脱石晶层间占交换容量(CEC)50%以上的主要交换性阳离子划分膨润土属性：

ⅰ）钠基膨润土：$\frac{ENa^{+}}{CEC}\times100\%\geqslant50\%$，又称碱性膨润土。

ⅱ）钙基膨润土：$\frac{ECa^{2+}}{CEC}\times100\%\geqslant50\%$，又称碱性膨润土。

ⅲ）过渡类型膨润土：

① 钠钙基：$\frac{ENa^{+}}{CEC}\times100\%>30\%$。

$\frac{ECa^{2+}}{CEC}\times100\%<45\%$。

Ⅱ 钙钠基：$\frac{ENa^{+}}{CEC}\times100\%>30\%$。

$\frac{ECa^{2+}}{CEC}\times100\%>45\%$。

Ⅲ 镁钙基：$\frac{EMg^{2+}}{CEC}\times100\%>45\%$。

膨润土矿床成因分类 表 11-11

类	亚类	蒙脱石主要形成期	矿床形成的过程	与矿石相当的原岩	矿体产出形态	矿床规模	蒙脱石含量	矿物组分	属型	实例
A同生型膨润土矿床	A_1 滨海相火山—沉积型	成岩期	沉积期：火山玻璃物质以火山雨、火山灰流的形式降落和涌入浅海 成岩期：水介质析离脱玻形成蒙脱石与斜发沸石、丝光沸石，固结成矿层 成岩后：在表层水的作用下，有自然改型现象	相当于含大量玻璃的火山碎屑岩（凝灰岩、凝灰熔岩）	平缓的似层状和舌状	大型	较高	蒙脱石为主。其次有石英、钠长石、斜发沸石、丝光沸石、α方英石	以钠基膨润土为主。浅部自然改型为钙基膨润土	美国怀俄明、新疆柯尔碱
	A_2 湖泊相火山—沉积型	成岩期	基本上与 A_1 型相似。唯沉积期还有大量在湖边的未固结的火山玻璃物质，以陆屑形式与正常沉积物一起涌入湖中。成岩后，在湿润的南方经强烈自然改型，不仅浅部出现钙基膨润土，还呈现氢基膨润土	基本上与 A_1 同	盆状	大—中型	高—低（决定于混于的正常沉积物的多少）	蒙脱石为主。其次有石英、α方英石、斜发沸石、方解石	深部大多数为钠基膨润土。根据地表给水补水条件决定自然改型带的深浅和钙基膨润土的深度。南方地表可出现氢基膨润土	浙江平山、江苏甲山、安徽屯溪
	A_3 准平原化学沉积型	沉积期	沉积期：长石类矿物经风化呈 Al、Si 溶胶、由地表径流带入封闭性沉积区。随着介质电荷变化、凝聚成蒙脱石凝胶沉淀。随着水分蒸发干涸而沉积。 成岩期：夹于沉积物中，形成互层	具沉积夹层	透镜状。底部受古地理控制起伏不平；顶部平缓	小型	高	蒙脱石为主。其次有石英、白云母、方解石、绿泥石及有机质。不含斜发沸石	以钙基膨润土为主。局部可能有钠基膨润土	四川二台、仁寿
B后生型膨润土矿床	B_1 玻璃熔岩和融积岩水解蚀变型	成岩后	沉积期：火山玻璃熔岩流溢出地表、当即成岩。普遍呈珍珠状构造 成岩后：在地表和地下循环水的作用下，沿珍珠状裂开及各类裂隙、节理处，先水介脱玻逐渐蒙脱石化，直至玻璃熔岩全部蚀变成膨润土	火山熔岩：黑曜岩、松脂岩、珍珠岩及火山碎屑岩类（具珍珠构造的融积岩）	似层状、透镜状或脉状	中—小型	高—低	蒙脱石为主。其次有斜发沸石及火山玻璃	自然改型带一般均较深。深部可能为钠基膨润土	浙江仇山、吉林九台
	B_2 非玻璃质岩风化水解型	成岩后	长石类岩石经化学风化、长石解体呈溶胶在空隙处凝聚成小矿体	正长花岗岩、霏细岩、安山岩	脉状	小型或矿点多数无工业价值	一般较低	蒙脱石、贝得石、伊利石、高岭石、少量石英长石	以钙基膨润土和氢基膨润土为主	台湾化莲、长渊 浙江宁海、甲巴山
	B_3 热液蚀变型	成岩后	斜长石类或沸石类矿物经碱性热液蚀变	沸石岩、花岗岩	脉状	一般无工业价值	高—很低	蒙脱石、高岭石、沸石、长石	钙基膨润土	浙江缙云、余杭长乐桥

注：摘自袁慰顺、周钦贤，1979 年。

中国膨润

编号	矿床类型	含矿岩系时代	含矿岩系岩相	成矿原岩	成矿作用与控矿因素			主要粘土矿物	主要伴生组分
					成矿作用	成矿过程	控矿因素		
1	Ⅰ产于火山岩系中玻璃质火山岩型矿床（火山岩型矿床）	白垩纪侏罗纪（主要）石炭纪（个别）	火山喷溢-浅水湖泊（或滨海相）堆积相；火山喷溢-陆地堆积相；火山侵出喷溢-火山颈相	玻璃质熔岩（珍珠岩、黑曜岩、松脂岩）、曜岩状熔结凝灰岩、角砾状玻璃质熔岩、玻屑凝灰岩	原地风化表生作用低温热液蚀变	火山玻璃 + 水 $\xrightarrow[\text{水合}]{\text{水解}}$ 斜发沸石 + SiO_2（带出） 斜发沸石 + 水 $\xrightarrow[\text{水合}]{\text{水解}}$ 蒙脱石 + SiO_2（带出）	矿床规模受堆积盆地和母岩控制；成矿作用受水的补给、排泄和构造；顶底板岩性界面控制、矿石质量受母岩岩性、水化学条件控制	蒙脱石、伊利石、高岭石、埃洛石、凹凸棒石、间层矿物	沸石类矿物（斜发沸石为主）、α—方英石、长石、火山玻璃、火山岩屑
2	Ⅱ产于火山-沉积岩系中沉凝灰岩型矿床（火山-沉积岩型矿床）	白垩纪侏罗纪（主要）第三纪三叠纪（个别）	火山喷发-湖泊沉积相	富含玻屑沉（灰屑）凝灰岩	沉积成岩原地风化表生作用			蒙脱石、伊利石、绿泥石、高岭石、埃洛石、间层矿物	沸石类矿物（斜发沸石为主）、方解石、石英、长石、火山碎屑、陆源碎屑
3	Ⅲ产于沉积岩系中的粘土岩型矿床（沉积岩型矿床）	第四纪第三纪侏罗纪二叠纪	淡水、湖泊相、膏盐湖泊相、湖泊-泥炭沼泽相	粘土岩、粉砂质粘土岩、含炭质粘土岩、石膏白垩粘土岩	沉积、成岩作用表生作用	1 $Al(OH_3)$ 和 SiO_2 溶胶沉淀 $\xrightarrow{\text{碱性介质}}$ 蒙脱石 2 铝硅酸盐（长石等）$\xrightarrow[\text{水解水合}]{\text{酸性介质}}$ 高岭石族 $\xrightarrow{\text{碱性介质}}$ 蒙脱石 3 机械沉积粘土 $\xrightarrow{\text{碱性介质}}$ 蒙脱石	矿床规模受沉积盆地、古地理、古气候和蚀源区岩性控制 成矿作用和矿石质量受水文地质水化学条件和母岩岩性控制	蒙脱石、高岭石、伊利石、间层矿物	石英、长石等陆源碎屑、方解石（白垩）、石膏、煤等
4	Ⅳ产于不同围岩中的超浅成侵入岩型矿床（侵入岩型矿床）	燕山晚期侵入	超浅成侵入相	二长斑岩、霏细岩、脉状松脂岩	原地风化低温热液蚀变	长石类（或火山玻璃）$\xrightarrow[\text{水解}]{\text{酸性介质}}$ $Al(OH)_3 \cdot SiO_2$ 溶胶 $\xrightarrow[\text{水合}]{\text{碱性介质}}$ 蒙脱石	岩浆侵入受构造裂隙控制	蒙脱石、高岭石、贝得石、间层矿物	石英、长石等母岩组分

土矿床类型 表 11-12

伴(共)生矿产	矿床其他特征	工业意义				勘探加详查矿床储量比例(%)	矿床实例
		矿床规模	矿体形态和形状	矿体厚度	矿石质量		
沸石岩，珍珠岩，含碱玻璃原料(凝灰岩)凹凸棒石	含矿岩系发育于火山岩带，受控于断陷盆地；矿床分布靠近火口，断裂构造较发育。矿层(体)的形态、产状和厚度受古地形、围岩界面和母岩控制，其底板通常为沉积岩，层数1～3层多见，厚度变化较大。自地表向深部普遍厚度变薄，质量变差以致过渡到母岩，最大埋深500m。矿石属性受气候分带控制明显。矿层(体)内部结构复杂，有非矿脉岩穿插	中—小型大型少见	形态规则—不规则 透镜状，似层状为主，层状为次	数米—数十米	蒙脱石含量一般为50%～80%	41.51%	辽宁黑山、热水汤、吉林九台、山东涌泉庄、福建武平、新疆柯尔碱、浙江仇山、江西李家、河南信阳等
粘土岩、石油、天然气显示	含矿岩系一般发育于火山岩带，受控于火山-沉积盆地，矿床远离火口，断裂构造不发育，以向斜产出居多，成矿火山物质以空降形式沉积，矿层多，3～10层多见。属性分带受气候、围岩岩性控制，矿层厚度稳定，变化有规律，矿石组分较复杂，矿石沉积构造明显，最大埋深500m	大—中型小型少见	形态规则—较规则 层状、似层状	数十厘米—数米	蒙脱石含量40%～70%	16.26%	浙江平山、安徽新潭、内蒙高庙子、广东凤村
石膏、白垩、煤、粘土岩 石油、天然气显示	含矿岩系受构造断陷盆地控制，矿体在时空上缺乏与火山活动的成生联系，断裂构造不发育，以向斜产出居多，矿层多，3～10层多见。矿层自然尖灭趋势明显，盆中厚、四周薄，厚度稳定居多，矿石沉积构造十分发育，属性受岩性控制为主，气候为次。最大埋深500m	特大—大型和中型小型个别	形态规则 层状为主，少数长条状和扁平状	数十厘米—数米	蒙脱石含量40%～80%	42.23%	广西宁明、吉林、刘房子、甘肃红泉、湖南伍家峪、陕西西乡、四川三台
	矿体产状受脉状侵入体控制，中间常夹母岩残留体，属性受气候控制，一般由浅入深由铝(氢)基土→钙基土→母岩过渡，埋深100m左右	小型矿点	不规则脉状藕节状	数十厘米—数米		未探明储量	江苏平桥，湖南金沙洲，浙江甲巴、台湾长渊

中国东部火山岩带与膨润土矿床(田)的分布　　**表 11-13**

成矿区所处火山构造位置		成矿区	主要矿床(田)	岩系年代	火山构造类型
东部火山岩带	北部岩区	Ⅰ松辽	黑龙江林海矿床	K_1	火山坳陷—沉积盆地
			吉林九台银矿山—火药库矿田	J_3	火山断陷盆地
			辽宁黑山—法库矿田	J_3	
			辽宁凌源热水汤矿床	J_3	
		Ⅱ燕山	河北宣化堰家沟—立石矿田	J_3	宣化后城火山沉积盆地
			河北张家口矿床		张家口火山断陷盆地
			内蒙兴和高庙子矿床		火山断陷盆地
			内蒙陶卜齐矿床		
			山西浑源抢风岭—孟家矿田		
		Ⅲ鲁东	山东莱阳白藤口矿床	K_1	火山通道(火山颈)构造内火山断陷盆地
			山东潍县涌泉庄矿床		
	中部岩区	Ⅳ浙(北)—皖(南)—苏(南)	江苏句容甲山矿床	K_1—J_3	火山构造盆地
			江苏丹徒圃山矿床		
			安徽屯溪—站川—临溪矿田	K_1	火山断陷—沉积盆地
			安徽宣城水东矿床	K_1	火山构造盆地
			安徽贵池矿床	K_1	
			浙江临安平山—兰巾矿田	J_3	火山断陷—沉积盆地
			浙江余杭仇山矿床	J_3	火山构造盆地
			浙江安吉双勤—净土矿田		
			浙江安吉泗安—红庙矿田		
			浙江余杭方山—良渚矿田		
	南部岩石	Ⅴ鄂(东)—豫(南)	河南信阳上天梯—杨家湾矿田	K_1—J_3	火山构造盆地
			湖北鄂城李铁铺矿床	K_1	
			湖北武昌上熊矿床		
		Ⅵ浙(西)—赣(北)	浙江江山白石山矿床	K_1	火山构造盆地
			江西广丰李家矿床		
			江西贵溪河潭埠矿点		
			江西上饶		
		Ⅶ闽(西)—粤(北)—赣(南)	广东和平上陂矿床	K_1	火山断陷盆地
			广东长坑矿床		
			广东梅县踏沙坝矿床	K_1	火山构造—沉积盆地
			福建连城朋口矿床	E	
			福建武平中山矿床	K_1	火山断陷盆地

中国沉积岩型膨润土矿产特征　　**表 11-14**

省区	矿床(田)名称	岩系年代	成矿条件		
			盆地类型	岩相	建造
吉林	怀德刘房子矿床营城-长春矿田	J_3	断陷盆地	河流-湖泊-泥炭沼泽相	陆相含煤建造

续表

省区	矿床(田)名称	岩系年代	成矿条件		
			盆地类型	岩相	建造
山东	安邱、凌河、城顶山、潍县望留、品邑文岭等矿点	K_2—E_2	中生代火山构造盆地之上的上叠式沉积盆地	河流-湖泊相	陆相碎屑-泥岩建造过渡到膏盐建造
陕西	西乡杨河洋县矿田	Q	断陷盆地	湖泊相	陆相泥岩-膏盐建造
安徽	六安大岗头矿床	E_2	坳陷盆地	河流-湖泊相	陆相碎屑-泥岩建造
湖南	澧县伍家峪矿床	Q	侵蚀盆地	湖泊相	陆相膏盐建造
广西	田东矿田 宁明矿床	E	断陷盆地	湖泊-沼泽相 湖泊相	陆相含煤建造 陆相泥岩建造
甘肃	金昌红泉矿床	P_1	断陷盆地	河湖-沼泽相	含煤建造
新疆	和布克赛尔乌兰格-日月雷矿田	K_2—E_1	坳陷构造盆地	湖泊相	陆相泥岩建造
四川	三台、盐亭、江由、中江、安岳、乐仁寿、南充、广安、合川、巴县等县矿点	J_2—K_1	大型坳陷构造盆地	河湖相,以湖相为主	陆相红色碎屑-泥岩建造-膏盐建造

$$\frac{ECa^{2+}}{CEC}\times 100\% > 25\%。$$

ⅳ 钙镁基：$\frac{ECa^{2+}}{CEC}\times 100\% > 45\%$。

$$\frac{EMg^{2+}}{CEC}\times 100\% > 25\%。$$

ⅲ. 美国一般根据交换性钠、钙离子比值划分：

ⅰ）钠基膨润土：$ENa^{+}/ECa^{2+}\geqslant 1$。

ⅱ）钙基膨润土：$ENa^{+}/ECa^{2+} < 1$。

ⅳ. 周钦贤、袁慰顺(1981)将蒙脱石(膨润土)中常见的交换性阳离子分成三个主阳离子组，即碱性型——$ENa^{+}+EK^{+}$；碱土型——$ECa^{2+}+EMg^{2+}$；酸性型——$EAl^{3+}+EH^{+}$。然后按主阳离子组百分含量，以及吸附的主要阳离子占该型主阳离子组的百分含量用三角图解来划分蒙脱石(膨润土)的属性(图 11-39)。

ⅴ.《膨润土矿地质勘探规范》采用的属性分类：

ⅰ）钠基膨润土：$\frac{ENa^{+}}{CEC}\times 100\%\geqslant 50\%$。

ⅱ）钙基膨润土：$\frac{ECa^{2+}}{CEC}\times 100\%\geqslant 50\%$。

ⅲ）镁基膨润土：$\frac{EMg^{2+}}{CEC}\times 100\%\geqslant 50\%$。

ⅳ）铝(氢)基膨润土：$\frac{EAl^{3+}+EH^{+}}{CEC}\times 100\%\geqslant 50\%$。

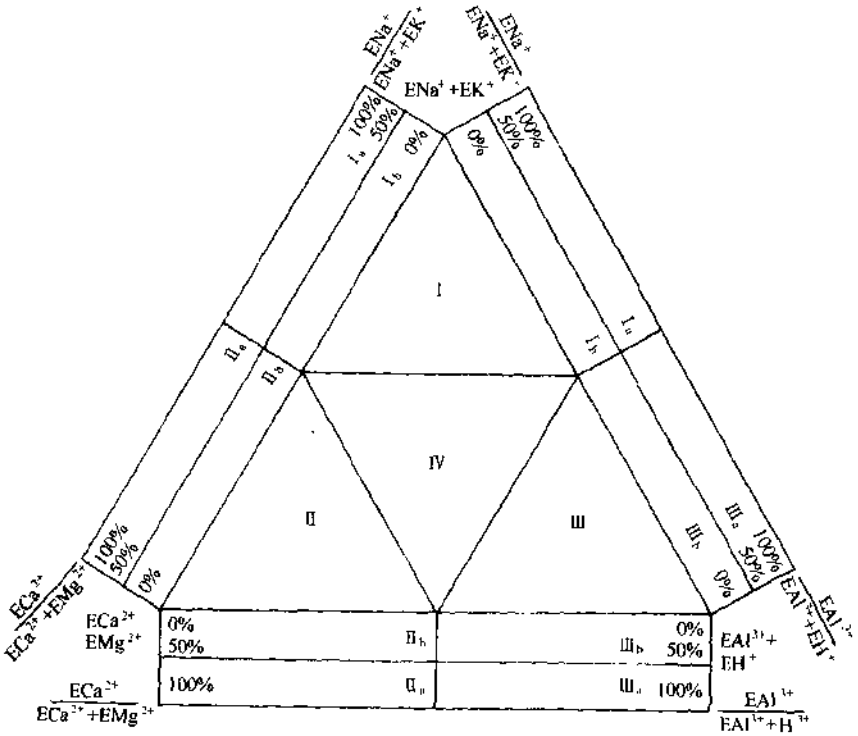


图 11-39　蒙脱石(膨润土)属性分类图

(摘自周钦贤、袁慰顺,1981 年)

Ⅰ区碱性型:$\frac{ENa^{+}+EK^{+}}{CEC}\times100\%>50\%$。

$Ⅰ_a$区钠基土:$\frac{ENa^{+}+EK^{+}}{CEC}\times100\%>50\%$,$\frac{ENa^{+}}{ENa^{+}+EK^{+}}\times100\%\geqslant50\%$。

$Ⅰ_b$区钾基土:$\frac{ENa^{+}+EK^{+}}{CEC}\times100\%>50\%$,$\frac{EK^{+}}{ENa^{+}+EK^{+}}\times100\%\geqslant50\%$。

Ⅱ区碱土型;Ⅲ区酸性型以此类推。

Ⅳ区混合型:代表混合基蒙脱石(膨润土),$\frac{ENa^{+}+EK^{+}}{CEC}$、$\frac{ECa^{2+}+EMg^{2+}}{CEC}$、$\frac{EAl^{3+}+EH^{+}}{CEC}$均小于 50%。

若可交换性阳离子没有超过交换容量 50%时,则以最多交换量的两种阳离子进行复合命名。如$\frac{ENa^{+}}{CEC}\times100\%$大于或等于 40%,$\frac{ECa^{2+}}{CEC}\times100\%$大于或等于 30%,则为钠钙基膨润土,以此类推。

② 蒙脱石(膨润土)属型分类:上世纪 60 年代初,随着膨润土应用领域的扩大,仅按蒙脱石层间可交换性阳离子来划分膨润土属性已不敷所需。1961 年 Grim 和 Knlbicki 研究了 40 个蒙脱石样品,从晶体化学的观点出发,注意到八面体中 Al^{3+} 被 Mg^{2+} 类质同像置换的程度有很大差别,从而确定了不同多铝类型的蒙脱石——切托(Cheto)型、怀俄明(Wyoming)型及其过渡型。1981 年 M·F·Brigatti 和 L·Poppi 作了二八面体蒙脱石族矿物化学成分变化的研究,也提出了蒙脱石的晶体结构的差异变化。目前粘土矿物学者常根据

八面体中 Mg^{2+} 置换 Al^{3+} 的多寡划分成高层电荷蒙脱石(切托型)与低层电荷蒙脱石(怀俄明型)两大类。而实际上自然界普遍存在的是上述两类间的过渡类型。

切托(Cheto)型:八面体中约 1/3 铝被镁置换,能产生高达 0.45~0.60/单位半晶胞的层间负电荷,阳离子交换性能强,牵制层间阳离子能力亦强,镁在八面体中的位置作有序分布,部分硅-氧四面体可以颠倒,颗粒较大,相对在水中的分散性较差,宜于改性,作催化剂、高效水软化剂等用途较佳。

怀俄明(Wyoming)型:Mg^{2+} 置换 Al^{3+} 较少,镁在八面体中作无序分布,层间负电荷在 0.20~0.35/单位半晶胞之间,阳离子交换性能相对较弱,而含铝较高,因而耐火性能好,融点高,易于在水中分散,它的高温稳定性常被应用于铁矿球团、铸造、钻井泥浆和制备润滑脂等。

我国对膨润土矿物的层电荷、类质同像置换和八面体构型、晶体有序度等的研究,始于上世纪 80 年代初。林鸿福(1985)对全国 10 个膨润土矿区的样品作了系统研究,结果见表 11-15。

膨润土中一些伴生矿物的吸蓝量 **表 11-15**

矿物名称	吸蓝量(g/100g)	矿物名称	吸蓝量(g/100g)
高岭石	2.5	萤石	0.1
钾长石	0.3	沸石	2.3
石英	0.2	埃洛石	5.0
方解石	0.2	水白云母	2.0

注:摘自吕忠民、杨寿堂,1981 年。

我国虽然对蒙脱石的晶体结构研究尚属初始阶段,但蒙脱石属型的差异已足以引起研究者及应用部门的关注,由于属型的不同,应用领域也不同。因此,作为地质勘查的研究程度必须要有膨润土(蒙脱石)属型的研究。《膨润土矿地质勘探规范》规定的属型划分标准(按层电荷大小划分):

高层电荷(切托)型:0.45~0.60/单位半晶胞。

低层电荷(怀俄明)型:0.20~0.35/单位半晶胞。

过渡型:界于上述两者之间。

③ 间层粘土矿物分类:自然界中,粘土矿物既有单矿物存在,也大量存在着不同粘土矿物互相交叠在一起。由于不同种类的粘土矿物的基本构造十分相似,因此在成矿过程以及后生改造过程中,它们很容易形成一种特殊的"间层结构"。这种"间层结构"是由不同种类的粘土矿物的单元层平行地交互叠置在一起构成的。最早由J·W·Gruner(1934 年)发现。

将蒙脱石与其他粘土矿物组成的间层矿物,而其又不失蒙脱石的基本理化性能和工艺性能(如胶体分散性、阳离子交换性、膨胀性……)者,仍归属于膨润土矿石类。间层矿物分为两类。一类是规则间层矿物;一类是不规则间层矿物。如果粘土矿物由 A、B 两矿物组成,其层的排列顺序是 ABABAB……,亦可为 AABAABAAB……等,这就是规则间层矿物。如累托石,是由钠云母与蒙脱石构成 1:1 间层矿物,我国湖北某地的大型累托石矿床即属此例。不规则间层矿物,其层的堆叠顺序是随机的,如 ABAAABBAB……。

这种矿物十分普遍,常见的是伊利石-蒙脱石、绿泥石-蒙脱石等粘土矿物的不规则间层。我国工程界称之为膨胀土的物理化学性质与上述间层矿物大同小异。我国铁路、公路

部门在施工中遇到膨胀土时均感到麻烦。懂行的人也就此找到膨润土矿点。

3) 膨润土物理化学工艺性能与蒙脱石含量的关系：

① 蒙脱石与吸蓝量的关系：当前，国内外普遍采用蒙脱石吸附次(亚)甲基蓝量换算膨润土矿石的蒙脱石含量。这里需要研究和讨论是"换算"的可靠性和换算系数的确定。

ⅰ. 蒙脱石吸亚甲基蓝的控制因素(摘自周钦贤，从矿物学角度讨论借吸蓝量换算蒙脱石含量的局限性，浙江地质科技情报，1985 No.1)。

亚甲基蓝的分子式为 $C_{16}H_{18}N_3SCl\cdot nH_2O$，根据 $N(CH_3)_2$—基的位置，分子全长12.5～15Å，高 5.65～6.5Å，$N(CH_3)_2$—基在旋转时厚 5.1Å，亚甲基蓝在水溶液中产生一价有机阳离子(季胺离子基团)，与蒙脱石晶层间交换性阳离子进行交换。蒙脱石对亚甲基蓝的吸附量即吸蓝量。蒙脱石吸蓝量与以下内部因素有关。

ⅰ) 蒙脱石含量：在相同条件下，蒙脱石含量愈高，总表面积愈大，总的层电荷、阳离子交换容量愈多，因此所吸附的亚甲基蓝愈多。

ⅱ) 蒙脱石的层电荷及阳离子交换容量：亚甲基蓝主要交换吸附蒙脱石层间的可交换性阳离子。因此，蒙脱石吸附亚甲基蓝量与该蒙脱石的层电荷总量、阳离子交换容量有关。天然蒙脱石的层电荷总量有一定变化，切托型比怀俄明型要高。蒙脱石的阳离子交换容量为 80～150me/100g(相当于每单位半晶胞的 0.25～0.60 静电荷)。切托型约为 120(114～113)me/100g；怀俄明型约 100(89～111)me/100g。每个电荷在层面上所占的面积为 180～90Å^2/电荷。切托型八面体类质同像置换所产生的负电荷占总层电荷的比率(75%～95%)相对较怀俄明型(50%～80%)高，表明即使两者电荷数目相同，所表现出来的电场强度也不同。因此，在相同条件下层电荷高、阳离子交换容量大的蒙脱石较层电荷低、阳离子交换容量小的蒙脱石具有较高的吸蓝量。但是前者比表面积或蒙脱石含量不一定比后者大，使蒙脱石含量与吸蓝量的相关性出现某种程度上的偏高。层电荷量和阳离子交换容量是蒙脱石层结构的一个重要参数，它取决于蒙脱石的化学成分、结构上的差异。结晶度差的蒙脱石晶格中缺陷、空位、位错、畸变和断键也能提高其总表面积、层电荷及阳离子交换容量。

ⅲ) 比表面积：单位重量的物质所具有的表面积称比表面积，以 m^2/g 表示。高比表面积的物质能吸附各种分子(有机分子、极性分子)，其间的作用力主要是范德华力。蒙脱石的表面积与其颗粒大小、层间距、电荷密度有关。根据吸监量测算蒙脱石含量，必须是蒙脱石薄层始终呈现相同厚度，从而使一定含量的蒙脱石具有固定的比表面积。但是，亚甲基蓝吸附量与它们的比表面积往往也有一定的偏离。

ⅳ) 杂质矿物：膨润土生成环境的方式是多样的，往往同时伴生有高岭石、埃洛石、伊利石、绿泥石、绿脱石、贝得石、海泡石、凹凸棒石、沸石以及胶态 SiO_2、硅、铝、铁氢氧化物、有机质等，它们或多或少具有吸附亚甲基蓝的能力(见表 11-15)。因此，在一定程度上影响膨润土吸蓝量的精确度。

ⅱ. 吸蓝量换算蒙脱石含量系数的确定：鉴于前述的原因，即使是纯蒙脱石由于产地不同，成矿条件不同，矿石属性、属型不同其吸蓝量不可能是一个恒值或趋近于恒值。以下的实际资料说明这一问题。

Petterson 和 Boenisch(1961)经人工提纯的 100g 钙蒙脱石(经 X-射线物相分析认为蒙脱石含量为 100%)吸附亚甲基蓝 44.2g。因此，蒙脱石含量为$\frac{吸蓝量}{0.442}\times 100\%$，以后提出将换

算系数改为0.460和0.56。

清华大学于震宗、黄天佑(1982年)用溴仿酒精溶液分离法(重液法)测定膨润土的蒙脱石含量。并将其数据与用吸蓝量法的数据进行比较(见表11-16)发现大部分矿区的吸蓝量换算系数大于0.442,最高为0.491,最低为0.414,平均为0.460。

用溴仿酒精溶液分离法测定几种膨润土的蒙脱石含量 **表11-16**

矿区编号	1—1	6—1	7—1	14—1	11—1	12—4	15—1	18—2	10—2	110—1
蒙脱石含量(%)	69.4	52.2	82.6	66.8	60.1	70.2	68.0	58.5	79.0	87.1
	73.8	50.6	81.6	69.0	62.3	71.8	70.4	61.3	82.2	89.2
	70.4	53.1	80.2	69.6	60.2	75.4	64.0	56.1	85.1	90.0
蒙脱石含量平均值	71.2	51.9	81.5	68.5	60.8	72.5	67.5	58.6	82.0	88.8
膨润土吸蓝量(mL)	35	24.5	40	32.5	27	30	31	27	36.5	40
纯蒙脱石吸蓝量(g/100g)	49.1	47.2	49.0	47.5	44.4	41.4	45.9	46.1	44.5	45.1

注:摘自黄天佑、于震宗,1985年。

林鸿福(1981年)对吸蓝量法的适用性进行大量的实验测试工作,认为蒙脱石吸附亚甲基蓝由交换吸附和范德华力吸附两部分组成,它们受分散体系和蒙脱石属型的制约,受阳离子交换容量的控制。因此,Petterson等(1961年)提出的蒙脱石换算系数0.442只适用于蒙脱石阳离子交换容量为100me/100g左右的蒙脱石。

我国不少地质实验单位为求得合理的蒙脱石换算系数,针对各膨润土矿区,采用提纯并以吸蓝量与X-射线衍射定量方法相结合,探索了蒙脱石含量与吸蓝量的相关性,详见表11-17。

国内膨润土矿提纯样蒙脱石含量与吸蓝量换算 **表11-17**

序号	矿区名称	矿石属性	蒙脱石含量(%) X射线衍射分析	吸蓝量			测试单位
				g·三水次甲基蓝/100g样	g·次甲基蓝/100g样	$10^{-3}\times$mol/100g样	
1	浙江临安平山	钠基			50.5	158	浙江地质实验室
2	浙江安吉双勤	钙基			50.5	158	
3	江苏句容甲山	钠钙	98		51	159	江苏地质实验室
4	江苏淳化	钙钠	95		49.5	155	
5	江苏上峰	钠钙	99		55	172	
6	辽宁黑山	钠基	98		49	153	辽宁地质实验室
7	辽宁凌源热水汤	钙基	99		50	156	
8	河南信阳	钙基	98		48.5	152	河南地质实验室
9	河南信阳上天梯	钙基	90			137	湖北地质实验室
10	湖北李铁铺	钙基	100	42.1		113	
11	湖北胡朝堡	钙基	100	55.1		147	
12	湖北上熊	钠基	100	50.0		134	

续表

序号	矿区名称		矿石属性	蒙脱石含量(%) X射线衍射分析	吸蓝量			测试单位
					g·三水次甲基蓝/100g样	g·次甲基蓝/100g样	$10^{-3}\times$mol/100g样	
13	广西宁明	(Ⅶ)矿层	钙镁			41.5		广西地质实验室
		(Ⅳ)矿层	钠钙			45.5		
		(Ⅱ)矿层	钠基			46.0		
14	内蒙白庙子		钙镁	100		47.7		浙江地质第六化验站
15	福建武平中山		钙基	98		49.8		浙江地质测试中心
			铝基	98		44.4		

注：为了照顾习惯，吸蓝量可暂用$10^{-3}\times$mol/100g样和g/100g样两种单位同时表示。以100g膨润土吸附次甲基蓝的$10^{-3}\times$mol换算成吸附三水次甲基蓝或无水次甲基蓝g数，只须乘以系数0.3739或0.3199即可。

以上研究成果表明，虽然吸蓝量的大小各矿区、各属性、属型是不完全一致的，但是它与蒙脱石的含量总是呈正相关的。除了前述研究者普遍认为换算系数0.442不适用外，其数值趋近于0.460或0.480。在当前国内外尚无一个既简便可行而又能精确的测定蒙脱石含量方法的情况下，用吸蓝量换算蒙脱石相对含量还是可行的。粘土矿物具有十分类似的结构，它们的网面指数反映十分相似，反射峰相互重叠。因此，甚至很精密的电子计算程序，都很难达到一定的准确性。如果要求精确度达到10%左右很容易，但要求达到1%左右，则需要时间、努力和实验。这种误差既然是客观存在，作为多用途的膨润土，不依其定名矿物——蒙脱石的含量作为质量标准，显然是不可取的。《膨润土矿物化性能测试暂行统一方法》规定的一般蒙脱石含量计算公式：

$$M=\frac{B}{K}\times 100\% \tag{11-7}$$

式中　M——膨润土中蒙脱石相对含量；

B——吸蓝量(10^{-3}mol/100g)；

K——换算系数(K等于150，当吸蓝量用g/100g时，K等于0.48)。

需要说明：K值等于150或0.48，是各研究单位试验结果的平均值，只适用于普查阶段以及由于间层矿物、其他粘土矿物等存在而无法提纯的矿床(区)；对于对口勘探的矿区则应选择有代表性样品若干，经提纯、测试并配合X-射线衍射分析校正后，求出相应的换算系数平均值，作为换算蒙脱石含量的依据。

具备了蒙脱石含量换算的前提，才能研究和讨论蒙脱石与其他物化工艺性能相关性。

② 蒙脱石含量(或吸蓝量)与胶质价、膨胀容的关系：胶质价和膨胀容显示的是蒙脱石颗粒分散与水化的程度，是分散性、亲水性和膨胀性的综合表现——胶体分散性。它们的大小与膨润土的属性、属型和蒙脱石含量密切相关。一般来说在蒙脱石含量相同情况下，低层电荷型>高层电荷型；钠土>钙土>铝(氢)土。经研究胶质价的变化，在相同属性的条件下，当蒙脱石含量达到一定值后，有一个较大的平缓变化区间。如广西宁明的钙镁基膨润土，当吸蓝量在20g/100g以下时，胶质价随吸蓝量增高而增高，其相关性很好，当吸蓝量>20g/100g，其胶质价几乎保持在同一水平上，其相关性就不明显。又如平山钠土[(7)矿

层](见表 11-18),当吸蓝量达到 18g/100g 以上,胶质价均在 100mL/15g 以上一样。

膨胀容≥6mL/g 吸蓝量下限值统计 **表 11-18**

序号	矿区名称	矿层	属性	吸蓝量(g/100g)
1	浙江临安平山	(7)	Na	18
			Ca	18
		(2)	Na	17
2	浙江仇山	(1)	Ca-Na	19
3	吉林刘房子	(5)	Na	19
4	吉林九台银矿山	(2)	Na	20
5	广西宁明	(7)	Ca-Mg	19
		(4)	Ca-Na	15
		(2)	Na	18

吸蓝量和膨胀容的相关性与吸蓝量和胶质价的相关性也有类似情况。它反映两种基本形式。其中,如广西宁明(2)矿层(钠土)(见表 11-18),当吸蓝量从 12g/100g 至 19g/100g,相关性相当好;当吸蓝量>20g/100g 以上,膨胀容的变化区间相当宽,由 11mL/g 至>40 mL/g,以上两者的相关性就不明显;其二,如山东白藤口矿区(1)矿层(钙土)(见表 11-18),当吸蓝量由 20g/100g 至 32g/100g 时,其膨胀容随着吸蓝量的增高变化不大,稳定在一个区间之内。

胶质价、膨胀容对铝(氢)基膨润土来说,已失去意义。随着膨润土酸化程度的提高,逐渐失去胶体分散性和膨胀性。

经 46 个矿区资料研究表明,当吸蓝量≥18g/100g 时各属性矿石其胶质价、膨胀容均达到相应的质量指标。因此与其用膨润土的基本物化性能作指标,倒不如用蒙脱石含量作指标,更为直观。

③ 蒙脱石含量(或吸蓝量)与铸造工艺性能的关系:姚道坤(浙江临安平山钠基膨润土地质勘探若干问题的总结,浙江地质科技情报,1982 年 No.1)对平山矿床主矿层(2、7 矿层)(见表 11-18)的研究,也充分反映吸蓝量与湿压强度的关系[见图 11-40、41]。以上说明铸造工艺性能的质量标准,完全可以统一到蒙脱石含量指标中去。

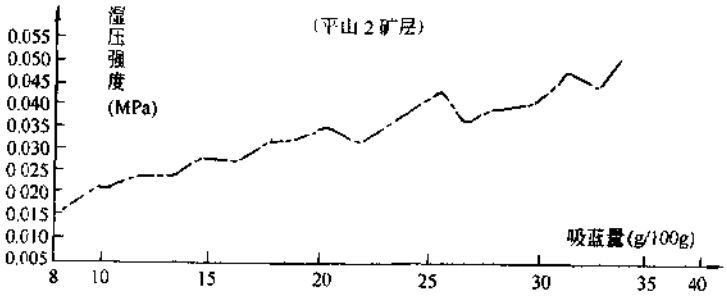


图 11-40 吸蓝量区间平均值与湿压强度平均值变化曲线

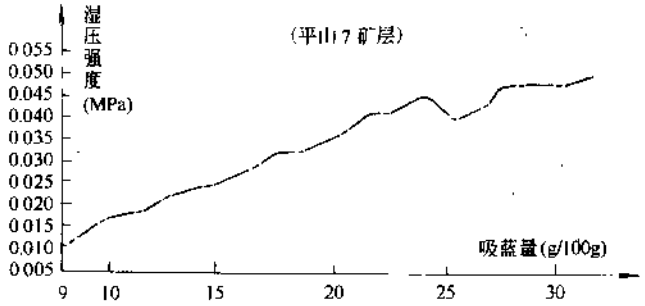


图 11-41　吸蓝量区间平均值与湿压强度平均值变化曲线

④ 关于膨胀容、胶质价指标：鉴于以往各勘查矿区对矿石质量指标中提出膨胀容、胶质价指标的要求。若按膨胀容≥6mL/g，胶质价钙土≥40mL/15g、钠土≥90mL/15g 考虑，其吸蓝量的下限值见表 11-18。

我国铸造业把膨润土作为铸造型砂粘结剂，研究、应用的很多，其质量指标主要反映在湿态抗压强度(湿压强度)。至于热湿拉强度，一般作为划分湿压强度品级时的配套指标，各勘查矿区工业指标中，往往只提湿压强度。因此，这里研究的也仅是蒙脱石含量与湿压强度的关系。

据地质部门对 9 个矿区吸蓝量与湿压强度相关性的数理统计(见表 11-19)，两者正相关性甚好。其中广东和平上陵矿区属铝(氢)基土，由于属性关系，其粘结性能差，不受蒙脱石含量的影响，故基本上不相关，也不宜作铸造用土。

吸蓝量与湿压强度相关系数　　表 11-19

序　号	矿区名称	矿层号	属　性	吸蓝量与湿压相关系数
1	内蒙白庙子	(1P′)	Ca	0.636
			Ca-Mg	0.935
2	甘肃金昌、红泉	(2)	Ca-Mg	0.720
		(4)		0.780
3	山东莱阳白藤口	(1)	Ca	0.598
4	广西宁明	(7)	Ca	0.385
		(4)	Ca-Na	0.530
		(2)	Na	0.398
5	吉林九台银矿山	(1)	Na	0.600
6	吉林刘房子	(5)	Na	0.485
7	浙江余杭仇山	(1)	Ca	0.690
			Na	0.785
8	安徽屯溪、新潭	(7)	Ca-Na	0.674
		(2)	Na	0.781
9	广东和平上陵		Ca-H	0.089

张惠欣对红泉膨润土的铸造性能研究表明。湿压强度随着膨润土吸蓝量的增高而明显增高(见表 11-20)。

阳离子交换容量分组统计吸蓝量和湿压强度(摘自张惠欣,1986 年) **表 11-20**

矿 层	样品个数	阳离子交换容量(me/100g)	吸蓝量(g/100g)	湿压强度(MPa)
②	8	>70	37.4	0.0613
	24	>60~70	32.8	0.0525
	44	>50~60	27.9	0.0486
	49	>40~50	23.2	0.0416
	4	30~40	18.1	0.0302
④	12	>80	40.6	0.0633
	29	>70~80	36.4	0.0602
	38	>60~70	31.5	0.0567
	36	>50~60	26.3	0.0519
	37	>40~50	21.9	0.0385
	12	30~40	19.6	0.0349

4) pH 值的规定:膨润土的 pH 值是指膨润土水溶液的悬浊液中氢离子活度的负对数,不同属型的膨润土,其 pH 值也有差异。用电位计法测定 pH 值时,以 pH 玻璃电极为指示电极,甘汞电极为参比电极;由于玻璃电极内外溶液的氢离子活度的不同而产生电位差,于是便可在电位计上直接读出试液的 pH 值。

① 主要仪器与试剂:

ⅰ. 主要仪器酸度计。

ⅱ. pH=4.01 标准缓冲溶液苯二甲酸氢钾(分析纯)于 105℃烘干 2h,在干燥器内冷却至室温,称取 5.105g 于 100mL 烧杯中,加蒸馏水溶解后移入 500mL 容量瓶中,稀释至刻度,摇匀。

ⅲ. pH=6.86 标准缓冲溶液称取于 50℃烘干 2h 的磷酸二氢钾(分析纯)1.695g 和磷酸二氢钠(分析纯)4.48g 于 100mL 烧杯内,力口水完全溶解后移入 500mL 容量瓶内,用蒸馏水稀释至刻度,摇匀。

ⅳ. pH=9.18 标准缓冲溶液称取硼砂(分析纯)1.9g,于 100mL 烧杯内,加入溶解后移入 500mL 容量瓶内,稀释至刻度,摇匀。

② 分析步骤:

ⅰ. 分析前必须将玻璃电极在蒸馏水中浸泡 24h 才能使用。

ⅱ. 检查甘汞电极氯化钾饱和溶液是否装满。

ⅲ. 称取过 200 目筛的试样 5g 于 100mL 烧杯内,加入 50mL 蒸馏水,用玻璃棒或电磁搅拌器搅拌 5min,使试样充分分散。

ⅳ. 在酸度计上进行测试,将玻璃电极和甘汞电极插入被测液中,静置 1min,按下读数开关,并反复按几次,使读数稳定,记下读数即为 pH 值。

ⅴ. 每测完一个样品,要用蒸馏水将电极冲洗干净,并用滤纸将电极上沾附的水吸干,再进行下一个样品的测试。

5) 关于膨胀容、胶质价指标:鉴于以往各勘查矿区对矿石质量指标中提出膨胀容、胶质价指标的要求。若按膨胀容≥6mL/g,胶质价钙土≥40mL/15g、钠土≥90mL/15g 考虑,其吸蓝量的下限值见表 11-21、22。

膨胀容≥6mL/g 吸蓝量下限值统计　　**表 11-21**

序　号	矿区名称	矿　层	属　性	吸蓝量(g/100g)
1	浙江临安平山	(7)	Na	18
			Ca	18
		(2)	Na	17
2	浙江仇山	(1)	Ca-Na	19
3	吉林刘房子	(5)	Na	19
4	吉林九台银矿山	(2)	Na	20
5	广西宁明	(7)	Ca-Mg	19
		(4)	Ca-Na	15
		(2)	Na	18
6	广西田东	(6)	Ca-H	25
7	甘肃金昌红泉	(4)	Ca-Mg	16
		(2)	Ca-Mg	22
8	新疆托克逊柯尔碱	(1)	Na-Ca	19
9	内蒙白庙子	(1)	Ca-Mg	18
10	辽宁凌源热水汤	(1)	Ca	20
			Na	18
11	山东莱阳白藤口	(1)	Ca	18
12	安徽屯溪新潭	(7)	Na-Ca	24
		(2)	Na	18
13	浙江安吉红庙	(1)	Ca	19
14	安徽宣城水东	(1)	Ca	22
15	辽宁黑山十里	(T_1)	Ca	18
			Na	18
16	内蒙兴和高庙子	(3)	Ca	17.5
			Na	12.5
平均吸蓝量 18.72(蒙脱石含量 42.35%)				

按照上述各方面的统计和论证,作为膨润土普查阶段的一般工业指标。蒙脱石的边界品位≥40%,工业平均品位≥50%,是适合我国目前的技术、经济等实际情况的。

(7) 关于防污膨润土:日本的废弃物填埋场规定中指出,K^+、Cl^-离子影响膨润土的膨胀止水效果,应用防污膨润土做防渗层。国外解决这一问题有二种方法:一是在膨润土接触污水 48h 前,先用淡水浸 48h,让其充分水化,成凝胶质阻挡污水与其产生不良作用。二是

将膨润土预处理成防污膨润土。现简要介绍后者。

不同属性胶质价要求时吸蓝量下限值统计 表 11-22

序号	矿区名称	矿层	吸蓝量 项目 / 属性	胶质价(mL/15g) ≥40	胶质价(mL/15g) ≥90
1	浙江临安平山	(7)	Na		18
			Ca	11	
		(2)	Na		17(单工程)
2	甘肃金昌红泉	(4)	Ca-Mg	13	25
		(2)	Ca-Mg	22	24
3	浙江仇山	(1)	Ca-Na	15	
4	吉林刘房子	(5)	Na		19
5	广西宁明	(7)	Ca-Mg	18	23
		(4)	Ca-Na	15	18
		(2)	Na		18
6	广西田东	(6)	Ca-H		29
7	辽宁凌源热水汤	(1)	Ca	20	
			Na		18
8	吉林九台银矿山	(2)	Na		22
9	内蒙白庙子	(1)	Ca-Mg		18
10	山东莱阳白藤口	(1)	Ca	15	
11	浙江安吉红庙	(1)	Ca	19	
12	安徽屯溪新漳	(7)	Ca-Na	20	25
		(2)	Na		20
13	吉林双阳五家子	(1)	Na	18	
14	辽宁黑山十里	(1)	Ca	18	25
			Na		18
15	河南信阳七天梯	(2)	Ca	18	
			Na		18
16	内蒙兴和高庙子	(3)	Ca	17.8	
			Na		18.5

Ca 土胶质价≥40mol/15g 平均吸蓝量 17.11(相当于蒙脱石含量 38.7%)

Na 土胶质价≥90mol/15g 平均吸蓝量 20.75(相当于蒙脱石含量 46.95%)

1) 防污膨润土的概况：高分子一般是指分子量很大的具有低分子所没有的特性的化合物或者物质。即像下面的例子：

$$H-[O-R-O-\overset{\overset{\displaystyle O}{\|}}{C}-R-\overset{\overset{\displaystyle O}{\|}}{C}-]_x-OH$$

Ester(酯)

带有相同酯基(叫做单体)的聚合体叫做高分子即聚合体,是随着单体种类的不同具有无数的化学结构的非常多样的物质,因此也具有多种多样的物理和化学特性。另外,高分子化合物根据中和方法和单体的不同,从三维的结构上看,是由桥式结合及内部结合构成的,无法像单纯的化合物那样明确的确定它的分子式。

像下面的例子一样,聚合体靠结构的多样性和内部结合,与海水的主要成分 Na^+,Cl^- 及各种的离子结合在一起(见图 11-42),将它们的影响减少到最低。

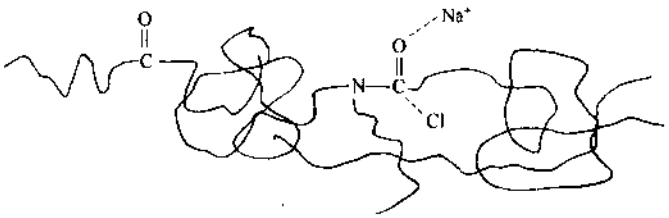


图 11-42　防污有机膨润土示意

另一方面从上面的化学式可以看出,高分子无法像单纯的有机物或者单体那样,正确的确定它的分子量,因此在决定和测定分子量方面有很多的方法。也就是说,像我们知道的分子量的基准,举例说水的情况,它的化学式为 H_2O,分子量为 18,但是高分子化合物是由最少数百,数千(低聚合体)到数十万,数百万的单体构成,这样的分子量的分布在聚合过程当中根据条件的不同有很大的变化。

也就是说,随着分子量大小的不同,高分子有着多样的物理和化学特性,与此相关的研究正在进行,本文论及的低分子量的化合物随着自身的活性和溶解度等特性,对海水的离子化合物的化学反应有很深的影响。

因此,考虑低分子量化合物因海水而产生活性降低,为了使其有充分的防水效果,选定了多种高分子化合物进行了开发研究,对目前膨润土防渗材料因为海水而产生的效能减退以及因为回填层的缺点而产生的纳米毯、板和结构物的粘贴减弱都进行了根本的改善。

2) 防污膨润土的使用:

① 用在咸水上的膨润土的使用标准:膨润土作为遇水反应自身体积能膨胀到 13～16 倍的天然矿物,被应用于地下结构物中用于防水。与普通的防水方法相比,在地下结构物中惟独使用膨润土防水的原因是施工时环境条件所决定的。

环境条件分成三类,其中一个就是只有遇到水才能发挥它的防水性能。

膨润土与淡水反应后,膨胀为自身重量的 5 倍,自身体积的 13 倍左右,靠粘接性和膨胀性发挥防水功能。在这里淡水的意思是指膨润土和水反应时,没有降低其防水功能的有害物质的水。

但是当地下水不是淡水而是污水时,因为膨润土难以完全发挥防水功能,所以不应该使用普通的天然钠膨润土,而应该使用防污膨润土,这样才能发挥其防水功能。地下水是污水,而不是淡水,是指水中含有不能让膨润土发挥膨胀性和粘接性的不纯物质。

膨润土防水材料一般有淡水用膨润土和防污用膨润土,当地下水为污水的时候,一定要使用防污膨润土。

② 判断地下水淡水和污水的标准:在水质检查中,通过测定电子传导度(EC),总溶解

固体(TDS),pH 值等来判断污染程度。电子传导度是指溶液传导电流的能力,纯水是电子传导度非常低的一种绝缘体。但是少量的沉积物(在这里是指盐的主要元素 Na 和 Ca 等)混合在一起的话,沉积物在水中分离成不同的离子,将会产生电流,因此可以作为表示污染程度的一个指标。非污染水的情况,电导度一般不超过 300μs/cm。但是含有盐分的污染水的电导度在 1000μs/cm 以上,应该使用防污膨润土。一般情况下盐水的电导度都比较高,必须使用防污膨润土。

3) 有机膨润土的加工方法:

① 湿法:用长碳链有机阳离子取代蒙脱石(膨润土)晶层间的金属离子,使间距扩大至 1.7~3.0nm,形成疏水的有机复合物。

② 干法:将含水量 20%~30%的钠基膨润土与有机覆盖剂直接混合,用专用的加热混合器混合均匀,再经挤压,制成含一定水分的有机膨润土。

③ 预凝胶法:类似湿法,在有机覆盖过程中加入疏水有机剂。

(7) 纳米(膨润土)防水毯质检标准:目前我国尚无此国标和行标。现将鞍山泰和膨润土有限公司企业标准 Q/ATPY 001—2001 摘于后供读者参考。该标准是根据韩国国家标准 KS/M 3736—1998 制订的。韩国标准是根据美国标准(ASTM)制订的。

1) 范围:本标准规定了纳米防水毯产品的要求。试验方法检测规则标志、包装、运输和贮存。

本标准适用于纳米防水毯的生产与销售。

2) 要求:

① 纳米防水毯符合本标准要求并按工艺规程组织生产。

② 纳米防水毯表面应平整,不能有严重弯曲,撕裂,断裂,穿孔,纤维和布纤维之间膨润土不应有层间剥离现象。

③ 纳米防水毯应符合下列基本规格尺寸、技术指标分别见表 11-23、24。

规 格 尺 寸 表 11-23

项 目	数 据
厚度(mm)	5 以上
长度(m)	6 以上
宽度(m)	1.2 以上
厚度、长度、宽度亦可根据现场进行调整。	

技 术 指 标 表 11-24

项 目	标 准
密度(g/m³)	≥4500
落球冲击试验	无剥离,孔洞,撕裂等异常现象
膨润土混合物体积膨润度(mL/2g)	≥15
底材有纺布重量(g/m²)	≥200
面材无纺布重量(g/m²)	≥110
抗拉强度(kPa)	≥350

3) 试验方法:

① 纳米防水毯应抽取单卷实测符合规格要求。

② 附属材料也以抽样实测符合规格要求。

③ 密度:在离防水毯的边缘 10cm 以上的位置上切出长度和宽度为 25cm 的正方形试验品在 23±2℃下经过 1h 的状态调整后,测量其重量并取整。

用相同的方法对 4 个试验品测量重量,取其算术平均值后按照公式(11-8)计算密度:

$$W_a = 16 \times W \tag{11-8}$$

式中　W_a——密度(g/m³);

W——4 个试验品的平均重量。

④ 落球冲击试验:落球冲击试验是在常温下将防水毯产品在 23±2℃下经过 1h 以上的状态调整后,将其铺在平整干净的混凝土地面上,在 0.5m 高度位置,自由下落 200g 重的钢球后,用肉眼观察试验品有无剥离,穿孔,撕裂等现象。每个试验品在试验品的上下两个面的不同位置上各做一次。

⑤ 膨润土混合物的体积膨胀率试验:膨润土混合物的体积膨胀率试验是在防水毯上取膨润土混合物粉碎干燥后,在 100%通过 100 筛网的粉末中取 2g±0.01g,在量筒(100mL)中注满蒸馏水后,将 2g 分成若干等份,用 2h 加入量筒使其在量筒中完全沉淀膨胀后,将其结果记录成"mL/2g"。

⑥ 抗拉强度:抗拉强度试验是将试验样品,在 23±2℃下经过 1h 以上的状态调整后安装在张拉试验设备上,以 200mm/min 的速度张拉。在自动纪录纸上读取最大载荷后按照公式(11-9)计算抗拉强度。实验要进行三回,取其平均值。

$$T_b = 2\frac{P_b}{t} \tag{11-9}$$

式中　T_b——抗拉强度(MPa);

P_b——最大载荷(N);

t——试验品的实际厚度(mm)。

4) 检验规则:

① 纳米防毯出厂质量检验合格后方可出厂。

② 出厂检验应按表 11-23、24 规定进行。

③ 国家质量技术监督部门提出检验时应按要求进行检验。

④ 检验应以 10000m² 为一批次。

⑤ 使用不足 10000m² 的,也视为一批次进行检验。

⑥ 判定规则:如有一项技术指标不合格,应从该受检批次中加倍抽样,对不合格项目进行复检。若不合格,可判定为该批产品不合格。

5) 标志、包装、运输、贮存:

① 纳米防水毯以单卷包装后进行集装捆扎,以便运输。包装袋标有下列内容:

ⅰ. 厂名,厂址。

ⅱ. 产品名称。

ⅲ. 注册标识。

ⅳ. 业务联系电话号码。

ⅴ. 吊运注意事项。

② 运输:运输中应注意防雨防潮湿,严禁用吊勾装卸。

③ 贮存:产品应贮存干燥,通风,防雨库房内。

11.1.3.5 用地下连续墙法作填埋场四周的封闭防渗层

(1) 一般要求:

1) 地下连续墙的防渗主要依靠墙体的自防渗,对墙体的混凝土抗渗等级应有最低的要求 S6。地下连续墙防渗的薄弱环节是墙段间的接头部位。当墙段之间接缝处不设止水带时,所选用的防渗止水接头必须严格按施工规程操作,并需达到防渗止水的目的。

2) 地下连续墙的墙厚应根据计算、并结合成槽机械的规格确定,但不宜小于 600mm。地下连续墙单元墙段(槽段)的长度、形状,应根据整体平面布置、受力特性、槽壁稳定性、环境条件和施工要求等因素确定。当地下水位变动频繁或槽壁孔可能发生坍塌时,应进行成槽试验及槽壁的稳定性验算。

3) 地下连续墙的深度应根据当地的水文地质状况,插入不透水层 2m 以上。

4) 垃圾填埋场的底部埋深较大,应在地下连续墙上由内向外增设锚杆,保持地下连续墙的稳定。其具体做法,参见现行国标《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2002)有关"基坑开挖与支护"。

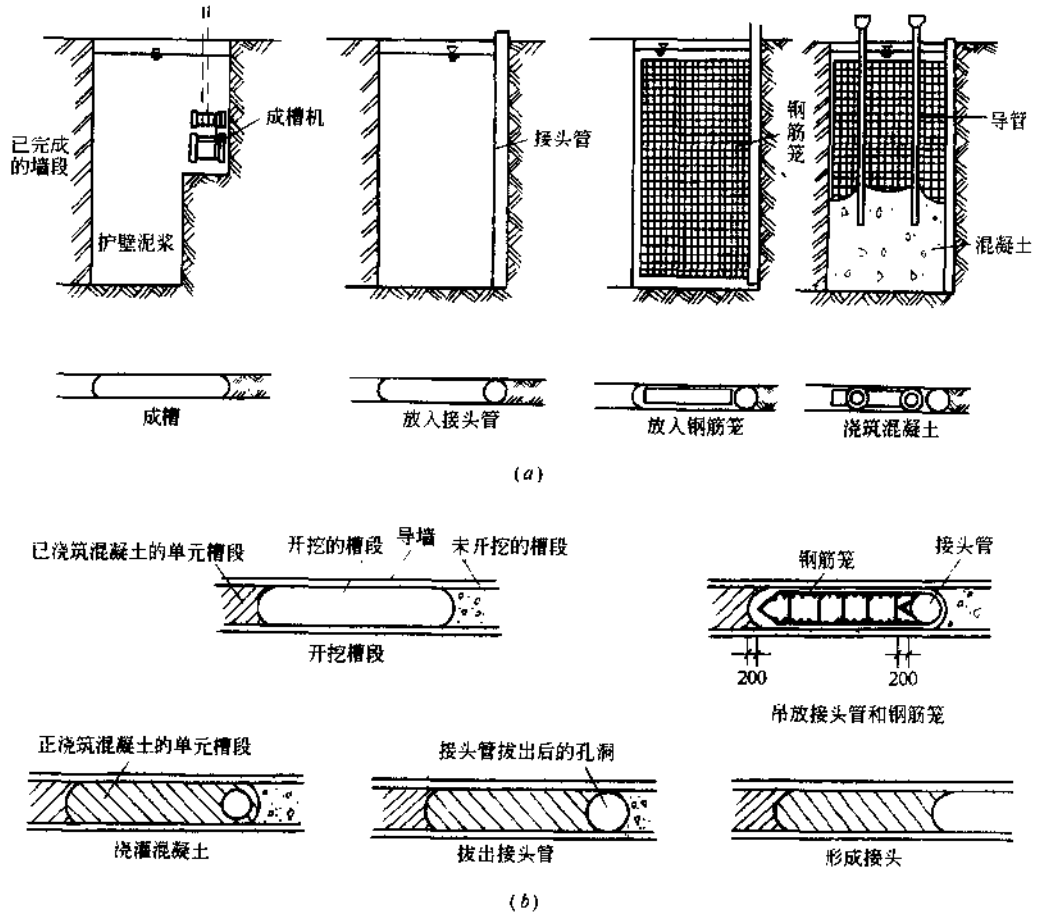


图 11-43 地下连续墙的施工程序

(a)地下连续墙施工程序示意;(b)接头管接头的施工程序

5) 用地下连续墙作垃圾填埋四周的维护结构时，其防水等级要求和具体做法，参见国标《地下工程防水技术规范》GB 50108—2001 和《地下防水工程质量验收规范》GB 50208—2002 的有关要求。地下连续墙的防渗层与垃圾填埋场最下层的防渗衬垫交叉处和封顶防水层交叉处的防渗层应增加 2 层，以保证渗滤液不沿地下连墙垂直下渗，污染地下水。

6) 地下连续墙的施工程序大致见图 11-43。

(2) 地下连续墙的构造应符合以下要求：

1) 地下墙的厚度：根据目前国内地下墙挖槽机械性能和施工能力，现浇墙段的厚度一般为 500～800mm，重要的构筑物一般为 600～1000mm。预制地下墙墙厚一般不大于 500mm，钻孔桩排式的设计桩径不小于 550mm。地下墙单元墙段长度一般为 4～8m。

2) 地下墙的接头(见图 11-44、45)：地下墙各施工单元段之间的接头应防止漏土。

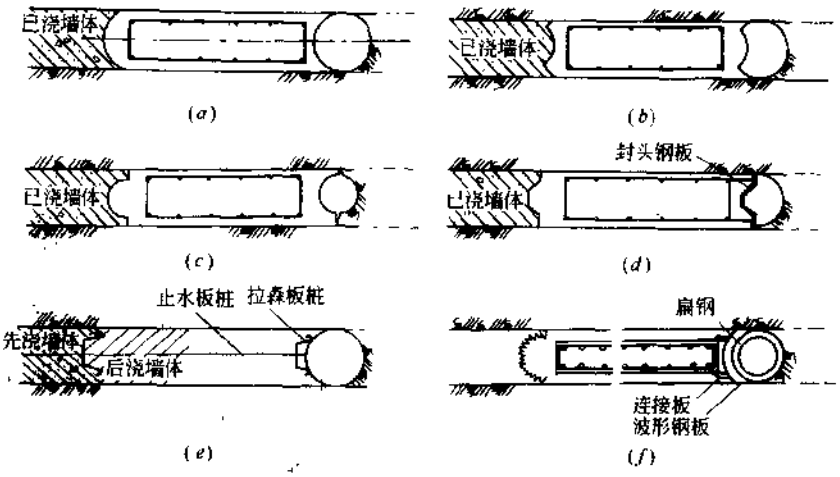


图 11-44　墙体施工接头(一)

(a)全圆接头管；(b)缺圆接头管；(c)带翼缘接头管(不常用)；(d)带榫接头管(不常用)；(e)与止水板桩结合的接头管；(f)波形接头管

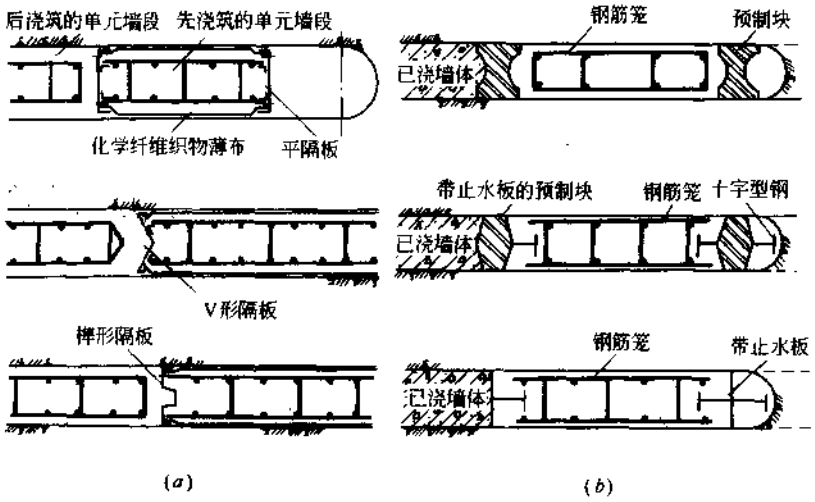


图 11-45　墙体施工接头(二)

(a)隔板接头；(b)预制构件接头

现浇地下墙施工中，墙段间需要设置垂直接头，为保证接头具有良好的整体性，合理性，防渗漏和经济性，接头形式应按结构的使用和受力要求，以及施工条件确定。接头型式一般有非整体式接头和整体式接头两类。对于单锚式地下墙，常采用非整体式接头，即由接头管做成的接头。槽段成槽后，清槽及换浆合格，在端部先吊放入接头管，然后向槽段内吊放钢筋笼，安装导管并进行混凝土浇注，完成后及时拔出接头管，在进行下一槽段吊放钢筋笼前，应采用特制的接头刷，对先期完成的墙段接头管接头处的壁面泥渣进行清刷，以保证相邻墙段接头部位混凝土的质量和良好接触。这种方法施工简单、准确、使用多。接头管外径一般应不小于设计墙厚的93%，非整体式接头除采用接头管外，也有采用隔板或预制构件做成的平板形、V形或榫形隔板接头型式。整体式接头（又称刚性接头），因施工复杂、造价较高，在单锚式地下墙中较少采用。

3）钻孔桩排式地下墙墙体结构，根据目前国内施工条件尚采用一字形连续排列的型式，钻孔桩应尽量靠近，其缝宽不宜大于100mm。为防止桩间间隙的土体流失，墙后应设置水泥搅拌土或旋喷水泥浆防渗漏帷幕墙，在考虑墙后排水时，可设置反滤并方法进行接头处理。

4）现浇地下墙的混凝土和钢筋：现浇地下墙的混凝土由于是在泥浆下浇注的，其强度低于空气中浇注的混凝土强度。钢筋笼是预先放入有泥浆的槽段内，钢筋与混凝土的握裹力也有所降低，同时混凝土浇注是采用竖管法，混凝土面自槽段底向上升高，在墙面上的强度分散性较大。因此，除预制地下墙外，为保证地下墙的混凝土质量，并具有足够的安全储备，现浇地下墙的混凝土和钢筋的设计及其构造不同于一般的预制钢筋混凝土板、桩。

① 现浇地下墙混凝土强度等级不应低于C20，一般采用C25～C30。有资料指出：泥浆下浇注混凝土其抗压强度要比在标准养护条件下的混凝土强度降低10%～30%。因此，对于重要工程，断面配筋设计时，应将地下墙混凝土强度等级的各种指标乘以0.7～0.75的系数。预制地下墙的混凝土强度等级一般同预制钢筋混凝土板桩，不应小于C30。

② 受力筋采用Ⅱ级钢筋，其直径不小于16mm。构造筋采用Ⅰ级钢筋，其直径：板形地下墙不小于12mm；钻孔排桩不小于8mm。

③ 现浇地下墙中钢筋与混凝土的握裹力，是一个重要的参数，国外对钻孔灌注桩的钢筋握裹力规定为：混凝土设计强度等级C30时，对带肋钢筋容许握裹力为1.2MPa。由此可分析出泥浆使钢筋与混凝土的握裹力降低比普遍混凝土低10%～30%。我国试验结果为对于Ⅱ级钢筋直径22mm时，在不同泥浆比重中，浸放24h，试验结果比普通混凝土中钢筋握裹力降低，对竖向钢筋影响最大达26%。欧洲的试验资料还认为，泥浆对竖向钢筋的握裹力影响较小，面对水平向钢筋影响较大。对圆形光面钢筋的影响又比带肋钢筋要大。因此，一般认为受力钢筋选用带肋钢筋为宜。根据国内外资料分析，建议当地下墙混凝土强度等级为C20时，取设计容许握裹力为1.5MPa。当工程采用超长钢筋笼分段吊放时，上下节钢筋笼纵向带肋钢筋的搭接长度一般不小于45倍钢筋直径。当受力钢筋接头在同一断面时，最小搭接长度为70倍钢筋直径，并应不小于1.5m。

④ 钢筋笼的长度应根据单元段的长度、墙段的接头型式和起重设备能力等因素确定，其端部与接头管和相邻段混凝土接头面之间应留150～200mm的间隙。钢筋笼的下部在宽度方向宜适当缩窄。钢筋笼与墙底之间应留100～200mm的空隙。钢筋笼的主筋应伸出墙顶并留有足够的锚固长度。

竖向受力钢筋应有一半以上通长配置。

单元槽段的钢筋笼宜装配成一个整体：必须分段时，宜采用焊接或机械连接，接头位置应选在受力较小处，并相互错开。

钢筋笼的钢筋配置，除考虑强度需要外，尚应考虑吊装的要求。因在钢筋笼的分段时，为有利于钢筋受力，施工方便和减少接头费用等考虑，钢筋笼应尽量装配成整体施工。当地下墙深度较大时，往往受到吊机能力、作业场地面积和空间，以及搬运方法等的限制，需将钢筋笼竖向分成二段或三段，吊放入槽时再连接成整体。目前国内施工 30m 长钢筋笼一般竖向分二段吊装，45m 以上分三段吊装。竖向接头位置选在受力较小处，并相互错开。竖向钢筋接头一般有焊接接头，绑扎搭接和螺栓连接接头等方法。

⑤ 为了使钢筋具有足够的握裹力，现浇地下墙中主钢筋的保护层厚度应比普遍混凝土构件保护层厚度要大，一般主筋保护层采用 70～100mm；预制墙主筋保护层厚度应大于 30mm。钢筋的保护层厚度，对临时性支护结构不宜小于 50mm，对永久性支护结构不宜小于 70mm。

5）地下连续墙顶部应设置钢筋混凝土圈梁，梁宽不宜小于墙厚尺寸，梁高不宜小于 500mm，总配筋率不小于 0.4%。墙的竖向主筋应锚入梁内。

6）地下连续墙墙体混凝土的抗渗等级不得小于 S6 级，垃圾填埋深度超过 6m 的不宜小于 S8 级。当墙段之间的接缝不设止水带时，应选用锁口圆弧型、槽形或 V 型等可靠的防渗止水接头，接头面必须严格清刷，不得存有夹泥或沉渣。

(3) 地下连续墙的设计计算：地下连续墙可按国标《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2002)中的支挡结构进行力的分析计算，并按国标《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2002)进行强度和安全度要求计算。实际工程设计计算常按以下方法进行。

1）荷载：

① 作用在地下墙上的土压力：与地基、墙体刚度及支撑有关。一般是通过施加在横撑上或土中锚杆的初始预加轴向力和横撑及墙体刚度使之土压在主动土压力和被动土压力之间变化。

ⅰ. 假设地下墙设置在完全没有位移的地基中，则作用在地下墙两侧的土压力即是静止土压力 p_0，见图 11-46(a)。

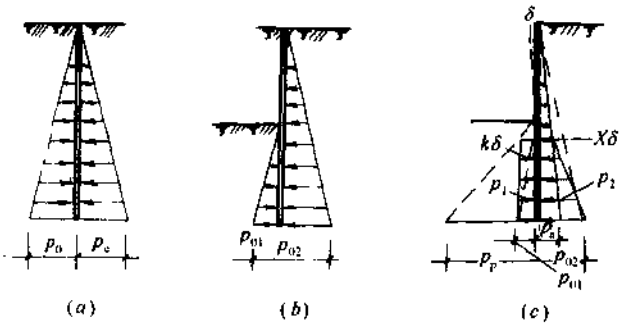


图 11-46　地下墙的位移与土压力分布

在这种条件下，进行基坑开挖，假设墙体不产生位移，则开挖一侧土压力如图 11-46(b)。而在墙体非开挖侧的土压力 p_0 作用下，使墙体向开挖侧位移 δ，这时作用于墙体上的

土压力 p 因墙体位移 δ 而从静止土压力 p_0 中减去 $k\delta$，作用于墙体上最终土压力 p

$$p = p_0 - k\delta \geqslant p_a \tag{11-10}$$

式中 p——作用于墙体上的土压力(Pa)；

p_0——作用于墙体上的静止土压力(Pa)；

p_a——作用于墙体上的主动土压力(Pa)；

k——水平地基系数(Pa)；

δ——水平位移(mm)。

由于墙体的位移 δ，而使开挖一侧的土压力，由静止土压力增加 $k\delta$，其值为

$$p_1 = p_0 + k\delta \leqslant p_p \tag{11-11}$$

式中 p_p——作用于墙体上的被动土压力(Pa)。

如是有横撑或锚杆的地下墙，当在墙体产生位移之后再加设支撑，可以使墙体受到的土压力小于静止土压力；如果容许墙体产生较大的位移，可使土压力小到主动土压力值。如果给横撑施加预加轴力，将墙推向未开挖侧，那么墙体上的土压力就会大于设置横撑之前的土压力，增值的大小取决于施加初始力的大小。最大可增加到被动土压力值。对于使横撑的挡土墙，在理论上是可以通过调整横撑的轴向力的方法来减少横体的位移，人为地将作用在墙体上的土压力控制在主动土压力与被动土压力之间。

如果限制墙体的变形，就需要对横撑处施加相当于静止土压力的较大的初始轴向力，以免墙体产生位移，要求按此时设计墙体的强度。如不需控制墙体的位移，则可通过调整横撑轴向力使墙体和横撑的内力最小，成为最经济结构。

ⅱ. 作用在地下墙插入部分的土压力：作用在开挖线以下地下墙插入部分的土压力是由基坑开挖深度、地基条件、墙体刚度等因素确定。若墙体不产生位移，则墙两侧为静止土压力，作用在插入部分墙体上有效土压力为 $p_{01} - p_{02}$，见图 11-46(c)。

如果墙体向开挖侧位移 δ，开挖侧土压力增大 $k\delta$，而未开挖侧减少 $k\delta$。墙体的位移值，应使开挖侧土压力 p_1 与 δ 产生的水平抵抗力之和与未开挖侧土压力 p_2 减去 $k\delta$ 之差相等时的位移值。这时，开挖侧土压力 p_0 是被动土压力 p_p，而未开挖侧 p_2 则为主动土压力 p_a。由 δ 位移引起的墙体应力必须满足承载力要求。

对于钢筋混凝土地下墙在开挖侧达到被动土压力之前，墙体可能会产生破坏。

② 作用在地下墙上的水压力：作用在墙体上的水压力与土压力不同，它不受横撑轴向力或锚杆拉力及墙体的刚度影响。土中孔隙水压力直接作用在墙体上，其值为

$$p_w = \gamma_w h \tag{11-12}$$

式中 p_w——作用在地下墙上的水压力(kPa)；

γ_w——地下水的重度(kN/m^3)；

h——地下水位至计算点的深度(m)。

当对地下水抽水时，水压力的变化不但与水位有关，而且还与隔水层及承压水等情况有关。在降低墙外侧地下水位时，设计时应考虑内、外侧水位的关系。

开挖基坑时，如对地下墙内侧进行排水，就会在墙体内外两侧出现水位差，使墙体受到水压力作用。

对于深基坑的开挖，地下水位较高，则水压力对设计影响很大。不仅应考虑基坑开挖问

题，而且还要考虑墙体内侧地下水位降低情况，研究施工时应力和横撑、锚杆及墙体的应力。

2) 水平地基反力系数：地下墙作为挡土墙应受水平荷载作用，在被动受压一侧则有地基支承。工程实际多将地基视为水平向的弹簧组成的地基模型，通过地下墙弹性曲线的计算，而最后确定弯矩、剪力和地基反力。

为计算地基反力，必须先确定地基反力系数。由弹性地基假定可知：地基反力系数是产生单位位移时的地基反力值。地基反力系数主要取决于地质条件，同时也与承载面积和深度有关。其值最好由现场试验测定，如无试验资料，具体数值可参考《工程地质手册》，也可按以下介绍的方法求得其近似值。

① m 法：m 法的水平地基反力系数按式(11-13)确定：

$$K = mh \tag{11-13}$$

式中　K——水平地基反力系数(kN/m^3)；

m——水平地基反力系数随深度增大的比例系数(kN/m^4)，m 值可通过水平荷载试验确定，当无试验资料时，可参考表 11-25 选用。

m 值　　表 11-25

地基土质情况	m 值(kN/m^4)	地基土质情况	m 值(kN/m^4)
$I_L \geqslant 1$ 的粘性土、淤泥	1000～2000	$I_L < 0$ 的粘性土、粗砂	6000～10000
$1 > I_L \geqslant 0.5$ 的粘性土、粉砂	2000～4000	砾石、砂砾、碎石、卵石	10000～20000
$0.5 > I_L \geqslant 0$ 的粘性土、中砂、细砂	4000～6000		

注：板桩墙在计算处的水平位移大于 10mm 时，取表中较小值。

h——计算点至地下墙底面的深度(m)。

② 张有龄法：张有龄法的水平地基反力系数沿深度为常数，可按式(11-4)确定：

$$K = K_0\left(\frac{\delta}{\delta_0}\right)^{-\frac{1}{2}} \tag{11-14}$$

式中　K——水平地基反力系数(kN/m^3)；

K_0——板桩墙在计算点处的水平位移等于 10mm 时的 K 值(kN/m^3)。K_0 可按表 11-26选用；

δ_0——板桩墙在计算点处的单位水平位移，$\delta_0 = 10mm$；

δ——板桩墙在计算点处的实际水平位移(mm)。

K_0 值　　表 11-26

地基土名称和土质		标贯击数	K_0 值(kN/m^3)
粘性土	极软	<2	4000
	软	2～4	4000～8000
	中等	4～8	8000～16000
	硬	8～15	16000～30000
	很硬	15～30	30000～60000
	极硬	>30	60000～100000

续表

地基土名称和土质		标贯击数	K_0 值(kN/m³)
砂 土	极 松	<4	1000~8000
	松	4~10	8000~20000
	中 等	10~30	20000~60000
	密 实	30~50	60000~100000
	极 密	>50	>100000
砾砂、碎石、卵石、块石土、漂石夹砂			50000~120000

对于地下墙的墙体面积大,水平地基反力系数与上述给出板桩的水平地基反力系数应当有所修正。由试验资料可知:当承压面积达一定值(650m²),反力系数不随面积增大而减低,一般取试验值(0.1m² 承压板)的 65%;通常地下墙长度大于 8m,地基反力系数趋于常值。在日本、地下墙反力系数为桩水平地基反力系数的 20%。

地下墙的变形及内力均与水平地基反力系数有关。因此,正确确定水平地基反力系数值对地下墙设计将是十分重要的。

③ 水平地基反力系数的测定,除现场实测外,可近似采用以下几种方法:

ⅰ. 由地质参数确定:

(ⅰ) 对于粘性土可用无侧限抗压强度 q_n(kPa)推算:

水平向地基系数为 $K=(8\sim12)q_n$ (11-15)

(ⅱ) 由标准贯入函数 $N(63.5)$推算 K:

水平向地基系数为 $K=4N(63.5)$ (11-16)

(ⅲ) 根据地基变形模量 E_0 推算:

水平地基系数为 $K=4\alpha\alpha' E_0\beta_s^{-\frac{3}{4}}$ (11-17)

式中 α——修正系数,见表 11-27;

E_0 修正系数 α 值 表 11-27

E_0 的计算方法	α 值		E_0 的计算方法	α 值	
	经常荷载	临时及地震荷载		经常荷载	临时及地震荷载
平板载荷试验	1	2	无限制抗压强度试验	4	8
钻孔内液压载荷试验	4	8	标准贯入试验	1	2
三轴压缩试验	4	8			

α'——侧面修正系数,取 1~1.2;

E_0——地基变形模量(kPa);

β_s——水平荷载作用下的基础换算宽度,当承载面为圆形,则 $\beta_s=D$,其他形状 $\beta_s=\sqrt{A_c}$;D—圆直径(m),A_c—有效承压面积(m²)。

ⅱ. 地基变形模量 E_0 可采用以下方法取得:

(ⅰ) 用直径 0.30m 的刚性圆板,或边长为 0.30m 刚性方板作单板重复载荷试验求 E_0 为

$$E_0=\frac{13p\eta}{\Delta\delta} \tag{11-18}$$

式中　p——载荷强度(MPa)；

η——形状系数，正方形为0.88，图形为0.79；

$\Delta\delta$——对应于重复荷载时的变形量(mm)。

(ⅱ) 根据标准贯入试验求 E_0(用于砂土)为

$$E_0=2.5N \tag{11-19}$$

式中　N——标准贯入击数。

(ⅲ) 根据试样的单轴试验求 E_0(用于粘土)为

$$E_0=\frac{q_u}{2\varepsilon} \tag{11-20}$$

式中　q_u——单轴压缩强度(MPa)；

ε——相当于 $q_u/2$ 压缩强度的应变。

3) 无撑(无拉锚)地下墙设计：无撑(无拉锚)地下墙主要依靠嵌入土内的深度来平衡上部土压力、水压力及地面荷载，故计算插入深度是关键，有了插入深度，就可以计算弯矩和位移。

无撑(无拉锚)地下墙的插入深度可按以下三种方法求得。

① 板桩墙设计法：无撑地下墙的最小插入深度、墙体的内力，其计算完全可用板桩挡土墙的计算，并可应用有限元程序计算。

② 查表法：基坑开挖深度小于4m，无撑地下墙可查表得出最小深度 H_{min}、最大弯矩 M_{max}。

《基础工程手册》也给出了无撑墙板的一般设计图表。

③ 图解法：计算板桩墙时，用数解法需求解一元三次方程，比较困难。对于开挖深度大于4m，可用图解法。计算步骤如下：

ⅰ. 先假定地下墙体的插入深度 t'，见图11-47(a)。

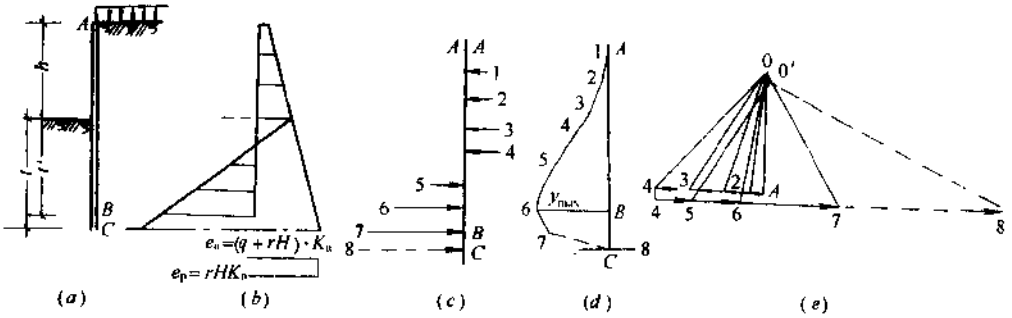


图11-47　无撑地下墙图解法

ⅱ. 根据地基土的 r、ϕ 和地下水位画出土压力图形见图11-47(b)。

ⅲ. 将土压力图沿墙高分成若干段(每段长为0.5～1.0m)，并以相应的集中力代替作用于小段上的土压力，作用点位于土压力图形的形心上见图11-47(c)。

ⅳ. 选择适当的力的比例尺及极距 η，作力的矢量图见图11-47(e)，并根据矢量图作力索多边形见图11-47(d)。墙体任一截面的弯矩 M 等于极距与索多边形力矩图坐标 y 的乘积，最大力矩 $M_{max}=y_{max}\eta$。

Ⅴ. t 的大小由闭合线与索多边形的交点来决定。见图 11-47(e)示原假定的深度 t'，其索多边形不与 AB 闭合，说明插入深度不够，当 AB 增到 AC 时，索多边形闭合，此时所得即为所需之插入深度。

4) 有撑(有拉锚)地下墙设计：

① 单撑(单拉锚)地下墙：单撑(单拉锚)地下墙在土压力作用下，随着入土深度的不同，其墙体发生不同的变形，变形的不同反过来又影响土压力的分布，不同的插入深度其土压力图形，墙体变形和弯矩图见图 11-48。

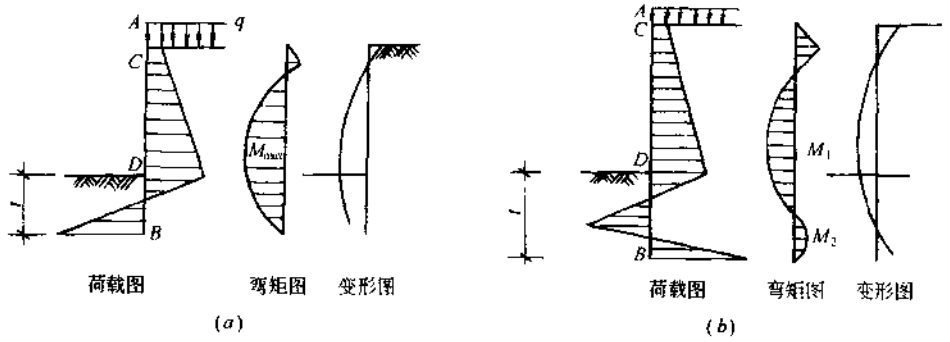


图 11-48 不同插入深度单撑(单拉锚)地下墙土压力变形及弯矩图

当作用于地下墙体上外力达到平衡，插入深度为最小，墙体位移较大，墙体只有一个方向的最大弯矩。这种墙体短，但墙体断面积大。

当插入深度较深时，插入部分出现了与跨中相反方向的弯矩。这种墙体长度增长，但断面积可小些，入土部分墙体位移小些，稳定性较前者好。

单撑地下墙可视为上端为弹性支承，插入部分视为弹性支承的梁。

ⅰ. 精确计算方法：采用有限单元法计算能够较好的反映实际，具体计算可用有限单元法电算。

也可采用有限差分法，方法原理简单，计算方便。其应用可见多撑地下墙有限差分算例。

ⅱ. 按锚杆挡墙计算法

ⅲ. 前苏联规范法：由于墙体刚度小其变形大面引起主动土压力发生重分布，加之土与墙体的摩擦，使墙体跨间弯矩减小，而支撑反力增大的现象。我国上海市地基基础规范也已注意到此问题，即考虑到板桩变形后土压的重分布，可将最大弯矩乘以 0.6～0.8 作为计算弯矩，而支撑力增大 40%。

前苏联规范法作了如下规定：

(ⅰ) 墙后主动土压力按高度分为四段(见图 11-49)：

A 点，即地面处，按主动土压力计算：

$$p_{AA} = qK_a \tag{11-21}$$

式中 q——地面均布荷载；

K_a——主动土压力系数，取 $K_a = \mathrm{tg}^2\left(45° - \frac{\phi}{2}\right)$。

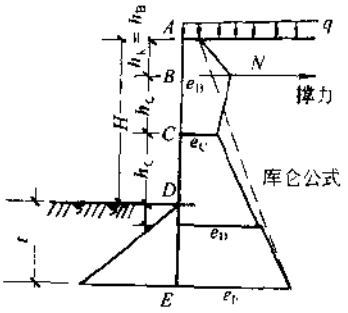


图 11-49 前苏联规范土压力图

B 点，当撑杆到地面的高度 $h_k=(0.2\sim0.35)H$，将 B 点取在撑杆处，即 $h_B=h_k$，如 $h_k<0.2H$，B 点取在 $0.2H$ 处，即 $h_B=0.2H$，其土压力计算公式：

$$p_B=(q+\Sigma r_i h_i)C_B \tag{11-22}$$

式中　$\Sigma r_i h_i$——计算点以上土层的重量；

C_B——B 点土压力系数，$C_B=1-(1-K_a)\alpha$，其中 α 查表 11-28。

α 值　　**表 11-28**

h_B/H	0.20	0.25	0.30	0.35
α	0.2	0.3	0.4	0.5

C 点，即墙跨 BD 段的中点，则 $h_c=(1.15H-h_k)/2$。C 点的土压力为

$$p_c=(q+\Sigma r_i h_i)K_a K \tag{11-23}$$

式中　K——考虑墙体变形使跨中土压力减小的系数，对于钢筋混凝土墙体，根据其相对挠度查图 11-50；对于钢板桩 K 为 0.4。

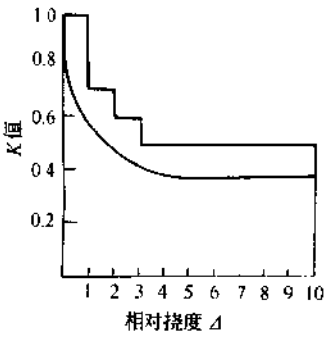


图 11-50　土压力减小系数与相对挠度曲线

钢筋混凝土墙体相对挠度可近似应用以公式(11-4)计算：

$$\Delta=\frac{f_c}{h_c}=\frac{0.4\eta E_A h_c^2}{B} \tag{11-24}$$

式中　B——钢筋混凝土墙体刚度 $B=\theta E I_0$，其中：$\theta=0.5\sim0.65$ 为荷载长期作用系数；

E——混凝土弹性模量；

I_0——墙体折算截面的惯性矩，对称布筋墙体，

$$I_0=\frac{b\delta^3}{12}+\frac{2(n-1)A_g\left(\frac{\delta}{2}-a\right)^2}{6} \tag{11-25}$$

b——墙体宽度(m)；

δ——墙体厚度(m)；

n——钢筋与混凝土弹性模量比；

a——保护层厚(mm)；

A_g——一侧钢筋面积(mm^2)；

E_A——按库仑公式计算的 AD 段总土压力；

f_c——在 E_A 作用下墙跨中的挠度；

η——系数，按下式计算

$$\eta=\frac{1-2[h(2h_c)]^2}{2(2+h_K/h_c)} \tag{11-26}$$

DE 段：采用主动土压力乘以 0.8 折减。

$$p_{DE}=0.8(q+\Sigma r_i h_i)K_a \tag{11-27}$$

(ⅱ) 墙前被动土压力计算：根据极限平衡理论并考虑滑动面为曲面，推得被动土压力公式：

$$p_p=(q+q_r)K_{pq}+r_ih_iK_{pr}+\frac{C}{\mathrm{tg}\varphi}(K_{pq}-1) \tag{11-28}$$

式中 q——地面均布荷载；

q_r——计算点以上土层重量，$q_r=\sum_1^{n-1}h_ir_i$，对于均质土 $q_r=0$；

r_i——计算点所在土层的重度；

h_i——到计算点所在土层顶的距离；对于均质土 h_i 为计算点到地面距离；

φ、C——计算点所在土层的内摩擦角和粘聚力；

K_{pq}——土面上有载荷，无重量的散粒体的被动土压力系数；

K_{pr}——土面上无载荷，有重量的理想散粒体的被动土压力系数。

当地面水平且墙面垂直时，K_{pq}和 K_{pr}值见表 11-29。

K_{pq}和 K_{pr}值 表 11-29

系 数	内摩擦角 φ(°)	外摩擦角 δ(°)						
		0	5	10	15	20	25	30
K_{pq}	15	1.70	1.87	2.00	2.06			
	20	2.04	2.28	2.48	2.62	2.70		
	25	2.46	2.79	3.09	3.34	3.53	3.63	
	30	3.00	3.45	3.89	4.29	4.63	4.89	5.03
	35	3.69	4.33	4.96	5.58	6.16	6.67	7.05
K_{pr}	10	1.42	1.58	1.63				
	15	1.70	1.86	2.00	2.13			
	20	2.04	2.30	2.51	2.73	2.87		
	25	2.46	2.87	3.20	3.50	3.74	3.94	
	30	3.00	3.53	4.03	4.46	4.90	5.27	5.67
	35	3.69	4.36	5.05	5.75	6.42	7.12	7.77
	40	4.60	5.72	6.80	7.95	9.11	10.23	11.45

计算墙前被动土压力时，前苏联规范规定墙体与土体之间的外摩擦角 δ 等于内摩擦角 ϕ，但不得大于 30°。对于粘性土，考虑到表层土结构在施工中遭破坏，规定在土表面 $C=0$，面在距地表面 1m 以下，取 C 实际值。从地表到 1m 深处采用直线过渡。

关于墙后侧的被动土压力仍按式(11-28)计算，只是 $\delta=0$。

(Ⅲ) 地下墙体插入深度 t：前苏联规范规定由坑壁稳定计算最小插入深度，然后用图解法进行内力计算，并规定索多边形的闭合线与下面的索线交于坑底以下 $t_1=0.9t$ 处；下端嵌固弯矩不得大于跨中弯矩的 0.9 倍。

当地下墙体较厚时，刚度大，变形小。此时，作用于墙背上的土压力分布及大小，与刚度小的板桩墙的土压力分布及大小是应当有所不同的。

② 多撑(多拉锚)地下墙设计：对于多撑地下墙，因施加撑的方式不同，其土压力分布和墙体变形及内力不同。一般情况下，应根据地基及邻近地基是否允许变形，或由施工时是否对撑施加预加荷载来决定土压力的大小。通过调整对横撑施加预加荷载大小，使土压力在

主动土压力与被动土压力之间变化。如不施加预加轴力，墙体上所承受的土压力在未开挖侧是在静止土压力和主动土压力之间；而在开挖一侧土压力在静止土压力和被动土压力之间。

由于考虑因素及假定不同、有不同的计算方法。考虑到实用及合理，仅介绍日本山肩帮男近似法(见图 11-51)。

ⅰ. 假定：

(ⅰ) 墙体视为下端自由的弹性体。

(ⅱ) 主动土压力在开挖面以上为三角形，在开挖面以下为矩形。

(ⅲ) 被动土压力为开挖线以下的被动土压力，其中 $Ax+B$ 为被动土压力减去静止土压力(η_x)之值。

(ⅳ) 横撑设置后，即作为不动支点。

(ⅴ) 下道横撑设置后，认为上道撑轴力不变，而且下道撑以上墙体保持原来的位置。

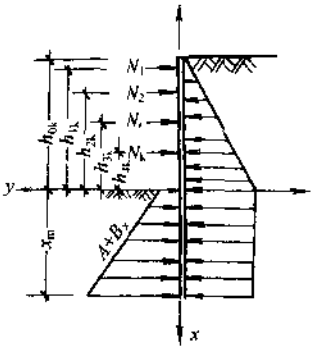


图 11-51　计算简图

(ⅵ) 把开挖面以下墙体弯矩为零处视为铰，并忽略下部墙体对上部墙体的剪力传递。

ⅱ. 计算公式：根据以上假定，只需静力平衡条件 $\Sigma N=0$，$\Sigma M_k=0$，即可求得入土深度和横撑的轴力：

由 $\Sigma N=0$ 得：

$$N_k=\frac{1}{2}\eta h_{0k}^2+\eta h_{0k}x_m-\sum_1^{k-1}N_i-Bx_m-\frac{1}{2}Ax_m^2 \tag{11-29}$$

由 $\Sigma M_k=0$，化简后得：

$$\frac{1}{3}Ax_m^3-\frac{1}{2}(\eta h_{mk}-B-Ah_{kk})x_m^2-(\eta h_{0k}-B)h_{kk}x_m-\left[\sum_{i=1}^{k-1}N_ih_{ik}-h_{kk}\sum_1^{k-1}N_i+\frac{1}{2}\eta h_{kk}h_{0k}^2-\frac{1}{6}\eta h_{0k}^3\right]=0 \tag{11-30}$$

ⅲ. 计算步骤：

(ⅰ) 在第一次开挖中，由公式(11-30)的下标 $k=2$，而且 N_i 只有一个 N_1 是已知值，N_k 为 N_2，由公式(11-30)求出 x_m；

(ⅱ) 求得 x_m 之后，将 x_m 代入公式(11-29)，求得横撑轴力 N_3。

(ⅲ) 按此法，求出各次开挖时横撑的轴力。

(ⅳ) 求得横撑轴力之后，即可计算出每次开挖时的墙体内力。

(ⅴ) 墙体强度设计。

【例】 已知：地基之粘性土其重度 $\gamma=20\text{kN/m}^3$，内摩擦角 $\phi=25°$，粘聚力 $C=20\text{kPa}$，地面荷载 $q=10\text{kPa}$。

【解】 土压力计算：主动土压力不考虑粘聚力；主动土压力系数：

$$K_a=\text{tg}^2\left(45°-\frac{\phi}{2}\right)=\text{tg}^2\left(45°-\frac{25°}{2}\right)=0.406$$

主动土压力及地面荷载引起侧压力合力的斜率：

$$\eta=\frac{(\gamma h+q)K_a}{h}=\frac{(20\times10.5+10)\times0.406}{10.5}=8.51$$

被动土压力按朗肯土压力公式之被动土压力系数：

$$K_p=\frac{1}{\mathrm{tg}^2\left(45^\circ-\frac{\phi}{2}\right)}=\frac{1}{\mathrm{tg}^2\left(45^\circ-\frac{25^\circ}{2}\right)}=2.46$$

被动土压力：

$$e_p=\gamma x K_p-2C\sqrt{K_p}=20x\times2.46-2\times20\times1.57=49.2x-62.8$$

假定设有顶横撑，开挖到 7.0m（见图 11-52）。此时，$k=1$，$h_{0k}=7.0\mathrm{m}$，$h_{kM}=h_{1k}=6.7\mathrm{m}$，$N_k=N_1$

由式(11-29)求入土深度：

可得 $x_m=2.1\mathrm{m}$。

应用式(11-30)求 N_1 为

$$N_1=\frac{1}{2}8.5\times7.0^2+8.5\times7.0\times2.1-62.8\times2.1-\frac{1}{2}\times49.2\times2.1^2=100.5\mathrm{kN}$$

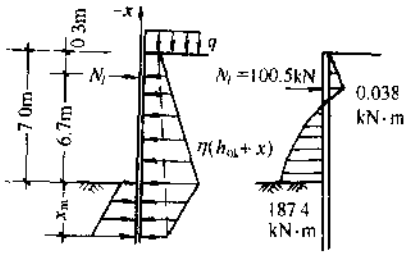


图 11-52 开挖 7.0m 时计算简图及结果

$$M_1=8.5\times\frac{0.3^2}{2}\times\frac{0.3}{3}=0.038\mathrm{kN\cdot m}$$

$$M_2=\frac{8.5\times7.0^2}{2}\times\frac{7.0}{3}-100.5\times6.7=-187.43\mathrm{kN\cdot m}$$

此时墙体的弯矩及横撑轴力见图 11-52。

设第二道横撑后继续开挖到 10.5m，见图 11-53，已知：$k=2$，$N_i=N_1=100.5\mathrm{kN}$；$h_{0k}=10.5\mathrm{m}$，$h_{1k}=10.2\mathrm{m}$，$h_{kk}=h_{2k}=4\mathrm{m}$，$N_k=N_2$。利用公式(11-30)求 x_m：

$$\frac{1}{3}\times49.2x_m^3-\frac{1}{2}(8.5\times10.5-62.8-49.2\times4)x_m^2-(8.5\times10.5-62.8)\times4x_m-\left[100.5\times10.2-4\times100.5+\frac{1}{2}\times8.5\times10.5^2\times4-\frac{1}{6}\times8.5\times10.5^2\right]=0$$

$$16.4x_m^3+85.175x_m^2-105.8x_m-857.4=0$$

$$x_m=2.96\mathrm{m}\approx3.0\mathrm{m}$$

由式(11-30)求 N_2 为

$$N_2=\frac{1}{2}\times8.5\times10.5^2+8.5\times10.5\times3-100.5-62.8\times3-\frac{1}{2}\times49.2\times3^2=226.0\mathrm{kN}$$

已知 $M_1=0.038\mathrm{kN\cdot m}$

$M_2=-187.43\mathrm{kN\cdot m}$

$M_3=8.52\times10.5^2\times\frac{10.5}{3}-100.5\times10.2-226\times4=-289.13\mathrm{kN\cdot m}$

开挖到 10.5m 深的横撑轴力及墙体弯矩见图 11-53。

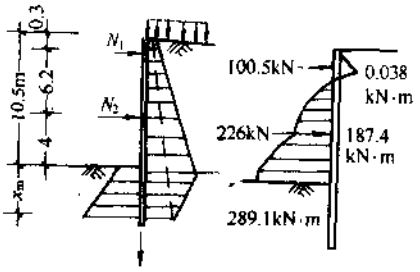


图 11-53 开挖 10.5m 深计算简图及结果

5) 按地下墙的稳定来计算入土深度：

① 土压力平衡：首先假定地基的极限破坏状

态，取土压力见图 11-54，算出有效主动土压力绕支点 C 的倾覆力矩 M_d 和有效被动土压力的抵抗力矩 M_r，其抗倾覆稳定安全系数为

$$K_L=\frac{M_r}{M_d}=\frac{L_2 p_p}{L_1 p_a}>1.2 \tag{11-31}$$

对于附近有构筑物的情况下，不仅计算稳定的安全系数，而且还要计算插入部分的位移及对周围建筑物的影响。

② 基坑底面隆起的验算（见图 11-55）：当地面荷载与墙背土体自重之和大于基坑底面的地基承载力时，墙背面的土就会从墙脚下向基坑内移动，出现了塑性流动，基坑底面向上隆起。

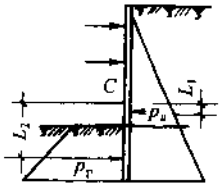


图 11-54　插入部分土压力平衡验算

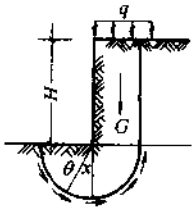


图 11-55　基坑底面隆起验算

ⅰ．采用较为符合实际的契博塔列夫对无限长基坑的计算方法：

$$K_L=\frac{M_r}{M_d} \tag{11-32}$$

$$M_r=x\int_0^{\theta}S_u(x\mathrm{d}\theta) \tag{11-33}$$

$$M_d=W\frac{x}{2} \tag{11-34}$$

式中　S_u——基坑底面以下的不排水抗剪强度(kPa)；

W——$(q+\gamma H)x$；

q——地面荷载(kPa)。

ⅱ．N_b 值计算法：用式(11-35)可以大致判断坑底产生隆起现象的界限：

$$N_b=\frac{q+\gamma H}{S_u} \tag{11-35}$$

$N_b<3$ 时安全；$N_b>5$ 基坑底面塑性区扩大，达到破坏状态；N_b 在 3～5 之间时，应用前法计算。

③ 管涌的验算（见图 11-56）：当地下水从基坑底面以下向基坑底面以上流动时，砂土地基中的砂土颗粒会受到渗透水压引起的浮托力，一旦渗透压力增大，砂土颗粒就会在流动的水中呈悬浮状态，从而发生管涌现象，致使地下墙插入深度部分的土抵抗力降低。

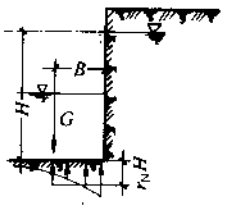


图 11-56　管涌验算简图

管涌在其范围 B 上的全部渗透压力 J 为

$$J=\gamma_n hB \tag{11-36}$$

式中 γ_n——水的重度(kN/m³)；

h——在 B 范围内在墙体插入深度内平均水头损失(m)。

抵抗渗透压力的土体在水中的重量 G' 为

$$G' = \gamma' DB \tag{11-37}$$

式中 γ'——浮重度(kN/m³)。

当 $J > G'$ 发生管涌。

即发生管涌时，

$$\gamma_h h > \gamma' D \tag{11-38}$$

6) 地下墙结构设计计算：

① 水平导梁：多用工型钢，假定地下墙作用在导梁上荷载是均布的，以横梁为支点，水平导梁按连接梁计算。简化计算可采用以下公式：

最大正弯矩：

$$M_{边跨} = \frac{wl^2}{10} \tag{11-39}$$

$$M_{中跨} = \frac{wl^2}{14} \tag{11-40}$$

最大负弯矩：

$$M_{边跨} = -\frac{wl^2}{9} \tag{11-41}$$

$$M_{中跨} = -\frac{wl^2}{10} \tag{11-42}$$

式中 l——横撑间距(m)；

w——地下墙作用于水平导梁上的力(kN/m)。

最大剪力为

$$Q_{max} = \frac{wl}{2} \tag{11-43}$$

② 横撑：横撑的轴向力就是水平导梁的支反力 p 为

$$p = wl \tag{11-44}$$

当不设水平导梁时，可把地下墙视为无梁板，而支撑的轴力可视作无梁板计算得出。

横撑的正截面承载力计算时，应考虑在弯曲平面的压屈和垂直于弯曲平面压屈问题。

挡土地下墙的坍塌事故，几乎都是由于支撑结构出现问题。

③ 墙体：墙体的结构设计，根据前面计算求得的内力按相应的混凝土结构设计规范设计其钢筋。作为整体结构在地下墙转折处，由于板的双向受力在水平方向应给予一定的构造加强筋。

如果无水平导梁情况，墙体应考虑按无梁板的配筋对局部予以加强。

(4) 地下连续墙的施工要点：施工程序应包括；地质勘察、调查研究与其施工有关的资料；选定合适需用的机具；弃土计划；导墙设计与施工；挖槽方法及护壁泥浆的确定；灌注水下钢筋混凝土。

在地下墙的施工中，挖槽是关键作业之一。

1) 单元槽段的划分：地下槽的施工沿墙长划分为许多某种长度的施工单元，称此为单

元槽段。划分单元槽段就是把单元槽段的长度分配在墙体平面图上。单元槽段愈长，接头愈少，可提高墙体的连续性及防水防渗能力。但因各种因素单元槽段的长度受到一定限制。决定单元槽段长度因素有：

① 设计条件：使用目的、形状，墙厚与墙高。

② 施工条件：槽壁的稳定性，对相邻构筑物的影响，挖槽机最小挖槽长度，钢筋笼的重量及尺寸，混凝土的供应，泥浆贮浆池容量，作业占地面积，连续作业时间限制。

关键因素是槽壁的稳定，除此尚应考虑以下几个重要因素：限制挖槽长度；挖槽机最小挖槽长度；极软弱的地层；易液化的砂土层；相邻处荷载大；拐角等处。一般槽段长度最大不宜超过4～8m。

挖槽时首要任务是不能坍塌。自开挖直到浇灌混凝土为止，要保持槽壁的稳定。主要是靠充满槽内的泥浆静水压力起作用，保证泥浆的静水压力大于或等于原有土压力值：

$$K=\frac{p_{泥浆}}{p_{土}+p_{水}}\geqslant 1 \tag{11-45}$$

当 $K<1$，由于槽壁的拱效应，槽壁也可能是安全的，但单元槽段长度要短。

我国《上海市地基基础设计规范》给出槽壁稳定的验算公式

$$\mathrm{tg}(\alpha-\phi)\left\{\frac{\gamma_\omega}{8}l\left(\pi h-\frac{2}{3}l\,\mathrm{tg}\alpha\right)+\frac{\pi}{8}l^2h_w+p-\frac{1}{2}c_1l(\pi h-l\,\mathrm{tg}\alpha)-\right.$$
$$\left.\frac{\pi}{8}c_2l^2\left[\mathrm{tg}\alpha+\frac{1}{\mathrm{tg}(\alpha-\phi)}\right]\right\}\leqslant\frac{1}{2}[(\gamma_f-1)h^2+2hh_w-h_w^2] \tag{11-46}$$

式中　α——底斜面与水平面之间夹角(°)；

ϕ——土的内摩擦角(°)；

γ_ω——土的浮重度(kN/m³)；

l——槽段长度(m)；

h——槽段可挖深度(m)；

h_w——地下水位在地面以下深度(m)；

p——地面荷载(kN/m)；

c_1——坍落体垂直面上的凝聚力(kPa)；

c_2——坍落体底斜面上的凝聚力(kPa)；

γ_f——泥浆的密度。

2) 导墙：

① 导墙是地下墙挖槽前沿两侧构筑的临时构筑物，对挖槽起重要作用。接近地表的土体一般是不稳定的，为防止地表的坍塌，保证泥浆的作用而修建导墙。地下墙施工完毕，导墙即可拆除。

② 导墙一般采用钢筋混凝土结构，有时也用钢制或钢筋混凝土预制移动式导墙，要求有一定的强度，刚度和精度，同时应满足施工机械的要求，现浇钢筋混凝土导墙的断面如图11-57。

③ 设计导墙时，除保证在各种施工荷载作用下有足够的强度和稳定性外，还应考虑以下功能：准确地标示出地下墙体的设计位置；作为测量基准；为开槽机和灌注混凝土机架导向。

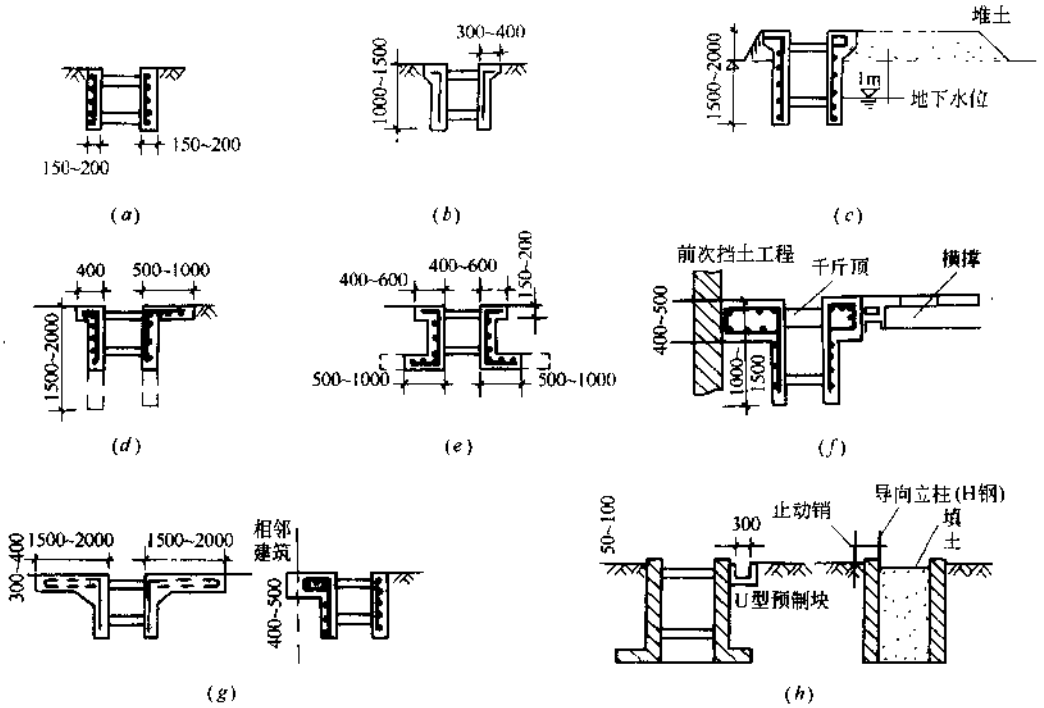


图 11-57 钢筋混凝土导墙断面

(a)适用地表层地基良好,导墙上荷载较小;(b)适用表层地基强度不够,特别是坍塌性大的砂土和回填土地基;(c)适用于导墙上荷载较大的情况;(d)适用保护相邻结构物情况;(e)适用地下水位高又难以采用井点排水等方法降低水位的情况;(f)适用于工作面在地下的情况;(g)适用防止泥浆溢流或溢流时有流路的情况;(h)适用于挖斗式挖槽机用的导墙

为防止地表水流入导墙,导墙顶面应高出地面 50～100mm;为保证泥浆对槽壁具有一定的压力,起到护壁的作用,应保证槽内泥浆液面高出地下水位不小于 0.5m。水上施工时导墙顶标高应高出施工高水位 0.5m 以上。

④ 为防止导墙产生较大的沉降或漏浆,导墙应坐落在较密实的土层上,保证不漏浆。

⑤ 导墙的截面尺寸应根据结构型式、施工荷载和地基条件由计算确定。墙高宜采用 1～2m,墙顶宽度不宜小于 200cm,内墙面采用垂直面。

⑥ 两导墙墙面间的净距应根据地下墙设计厚度加施工余量确定,施工余量可取 40～60mm。

⑦ 导墙应设变形缝,其间距宜采用 20～40m,两导墙的变形缝应互相错开。

⑧ 现浇导梁拆模后应及时加临时支撑。一般支撑的间距为 2～3m。

⑨ 预制导梁的安装接缝应保证不漏浆。

⑩ 根据国内实践经验并参考现行国家标准《地基与基础工程施工及验收规范》的规定,导墙的允许偏差应符合表 11-30 的规定。

3) 挖槽:随着机械和施工技术水平的提高,地下连续墙向大深度、高精度方向发展,使大深度地下连续墙成为必要而又可能。国外采用多头钻、液压抓斗和液压铣削成槽机均可达到 100m 施工深度,(日本东京政府污水局某泵站地下连续墙施工深度已达 104m)。这些

成槽机械在成槽过程中均能对垂直精度进行检测和调整控制，施工垂直精度可达 1/2000。

导墙的允许偏差　　表 11-30

序　号	项　　目	允许偏差(mm)	序　号	项　　目	允许偏差(mm)
1	顶面高程	±10	3	两导墙墙面间的净距	±10
2	导墙面与纵轴线距离	±10			

挖槽是地下连续墙施工中的一道关键工序，它是用专门的挖槽机来完成的。我国目前使用的挖槽机械有直接出碴的挖(抓)斗式挖槽机和泥浆循环出渣的钻头式挖槽机两类。用多头钻成槽，对槽壁扰动小，壁面光滑，便于吊放钢筋笼，无噪音。它适用于在各种土质情况及密集的建筑群内使用。抓斗机较简单，还能抓出埋在土中的各种障碍物。但实际工程中，即使采用多头钻施工，也要有抓斗备用。

挖槽是按单元槽段逐个进行挖掘的，单元槽段是地下墙在延长方向上一次浇筑混凝土的长度，它不得小于挖槽机械挖槽工作装置的长度。单元槽段之间是施工接缝。

成槽施工中最严重的事故是槽壁面坍塌。如发生壁面坍塌，不仅可能将挖槽机械埋在槽内，同时由于造成地面下沉可能导致机械倾覆，对邻近建筑物或地下埋设物造成损坏。在施工设计时要事先对是否有塌方的危险进行研究，采取相应的措施。如缩短单元槽段长度、严格控制泥浆质量，尽量采用对土体扰动少的成槽机械，减少地面荷载等。

为保证挖槽质量，应按以下规定施工：

① 挖槽机械应根据工程地质条件、施工环境和墙体尺寸等选用。

② 挖槽前，应将地下墙划分若干单元槽段，逐段开挖。单元槽段的长度可采用 4～8m。

③ 挖槽时应加强观测，防止槽壁倾斜和产生较严重的坍塌。若发现槽壁垂直度不符合要求应随时纠正。若槽壁产生坍墙，应及时采取回填粘土或提高泥浆重度、粘度等措施。

④ 槽段开挖结束后，应对邻段混凝土的端面进行刷洗，清除槽底沉积物，槽内置换泥浆。要求开挖槽段达到以下标准：

ⅰ. 沉积物的厚度不大于 200mm。

ⅱ. 置换泥浆结束 1h 后槽底(设计标高)以上 200mm 处的泥浆重度不大于 $12kN/m^3$。

⑤ 槽段开挖的允许偏差应符合表 11-31 的规定。

槽段开挖的允许偏差　　表 11-31

序　号	项　　目	允许偏差(mm)	序　号	项　　目	允许偏差(mm)
1	深　度	+200　　-0	4	壁面垂直度	1/150
2	宽　度	不小于墙体设计宽度	5	相邻槽段中心线任一深度	不大于墙厚的 1/3
3	顶面中心线	30			

4) 护壁泥浆：护壁泥浆是指在挖槽过程中使槽壁稳定面不致坍塌的一种泥浆。其主要成分是膨润土、掺合剂和水。膨润土是以蒙脱石为主的多种粘土矿物组成的，具有触变性能的特殊粘土。掺合剂按其用途分为加重剂、增粘剂、分散剂和堵漏剂，掺合剂的作用分别是调整泥浆的比重、粘度、凝胶化倾向、失水量、钙离子含量以及防止渗漏等。泥浆的作用是护壁。当槽内泥浆的液面高出地下水位一定高度时，泥浆对槽壁就产生一定的静水压力，它相

当于一种液体支撑,防止槽壁滑坍;同时,泥浆渗入槽壁形成一层泥皮,也有助于维护槽壁的稳定。泥浆的工作状态可分为静置式、正循环式和反循环式(见图 11-58)。在正循环和反循环式中都是以泥作为挖掘土砂的携带媒质,借泥浆流动将挖掘土砂运出槽外。反循环方式是当前施工中普遍应用的方式,它是将所钻削的土砂和泥浆混合在一起,从钻头处通过空心钻杆或另外设置的管道吸出槽外并送到土砂分离系统,而经处理的泥浆则被送到槽口补充送入的泥浆。

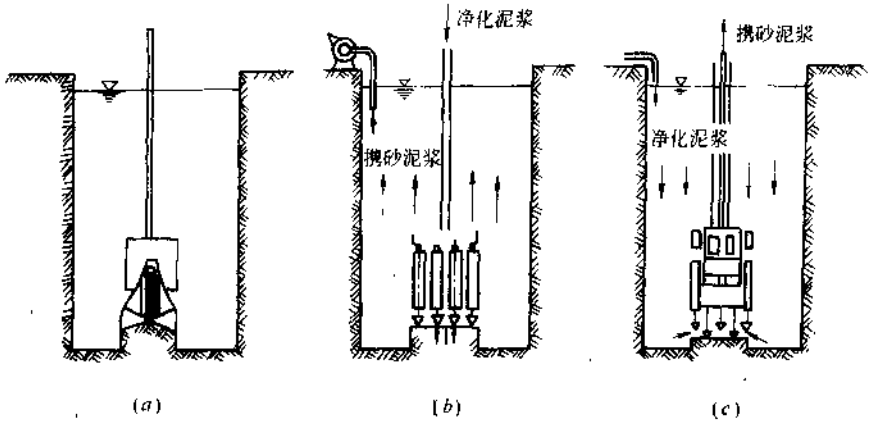


图 11-58 不同成槽方式的泥浆流动状态
(a)泥浆静止方式;(b)正循环式;(c)反循环方式

国外聚合物泥浆已经实用化。在地下墙施工时传统上均采用膨润土泥浆,但近年来已越来越多地应用高分子聚合物泥浆。这种泥浆抗水泥污染能力强,携带的土砂颗粒容易被分离,因而可大大减少工程所产生的废浆量和增加泥浆重复使用次数。这样,虽然聚合物泥浆单方成本比膨润土泥浆贵,但总费用却有可能降低。我国目前大多采用膨润土泥浆。

目前废泥浆处理技术已实用化。经过 20 多年的试验研究,现已有若干种形式和机械可有效地处理废泥浆,成效相当显著。例如日本的东京、大阪等地已达到全部废浆得到处理后排弃,如现场处理或送至污水处理厂处理。我国一般在现场处理,并设法重复使用。

泥浆是挖槽过程中保证不坍壁的重要因素。泥浆必须具备物理的稳定性、化学的稳定性,适当的比重,适当的流动性,良好的泥皮形成性。一般采用泥浆是膨润土及其他外加剂和水的混合液。泥浆性能应根据地质条件和施工机械等不同而有差异,通常应当做实验确定配合比,以满足工程的需要。

我国的膨润土资源十分丰富,储量居世界第一位,分布全国 26 个省、市、自治区。制备护壁泥浆应优选当地所产膨润土。制备护壁泥浆应按以下规定:

① 地下墙成槽应用泥浆护壁。泥浆可采用以膨润土或粘土为主要成分进行配制。当采用粘土时,宜选用粘土颗粒含量大于 50%、塑性指数大于 20 的粘性土。

② 在一般软土中成槽时,泥浆的性能指标,可参照表 11-32 选用。

泥浆使用前应结合工程现场的土性进行室内性能试验。

表 11-32 所列性能指标,是在一般软土层成槽应满足的基本参数,在特殊地质条件下,尚需做适当调整。

泥浆性能指标　　表 11-32

序　号	项　目	指　标	序　号	项　目	指　标
1	重　度	1.05～1.2kN/m³	4	泥皮厚度	1～3mm/30min
2	粘　度	18″～25″	5	稳定性	≤0.02g/cm³
3	失水量	<30mL/30min	6	pH　值	7～9

③ 在泥浆容易渗漏的土层中成槽，为防止泥浆很快流失，使泥浆液面下降，造成塌方，应适当提高泥浆的浓度。同时为能及时补充流失的泥浆，使泥浆液面保护预定高度，应适当提高泥浆的储备量。

④ 膨润土或粘土水化需一定时间，新配制的泥浆，应存放 24h 以上，或添加分散剂使膨润土或粘土充分水化后，具有足够的浓度，方可使用。

5）钢筋笼：

① 钢筋笼的尺寸应根据单元槽段的尺寸、墙段的接头型式和施工起重设备能力等确定。一个单元槽段的钢筋笼如需分幅分段，应征得设计同意。

② 为保证墙体具有可靠的保护层，应在钢筋笼两侧加焊保护层垫板，一般水平向设两列，每列垫板竖向间距为 5m，垫板可用 3mm 厚钢板制作。为防止钢筋笼在吊装过程中产生不可恢复的变形，影响顺利入槽，可采取加焊钢筋桁架及主筋平面斜向拉条等措施来加大笼体的刚度。

③ 为确保钢筋笼能顺利吊装入槽及灌注混凝土质量。在吊装钢筋笼入槽前，应对挖槽进行全面检查，符合质量标准后，方可吊钢筋笼入槽。

④ 为使钢筋笼顺利吊放入槽，钢筋笼吊点布置应使笼体在吊装过程中，不致产生不可恢复的永久变形，笼体吊放应保持垂直入槽，缓慢下放，不得强行冲击下放，以免损伤槽壁造成坍塌。为防止钢筋笼锈蚀，不得将钢筋笼支承在槽底地层上，而应使钢筋笼入槽后应悬挂在导墙上。

6）混凝土浇注：

① 混凝土的配合比应按设计要求通过配合比设计和试验确定。水灰比不得大于 0.6；水泥用量不宜少于 370kg/m³；坍落度宜为 200±20mm；扩散度宜为 340～380mm。

② 钢筋笼和接头管就位后，应检查槽底沉淀物的厚度，若超过规定，应重新清槽。应在 4h 内浇注混凝土。

③ 槽段混凝土一般采用导管法浇注。开始浇注时，导管底端距槽底不得大于 0.5m；在浇注过程中，导管宜埋入混凝土 2～4m，最小埋深不得小于 1.5m；最大埋深不得大于 6.0m；混凝土顶面的上升速度不得小于 2m/h。

④ 在单元槽段内同时使用 2 根以上导管时，导管的间距不宜大于 3.0m，导管与接头管的距离不宜大于 1.5m。在浇注过程中，各导管处的混凝土表面高差不宜大于 0.3m。

⑤ 混凝土宜浇注高出墙顶设计标高 0.5～0.8m，凿除废浆层后，墙顶标高应符合设计要求。

⑥ 为保证地下墙两相邻槽段混凝土的连接质量。防止在连接部位产生漏土，在该部位应设置施工接头。根据国内施工习惯，一般采用管式接头，也有采用刚性接头的，为防止灌注混凝土时接头管产生变形和上拔时发生断裂。接头管应具有足够的刚度和强度，并能防

止混凝土绕过接头管进入邻近槽段。接头管应垂直下放，以免给拔管时造成困难。拔管时间以不致造成拔不出，并以不损坏槽段混凝土为宜。

7) 地下连续所浇的混凝土应是防水混凝土，所用原材料、配合比以及其他防水材料必须符合国标《地下工程防水技术规范》(GB 50108—2001)、《地下防水工程质量验收规范》(GB 50208—2002)和设计要求。

8) 地下连续墙墙面的露筋部分应小于1%墙面面积，且不得有露石和夹泥现象。

9) 地下连续墙墙体结构平整度允许偏差：临时支护墙体为50mm，单一或复合墙体为30mm。

(5) 地下连续墙与上、下防渗衬垫(层)的防渗做法：国内外多个工程实例都证明：完全用地下连续墙防渗(水)并不可靠，必须外加防水层，而外加防水层的最可靠方法是满铺膨润土防水(渗)毯。并在与填埋场最下面的防渗垫层和上面的防渗封顶层相交处，再铺一层防渗毯(板)，再加一条止水条。

11.1.3.6 用帷幕注浆法构筑填埋场四周的封闭防渗帷幕

这种方法类似于软基处理，即将纯水泥浆或水泥砂浆或水泥膨润土浆或水泥粘土浆，用高压喷射法，在填埋场的四周构筑防渗帷幕，再与封顶、底部防渗衬垫构成一个封闭的整体。

(1) 一般要求：

1) 注浆施工前应进行调查，搜集下列有关资料：

① 工程地质纵横剖面图及工程地质、水文地质资料，如围岩孔隙率、渗透系数、节理裂隙发育情况、涌水量、水压和软土地层颗粒级配、土壤标准贯入试验值及其物理力学指标等。

② 工程开挖中工作面的岩性、岩层产状、节理裂隙发育程度及超、欠挖值等。

2) 设计要求：

① 注浆钻孔，应根据岩层裂隙状态、地下水情况、设备能力、浆液有效扩散半径、钻孔偏斜率和对注浆效果的要求等，综合分析后确定注浆孔数、布孔方式及钻孔角度。

② 注浆的段长，应根据工程地质、水文地质条件、钻孔设备及工期要求确定，宜为10～50m，但掘进时必须保留止水岩垫(墙)的厚度。注浆孔底距开挖轮廓的边缘，宜为毛洞高度(直径)的0.5～1倍，特殊工程可按计算和试验确定。

③ 高压喷射注浆孔间距应根据地质情况及施工工艺确定，宜为0.4～2.0m。

④ 高压喷射注浆帷幕宜插入不透水层，其深度应按式(11-47)计算：

$$d=\frac{h-b\alpha}{2\alpha} \tag{11-47}$$

式中 d——帷幕插入深度(m)；

h——作用水头(m)；

α——接触面允许坡降，取5～6；

b——帷幕厚度(m)。

⑤ 注浆孔径宜为15cm，孔距100cm，孔深深入不透层2m，应不少于3排孔，呈梅花形排列。

⑥ 注浆压力应比静水压力大0.5～1.5MPa。

3) 材料要求：

① 注浆材料选择原则：

ⅰ. 原料来源广,价格适宜。

ⅱ. 具有良好的可灌性。

ⅲ. 凝胶时间可根据需要调节。

ⅳ. 固化时收缩小,与基岩、砂土等有一定的粘结力。

ⅴ. 固结体具有微膨胀性,强度能满足开挖和堵水要求。

ⅵ. 稳定性好,耐久性强。

ⅶ. 具有耐侵蚀性。

ⅷ. 无毒、低污染。

ⅸ. 注浆工艺简单,操作方便、安全。

② 注浆材料应根据工程地质、水文地质条件、注浆目的、注浆工艺、设备和成本等因素,按下列规定选用:

ⅰ. 注浆宜采用水泥浆液、水泥-水玻璃浆液,超细水泥浆液、超细水泥-水玻璃浆液等,必要时可采用化学浆液。

ⅱ. 水泥类浆液宜选用强度等级不低于32.5MPa的普通硅酸盐水泥,其他浆液材料应符合有关规定。浆液的配合比,必须经现场试验后确定。

4) 施工要求:

① 注浆孔深大于10m时,孔位最大允许偏差为100mm,钻孔偏斜率最大允许偏差为0.5%。注浆孔深小于10m时,孔位最大允许偏差为50mm,钻孔偏斜率最大允许偏差为0.5%。

② 注浆前,应进行压水试验,测定注浆孔吸水率和地层吸浆速度。

③ 注浆过程中应加强监测,及时调整注浆实施方案。

④ 高压喷射注浆的工艺参数应根据试验确定,也可按表11-33选用,并在施工中进行修正。

高压喷射注浆工艺参数　　**表 11-33**

项目	压力(MPa)						输浆量(L/min)	喷嘴直径(mm)	提升速度(mm/min)
	单管法	双重管法		三重管法					
	浆液	浆液	空气	水	空气	浆液			
指标	20~30	20~30	0.7	20~30	0.7	2~3	40~150	2.0~3.0	50~200

⑤ 注浆结果的条件是各孔段均达到设计终压并稳定10min,且进浆速度为开始进浆速度的1/4或注浆量达到设计注浆量的80%。注浆结束前,应在分析资料的基础上,采取钻孔取芯法对注浆效果进行检查,必要时进行抽、压水试验。当检查孔的吸水量大于1.0 L/(min·m)时,必须进行补充注浆。

(2) 防渗要求:注浆围成的帷幕应达到防渗设计要求。帷幕及与填埋场底层防渗衬垫和封顶防渗层交叉处,应做可靠防水处理,防止渗滤液垂直下渗,污染地下水。

(3) 帷幕注浆计算:

1) 帷幕厚度 E 的计算:

$$E = R\left[\sqrt{\frac{[\sigma]}{[\sigma]-2P}}-1\right] \tag{11-48}$$

式中 E——帷幕厚度(cm);

R——半径(cm);

$[\sigma]$——固砂体的允许抗压强度(MPa);

P——最大地压值(MPa)。

固砂体的允许抗压强度,按式计算为

$$[\sigma]=\sigma/K$$

式中 σ——固砂体的极限抗压强度,可根据试验确定;

K——安全系数,取 $K=2$。

2) 地压值 P 的计算:

① 按挡土墙原理计算为

$$P = A_n(\Sigma h\gamma - \gamma_0 H + \gamma_0 H) \tag{11-49}$$

式中 A_n——侧压力系数(见表 11-34);

土壤天然重度和侧压力系数 表 11-34

土层名称	天然重度 γ(kN/m³)	侧压力系数	土层名称	天然重度 γ(kN/m³)	侧压力系数
砂	11.9	0.757	粘　土	2.0	0.387
砂质粘土	1.8	0.526	风化页岩	18.5	0.164
卵石或砾石	2.0	0.526			

Σh——各分层土体厚度之和(m);

γ——各分层土体的平均重度(kN/m³)可按表 11-34 取用;

H——静水位高度(m);

γ_0——水的重度(kN/m³)。

② 按经验公式计算为

$$P=1.3\gamma_0 H \tag{11-50}$$

式中 H——冲积层内最下部含水层的埋深(m)。

(4) 注浆孔的各项参数(参见图 11-59):

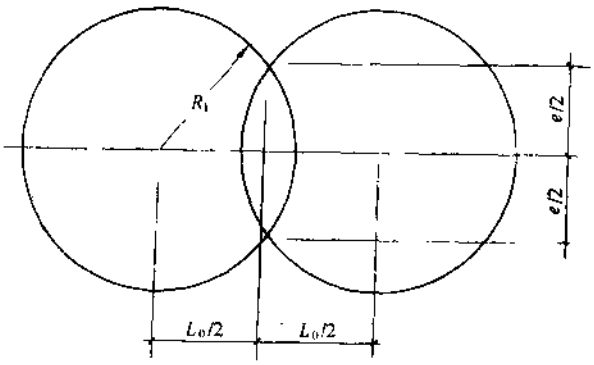


图 11-59 注浆孔交圈图

① 孔距：$L_0=(1.3\sim1.6)R_1$

式中　R_1——浆液的有效扩散半径(m)，查表 11-35。

不同渗透系数的有效扩散半径　　表 11-35

注浆土层名称	土层渗透系数 K(cm/s)	浆液扩散半径(cm)
砾　石	10	373
砂　砾	10^{-1}	177
粗砂～中砂	10^{-2}	80
细　砂	10^{-3}	37
砂 质 土	10^{-4}	17
粘　土	10^{-5}	8

② 排距：$L_1=(1.4\sim1.5)R_1$

③ 交圈厚度：

$$e=2\sqrt{R_1^2-\left(\frac{L_0}{2}\right)^2} \tag{11-51}$$

④ 布孔圈数(M)与帷幕厚度(E)、交圈厚度(e)的关系为

$$M=E/e$$

⑤ 布孔圈径 D_m：

$$D_m=D+(2m-1)e_0+2H\alpha \tag{11-52}$$

式中　D_m——第 m 圈的布孔圈径(m)；

D——竖井外径(m)；

e_0——调整后的交圈厚度(m)；

H——注浆深度(m)；

α——钻孔偏斜率，取 $\alpha=0.3\%\sim0.5\%$；

m——布孔圈的序数，该值由内层算起，第一圈 $m=1$，第二圈 $m=2\cdots$。

⑥ 注浆孔数：

各圈孔数：

$$N_m=\pi D_m/\alpha \tag{11-53}$$

总孔数：

$$N=\Sigma N_m \tag{11-54}$$

(5) 注浆材料配制：

1) 单液水泥浆注浆材料：水泥注浆是通过一定的注浆压力，使浆液在介质中，发挥充填和水化作用，从而达到堵塞空隙、截断水路的目的。

水泥为注浆材料已有近百年的历史，现在仍是一种比较广泛采用的基本注浆材料，它具有来源丰富、价格低廉、浆液结石强度高、抗渗性能好、耐久性强等优点。单液水泥浆系指用单液注浆系统进行注浆的水泥浆液。这种单液水泥浆具有上述种种优点，但也存在明显的不足，由于水泥是颗粒性材料，相对于非颗粒性注浆材料来说，其可灌性较差，在粉砂、细砂及小于1mm宽度的裂隙内难以注入。水泥浆液初、终凝时间长，凝胶时间不能准确控制，浆液早期强度低，强度增长慢，易沉淀析水等。因此，使用范围受到一定限制。

国内外的科学工作者在改善水泥浆性能方面做了大量工作，用各种化学附加剂来提高水泥浆的可灌性，缩短凝固时间，提高结石体的早期强度及稳定性。

① 水泥:水泥的种类和强度等级,应视渗漏水的情况而定。水泥强度等级一般不低于32.5MPa,漏水严重的地段,宜采用不低于32.5MPa,当有侵蚀性水时,宜用耐蚀性高的水泥,还可采用膨胀水泥,则止水的效果会更好。

水泥浆的浓度用水灰比 W 表示,应根据岩(土)层的裂隙发育程度选择水泥浆的浓度。水灰比控制在0.5~2.0之间,小于0.5时,压送浆液有困难,如大于2.0时,则易被地下水冲走。

当水灰比确定后,配制水泥浆液可按式(11-55)计算,也可参考表11-36选用。

水泥浆(不加附加剂)现场配制 表 11-36

水 灰 比	水泥(袋)	水(L)	制成浆液(m^3)
0.5:1	1	25	0.0417
0.6:1	1	30	0.0466
0.75:1	1	37.5	0.0542
1:1	1	50	0.0667
1.25:1	1	62.5	0.0792
1.5:1	1	75	0.0916
2:1	1	100	0.1167

注:1. 为节约水泥用量,降低工程造价,可按水泥:砂:干土:化学浆糊(CMC)=1:3:2:0.01配制浆液。

2. 封口灰浆按水泥:砂:干土:快爆精=2.5:1:0.6:0.7配制。

现场配制水泥浆时,要求秤料准确,先加水,边搅拌边加水泥,搅拌均匀后再加入附加剂。

$$\frac{G_{水}}{d_{水}}+\frac{G_{灰}}{d_{灰}}=V \tag{11-55}$$

式中 $G_{水}$、$G_{灰}$——水和水泥的重量(t);

$d_{水}$、$d_{灰}$——水和水泥的密度(分别为1和3t/m^3);

V——需要配制水泥浆的体积(m^3)。

$$G_{水}/G_{灰}=W$$

式中 W——水灰比。

例如采用水灰比为0.5的水泥浆,试求需配制的水泥浆体积。

水灰比为0.5,即水泥100kg,加水50kg。

水的体积为50/1=50L

水泥的体积为100/3=33.3L

则水泥浆体积为 $V=50+33.3=83.3$L

② 砂子:采用能通过3mm筛孔的山砂和河砂,细度模数1.2~2.0,其余同混凝土用砂要求。

③ 水泥浆的速凝剂:作为水泥浆的速凝剂的材料有许多种,如:氯化钙、水玻璃、苏打、石膏、硫酸钠、碳酸钾、亚硝酸钠、红星一号、"711"速凝剂、高铝水泥、高硫水泥及一些有机化合物。常用的是氯化钙或水玻璃。其性能见表11-37。

从表11-37中可以看到水泥浆加入氯化钙或水玻璃有显著的速凝作用,而对浆液结石体抗压强度的影响不大。

单液水泥浆基本性能　　表 11-37

水灰比	附加剂		初凝	终凝	抗压强度(MPa)			
	名称	用量(%)	h-min	h-min	1d	3d	7d	28d
1:1	0	0	14-15	25-00	0.8	1.6	5.9	9.2
1:1	水玻璃	3	7-20	14-30	1.0	1.8	5.5	—
1:1	氯化钙	2	7-10	15-04	1.0	1.9	6.1	9.5
1:1	氯化钙	3	6-50	13-08	1.1	2.0	6.5	9.8

④ 水泥浆的速凝早强剂：国内外的研究表明，许多复合附加剂对水泥浆有速凝早强性质，以便达到控制水泥浆扩散范围，缩短注浆堵水工期和提高注浆效果的目的。

水泥浆复合速凝早强剂常用的有三乙醇胺和食盐，三异丙醇胺和食盐，三异丙醇胺和硫酸亚铁，三乙醇胺、亚硝酸钠和石膏，石膏和氯化钙等，其性能见表 11-38。

水泥浆速凝早强剂对初、终凝，抗压强度的影响　　表 11-38

水灰比	复合附加剂		初凝	终凝	抗压强度(MPa)				
	名称	用量(%)	h-min	h-min	1d	3d	7d	14d	28d
1:1	0	0	14-15	25-00	0.8	1.6	5.9	—	9.2
1:1	三乙醇胺 食盐	0.05 0.5	6-45	12-35	2.4	3.9	7.2	13.0	14.3
1:1	三乙醇胺 食盐	0.1 1.0	7-23	12-58	2.3	4.6	9.8	12.6	15.2
1:1	三异丙醇胺 食盐	0.1 1.0	9-36	14-12	1.8	3.5	8.2	7.5	13.1
1:1	二水石膏 氯化钙	1 2	7-15	14-15	1.8	2.8	5.5	—	8.9

从表 11-38 得知，三乙醇胺和食盐，三异丙醇胺和食盐等复合附加剂，对水泥浆不仅有显著速凝作用，而且有提高水泥结石体早期和晚期的抗压强度的作用。如使用三乙醇胺和食盐做水泥浆的速凝早强剂，其初凝、终凝时间，比不加复合附加剂的纯水泥浆缩短一半左右，抗压强度的提高很突出，1d、3d 的强度提高 2 倍以上，7d 提高 1 倍，28d 提高 70%。

在实际应用中，在地面预注浆、工作面预注浆等封堵裂隙涌水的工程中，水泥浆中加入复合附加速凝早强剂，注浆 16h 后取芯检查，水泥浆结石体强度很好，岩芯采取率也有提高，岩芯的裂隙宽度在 1mm 以上的均充填饱满密实，估计有 80%～90%裂隙充填良好。在煤炭系统的单液水泥注浆工程中，大多数都使用复合速凝早强剂。

⑤ 在充填注浆中，为了节约水泥，同时使水泥颗粒能较长时间悬浮于水中，须加入悬浮剂。常用的悬浮剂有膨润土和高塑粘土等。为了降低水泥浆的粘度，提高浆液的流动性，增加可注性，往往需要加入塑化剂，常用的塑化剂有食糖，硫化钠和亚硫酸盐纸浆废液。浆液的配比见表 11-39 可在浆液中掺入惰性材料，以充填过水通道，缩小过水断面，增加浆液流动阻力，减少跑浆，提高注浆效果。常用的惰性材料有粉煤灰、矿渣粉、石灰粉、膨润土和石棉粉等。当地下水渗流速度较大时，可掺入水泥用量的 5%石膏和 2%氯化钙、2%石膏和 7%碳酸钙或 2%～5%水玻璃。

掺悬浮剂和塑化剂的水泥浆配比 表 11-39

名称	配比(重量比)				适用范围
	水泥	粘土	砂	水	
水泥粘土浆	1	0.1~0.2		0.8~0.9	壁后注浆,用作回填充隙和结构断裂达到堵水效果
水泥粘土砂浆	1 1	1.5 0.25	1.5 0.4~0.6	1.5 0.8	
水泥砂浆	1		1	0.5~0.7	壁内注浆,用作充填结构层的孔隙达到止水的效果

2) 超细水泥注浆材料:由于普通水泥灌浆的渗入性差,化学灌浆材料对环境有污染,所以,国外在上世纪80年代就研制了渗入性与化学浆液相似,强度高于一般化学灌浆材料,且对地下水和环境无污染的超细水泥灌浆材料,简称MC。MC是以极细的磨细水泥颗粒组成的无机灌浆材料。这种浆液有极好的渗入性和耐久性。单液灌浆使用时,可作为大坝基础和建筑物的基础加固;与硅酸钠混合双液使用时,可作为隧洞的防水和土体的稳定。MC已在日本、美国被广泛应用。我国也在应用,效果较好。超细水泥的粒径一般小于2μm。

① 超细水泥的物理特性见表11-40,化学组成见表11-41,粒径和其他水泥级配见图11-60。

超细水泥的物理特性 表 11-40

项目	指标	项目		指标
外观	浅灰色粉末	味		无
比重	3.00±0.1	细度	比表面积(cm²/g)	约8000
单位重量(kg/L)	1.00±0.1		50%颗粒粒径(μm)	约4

超细水泥的化学组成(%) 表 11-41

烧失量	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	SO_3	总量
0.4	30.6	12.4	1.1	48.4	5.8	0.8	99.5

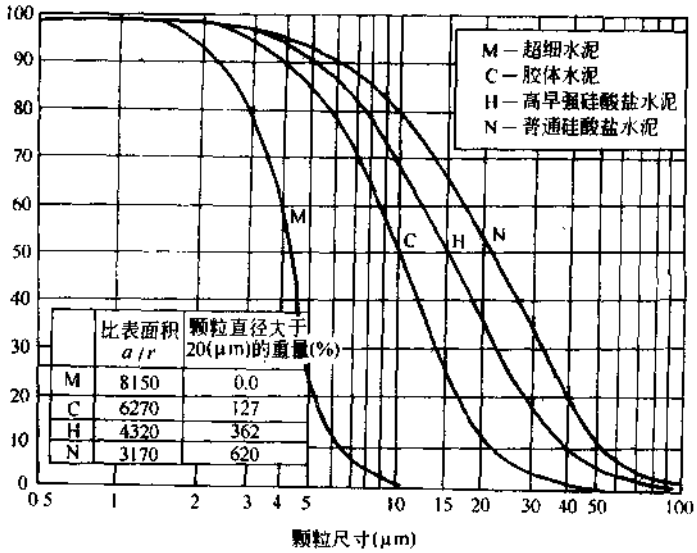


图 11-60 超细水泥和其他水泥级配曲线

② 超细水泥和其他水泥浆结石强度见表 11-42。超细水泥浆粘度与其水灰比的函数关系，见图 11-61(*b*)，稳定性较好，见图 11-61(*a*)。

超细水泥和其他水泥浆结石强度　　**表 11-42**

项　目	抗弯强度(MPa)				抗压强度(MPa)			
龄期(d)	3	7	28	91	3	7	28	91
超细水泥	5.1	6.4	8.3	8.8	25.6	39.8	54	62.3
胶体水泥	2.9	4.4	7.1	7.4	12.8	20.5	44.8	51.6
高早强硅酸盐水泥	5.5	6.5	8.1	8.3	24.5	33.9	46.6	49.8
普通硅酸盐水泥	3.4	4.9	7.0	7.3	13.7	23.4	41.2	49.1

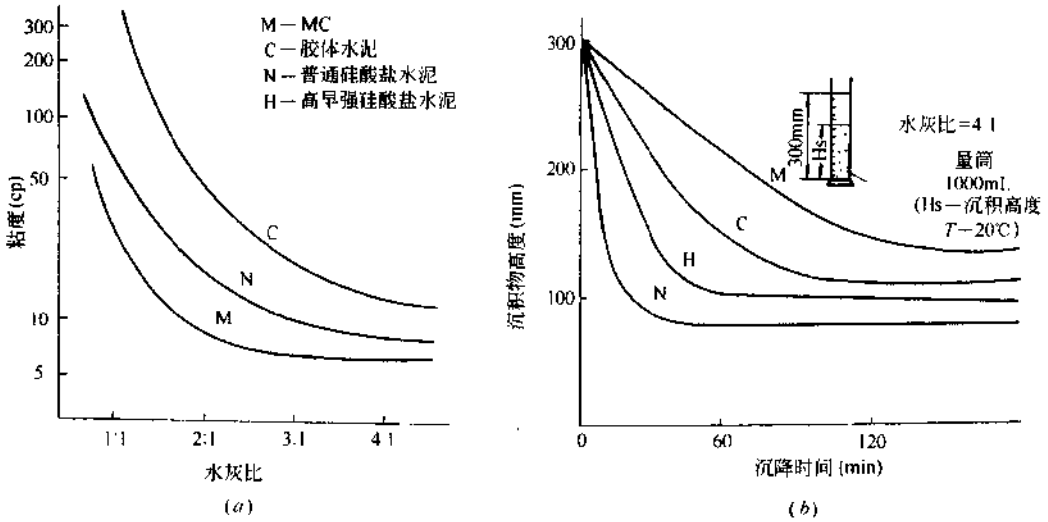


图 11-61　各种水泥的粘度及稳定性

(*a*)浆液水灰比和粘度的关系(1P=10^{-1}Pa·s)；(*b*)水泥浆液稳定性比较

3) 粘土水泥(简称 CL—C 注浆材料：粘土水泥浆液是以粘土为主，掺入部分水泥和结构型添加剂，加水形成粘土水泥浆。其特点是材料价格便宜，就地取材，与单液水泥浆比较，可节约水泥 80%。在性能上，具有更好的可注性，浆液稳定性好，塑性强度较高，抗渗性强，堵水率高。通过山东枣庄付村西风井、高庄混合井等 20 多个立井地面预注浆的实践，以及肥城防止奥灰突水的粘土水泥浆液封堵巷道、竖井涌水的实践，充分证实了粘土水泥浆具有的优良性能及实际实用的广阔前景。

① CL—C 浆液的主要成分：

ⅰ. 粘土—耕植土以下的粘土，要求没有太多的粉细砂。

ⅱ. 水泥—强度等级为 32.5MPa 的普通硅酸盐水泥。

ⅲ. 添加剂—无机盐水溶液。

② CL—C 浆液配比：

ⅰ. 粘土浆含量 85%～92%。

ⅱ. 水泥含量 8%～15%。

ⅲ. 添加剂含量1%～2%。

③ CL—C浆液的主要化学反应：

ⅰ. 水泥颗粒逐渐溶解水化：

$$3CaO\cdot SiO_2 + nH_2O = 2CaO\cdot SiO_2(n-1)H_2O + Ca(OH)_2$$

（水泥矿物较多，仅以 $3CaO\cdot SiO_2$ 为例）

ⅱ. 水泥水化物 $Ca(OH)_2$ 与粘土粒子发生离子交换反应：

$$土颗粒—Na^+ + Ca^{2+} \longrightarrow 土颗粒—Ca^{2+} - 土颗粒 + Na^+$$

ⅲ. 水玻璃与水泥水化物反应：

$$Na_2O\cdot mSiO_2 + Ca(OH)_2 \longrightarrow CaO\cdot mSiO_2 + NaOH$$

ⅳ. 水玻璃中钠离子置换土颗粒中的 Ca^{2+}：

$$土颗粒—Ca^{2+} — 土颗粒 + Na^+ \longrightarrow 土颗粒—Na^+ + Ca^{2+}$$

④ CL—C浆液性能：

ⅰ. 粘土浆密度和粘度：

（ⅰ）粘土浆与粘土水泥浆密度的关系，见表11-43。

粘土浆密度与粘度关系　　表11-43

粘土浆密度(g/cm³)	1.15	1.18	1.21	1.24	1.27	1.30
粘土浆粘度(s)	16	17	18	18.30	20	22

（ⅱ）可以用来注浆的粘土浆密度和粘度，见表11-44。

粘土浆密度与粘土水泥浆密度关系　　表11-44

粘土浆密度(g/cm³)	1.15	1.18	1.21	1.24	1.27	1.30
粘土水泥浆密度(g/cm³)	1.21	1.24	1.27	1.30	1.33	1.36

ⅱ. 粘土水泥浆的粘度：影响CL—C浆液粘度的主要因素有：添加剂的用量、水泥的用量、粘土浆密度等，其试验结果见图11-62。

粘土是含水硅铝酸盐，其矿物成分为高岭石、蒙脱石、伊利石，具有吸水能力。水泥、水玻璃作为水硬性材料，其反应过程对粘土水泥浆凝结性影响较大。由于粘土、水泥、水玻璃间的各种反应速度不同，使粘土水泥浆表现出不同的性能，即具有流动性的粘性状态；形成网状结构、流动性下降的可塑性状态；形成以化学力相连接的新固相，具有一定强度的弹性状态。

水玻璃与水泥水化物反应，其产物比表面积大，加上水玻璃中的钠离子置换了粘土中的钙、镁离子，提高了粘土颗粒的分散度，使粘土水泥浆粘度、稳定性大于粘土浆。因水泥水化反应受水溶解速度影响，水化速度很慢，初期的粘土水泥浆性能受之影响较小，主要受粘土浆、水玻璃控制，表现出粘土浆的一些特征，浆液具有良好的流动渗透性，使浆液容易泵送、容易在裂隙中扩散。

粘性状态的性能指标主要是浆液粘度和析水率，见表11-45和表11-46为粘土水泥浆的粘度数据和析水率数据。

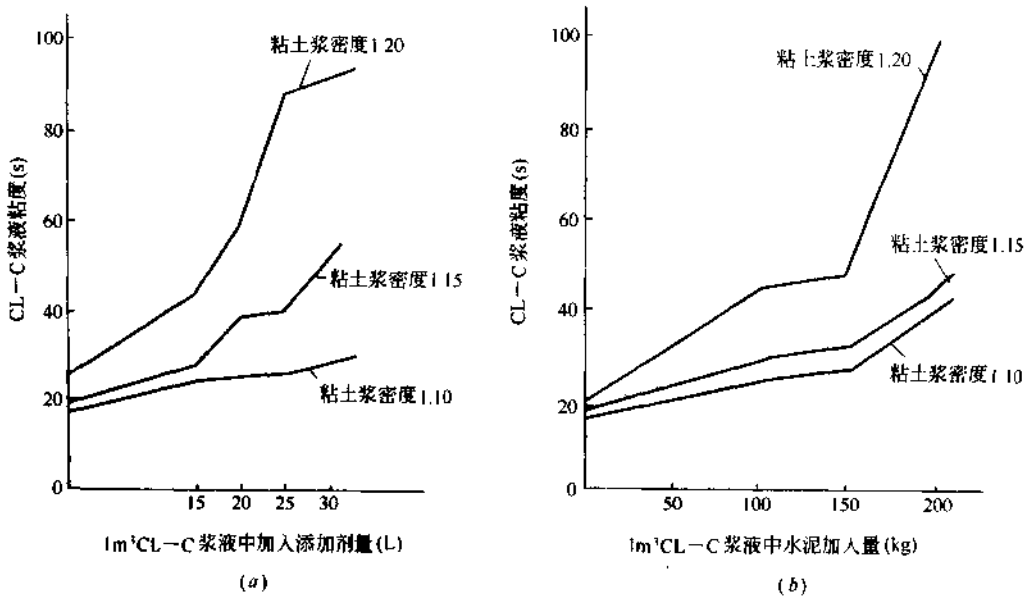


图 11-62　CL—C 浆液与添加剂和水泥用量的关系

(a)CL—C 浆液粘度与添加剂的关系曲线(水泥含量 100kg)；(b)CL—C 浆液粘度与水泥用量关系曲线(其中添加剂用量为 15L)

粘土水泥浆粘度数据　　表 11-45

粘土浆密度(t/m³)	1.18	1.18	1.20	1.25	1.25
粘土浆粘度(s)	16.3	16.3	17	18	18
加水泥量(t/m³)	0.1	0.15	0.1	0.1	0.15
粘度(s)	20	21	21	23	25
加水玻璃(L/m³)	20	20	20	20	20
粘度(s)	23	24	27	34	36

粘土水泥浆析水率数据　　表 11-46

粘土浆密度(t/m³)	水泥加入量(t/m³)	水玻璃加量(L/m³)	析水率(%)
1.15	0.15	20	3
1.18			2
1.20			1.5
1.23	0.1	20	1
	0.15		1
	0.20		1
1.25	0.15	10	2
		20	1
		30	1
		40	1

随着水泥水化反应,加上其产物与水玻璃反应,逐渐生成了大量以物理力相互连接的胶体颗粒,形成一种网状结构,流动性下降。在外力作用下网状结构被破坏,颗粒分散,外力解除后,网状结构可以恢复,浆液表现出塑性,具有塑性强度。塑性可防止浆液沿一裂隙超扩散,为浆液结石脱水创造条件。

塑性强度与粘土含量、水泥含量有关,与水玻璃关系最大。

随着水泥水化进行,生成了以化学力相连接的新固相,具有不可塑性,同时生成的氢氧化钙量较多,与粘土颗粒发生离子交换反应,粘土颗粒凝聚,浆液进入弹性状态。弹性状态的强度与浆液结石体密实和脱水程度有关。这种状态主要由水泥控制,提高粘土含量有助于提高浆液结石率。

浆液经加压脱水后形成的结石体密度增加,含水量下降,抗压强度约3MPa。

粘土水泥浆的各项数据见表11-45~47。

浆液结石体重度及含水量分析 表11-47

试样编号	1	2	3	4	5
脱水前重度(t/m³)	1.30				
脱水前含水量/%	81.8				
脱水后重度(t/m³)	1.75	1.73	1.76	1.68	1.74
脱水后含水量/%	21.8	22.9	21.3	25.9	22.9

粘土水泥浆具有连续演变的粘性、塑性、弹性状态,浆液粘度小,析水率低,有利于浆液泵送、扩散;塑性强度增加防止浆液超扩散,为脱水创造条件;脱水密实的结石体形成了坚固的堵水帷幕。

粘土性能、含量,水玻璃含量,水泥含量分别对粘性、塑性、弹性状态有不同影响。粘土对粘性状态影响较大;水玻璃对塑性状态影响较大;水泥对弹性状态影响较大。为确保浆液质量应满足粘土、水玻璃、水泥的最低加量。

ⅲ. 粘土水泥浆的塑性强度:粘土水泥浆固化后是一种强塑性体。所谓塑性强度指的是浆液结石体的极限抗剪强度。浆液在裂隙内扩散充填硬结,能起到堵水作用,其原因是浆液结石体的抗剪强度能够抵抗住地下水压力。因此,CL—C浆液的塑性强度是浆液性能中一项重要的指标。

计算CL—C浆液塑性强度的公式为

$$P_m = K_a \frac{G}{h^2} \tag{11-56}$$

式中 P_m——塑性强度(kPa);

K_a——与测锥顶角有关的系数,$K_a = 0.06302$;

G——作用在测锥上的重力(测锥自重加上载荷重)(g);

h——测锥插入浆液的深度(cm)。

粘土水泥浆的塑性强度与粘土的成分、用量、水泥加量及添加剂用量有直接关系。试验表明,CL—C浆液的塑性强度随着粘土浆比重的增大,水泥用量的增加、添加剂用量的增加而增加,见图11-63。

ⅳ. CL—C浆液析水率:CL—C浆液析水率低是该浆液的另一重要优良性能,据测试,

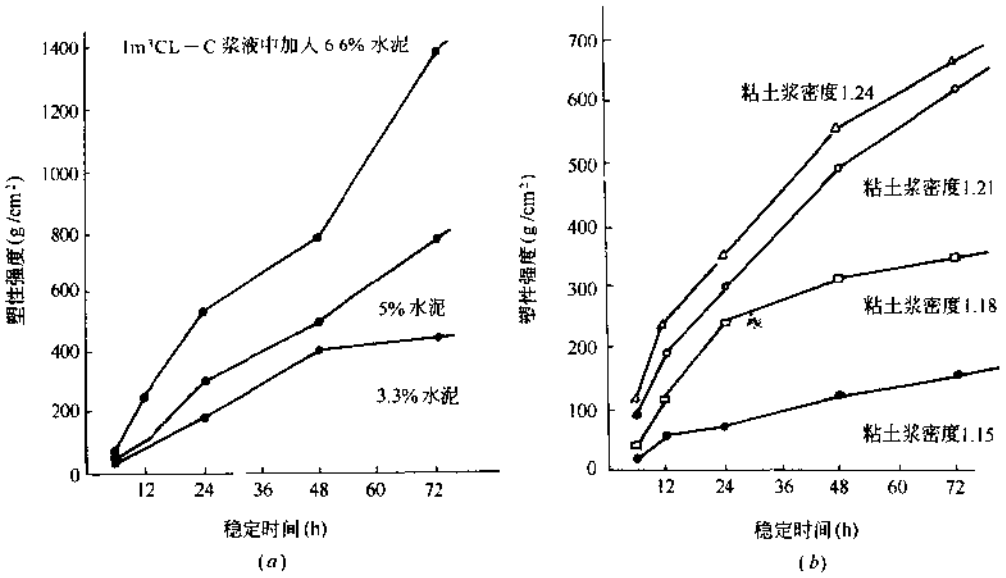


图 11-63　水泥加量、粘土浆密度与塑性强度的关系

(a)水泥加量与塑性强度的关系；(b)粘土浆密度与塑性强度的关系

其 1h 的析水率约为 0.1%～2.5%，而单液水泥浆一般为 15%～20%。表明 CL—C 浆液的稳定性好。

11.1.3.7　填埋场渗沥液收集排放系统设计及施工

(1) 渗沥液的迁移与控制：通常情况下，渗沥液存在于填埋场底部，并由此向地层迁移，虽有时也产生横向迁移，但这与周围填筑的材料有关。垂直渗漏是引起地下水被污染的主要原因。

1) Darcy's 定律：填埋场底部渗沥液的渗透速率可由 Darcy's 定律估算。Darcy's 定律表达如下：

$$Q = -KA\frac{dh}{dL} \tag{11-57}$$

式中　Q——单位时间渗沥液流量(m^3/d)；

K——渗透系数[$m/(d \cdot m^2)$]；

A——渗滤液通过的横截面积(m^2)；

$\frac{dh}{dL}$——水力梯度(m/m)，

$$\frac{dh}{dL} = \frac{H + L_c}{L_c}$$

其中　H——粘土层上渗沥液高度(m)；

L_c——粘土层厚度(m)。

式中负号系因水头损失 dh 常为负值之故。渗透系数即通常所称之水力传导性，有效渗透性或渗漏系数。

土壤的渗透性与温度、颗粒大小、孔隙率以及成分的饱和度有关。从经验得出，渗透系数可通过多孔介质的大小特性和流体的性质来确定，其关系式为

$$K = cd^2 \frac{\gamma}{\mu} \tag{11-58}$$

式中 c——无因次常数；

d——孔隙直径；

γ——水的密度；

μ——水的粘度。

cd^2 是比渗透性，K 是介质所固有的特性。若忽略温度对密度的影响，可得：

$$\frac{K_s}{K_t} = \frac{\mu_t}{\mu_{1s}} \tag{11-59}$$

式中 K_s——实验室标准渗透系数。即在水力梯度为 1m/m 条件下，每天透过介质横截面为 $1m^2$ 时的立升数；

K_t——温度 t 时的渗透系数；

μ_{1s}——15℃时的粘度；

μ_t——t℃时的粘度。

各种土壤渗透系数典型值列入表 11-48。

各种土壤渗透系数(层流) 表 11-48

材质	渗透系数 K_s		材质	渗透系数 K_s	
	m/d	$m^3/(d \cdot m^2)$		m/d	$m^3/(d \cdot m^2)$
匀质粗砂	406.3	406.77	匀质淤泥	0.049	0.049
匀质中级砂	101.5	101.59	砂质粘土	4.88×10^{-3}	4.89×10^{-3}
干净、品位较高的砂和卵石	101.5	101.59	粉质粘土	9.14×10^{-4}	8.98×10^{-4}
匀质细砂	4.05	4.08	粘土(粒级 30%～50%)	9.14×10^{-5}	8.98×10^{-5}
品位高的粉砂和卵石	0.396	0.396	胶质粘土	9.14×10^{-7}	8.98×10^{-7}
细砂	0.091	0.09			

2) 垂直渗漏量的估算：关于渗沥液的迁移，有两个主要问题：一是从填埋场地底层渗入表层含水层的地下水的速率；二是从表层含水层迁移到基础含水层的地下水的速率。下面讨论这两个问题(表层含水层中的地下水与渗沥液如何混合的问题在此不予考虑)。

① 假设填埋地以下至地下水位以上的材料是饱和的，且从填埋单元底层有一薄层渗沥液存在，来计算渗沥液从填埋单元至表层含水层地下水的流速，应用 Darcy's 方程来计算如下：

$$Q = KA \frac{h_1}{L_1} \tag{11-60}$$

式中 Q——渗沥液(L/d)；

K——渗透系数[L/(d·m²)]；

L_1——含水层厚度(m)；

h_1——渗沥液深度(m)；

A——过流面积(m²)。

由于 $h_1 = L_1$，

故 $Q=KA$

若假设流过的面积为 $1m^2$ 即 $A=1m^2$ 则

$$Q=K$$

即单位面积排出渗沥液的速率等于渗透系数 K 乘以平方米。

例如：若上层材料是砂质粘土，由表 11-48 知，渗漏速率为 $4.89\times10^{-3}m^3/(d\cdot m^2)$，此值表示渗漏量的最大值，可用于设计。通常情况下，因为填埋地以下土壤柱是非饱和层，所以，实际渗漏速率低于此值。

② 如渗沥液从表层含水层向基础水层的迁移速率，可由式(11-61)计算：

$$Q=KA\frac{h_2}{L_2} \tag{11-61}$$

式中　L_2——低渗透性衬垫厚度(m)；

h_2——可能的渗透深度(m)。

在此情况下，常用封闭层厚度来确定水力梯度。

3) 渗沥液迁移的控制：当渗沥液流经底下地层时，其中含有的化学和生物成分将通过地层材料的过滤和吸附作用而被抽提出。一般来说，抽提量的多少与土壤特性特别是粘土的含量有关。因为允许渗沥液流经地下水，存在着潜在的危险，所以最好的控制方法是消除其产生和严密封闭。当回收气体时，保留一定的渗沥液特别重要。因为开始时水分含量必须大大高于正常情况(50%～60%与 20%～25%之比)，此时得到的气体产量最多。在某些气体回收系统中，渗沥液常被收集并循环于填埋场顶部。通过设置在排水层中的多孔管喷洒而下。

(2) 渗沥液收集排放系统组成：

1) 填埋场渗沥液通常是由经过填埋场的降水渗流和对固体废弃物的挤压产生的。它是一种污染的液体，如未经处理直接排入土或地下水中，将会引起土和地下水的严重污染。影响渗沥液产生数量的因素有：降水量、地下水侵入、固体废弃物的性质及封顶设计等。在干旱地区，渗沥液的产出速率很慢，甚至可为零。但在湿润地区，渗沥液产出的速率可能很高。渗沥液产出速率最高的时期是废弃物堆填有利于生物活跃的早期，随着堆填物增加并

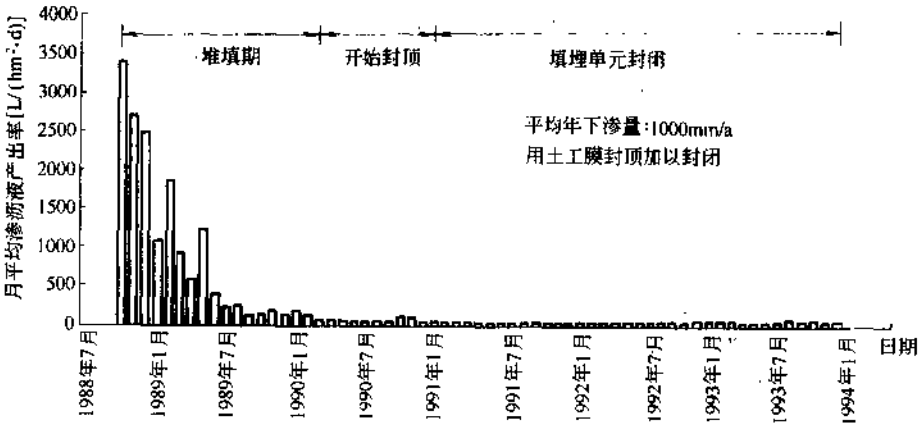


图 11-64　某城市固体废弃物填埋场的渗沥液产生率

逐渐封闭而降低。渗沥液产出速率的趋势可以从图 11-64 中看出，图中资料是从具有土工膜封顶的双向城市固体废弃物填埋场得到的。在堆填废弃物时，月平均渗沥液产出率可达 3400L/(hm²·d)，而在封闭后的前三年里，速率仅为 70L/(hm²·d)。

2）固体废弃物被堆填后，渗沥液在重力作用下向下流至首次渗沥液收集系统，这一层是由排水材料（砂，砾或土工网）组成并由反滤层（土工织物或砂）加以保护，见图 11-65。渗沥液在重力作用下经排水材料流入集水坑，然后在窨井或倾斜的抽水管中用潜水泵进行排除。排水滤层、集水坑、排水窨井或抽水管，被统称为首次渗沥液收集和排除系统。

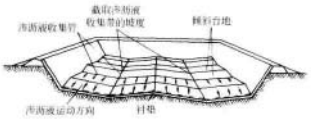


图 11-65 带有倾斜台地的渗沥液收集系统

3）二次渗沥液收集系统位于第一层和第二层衬垫之间（见图 11-66），这一层也叫漏水监测层，它由一层用来排水的土工网和一层作反滤和隔离用的土工织物组成。通过第一层衬垫的渗沥液（即遗漏的液体），在重力作用下向下流入二次渗沥液收集系统的集水坑，并被收集和排除。二次渗沥液的数量很少，一般可用小直径的管子来排除。这些排水层、反滤层、集水坑和排水管的综合统称为二次渗滤液收集和排除系统。

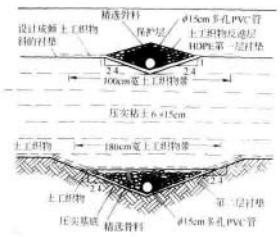


图 11-66 双层复合衬垫系统中的渗沥液收集管及槽

4）为避免渗沥液在填埋场底部积累起来，必须将底面做成一系列倾斜的台地，见图 11-65。这些台地使积累在台地表面的渗沥液可以排到渗沥液收集槽内。放在每一条收集槽内的多孔管可用来输送收集到的渗沥液到一个中心位置，然后被排出进行处理或重新回到填埋场表面上去。渗沥液收集管通常放在周围填以砾石的收集槽内，收集槽要用土工织物贴面以防止土粒进入收集管（见图 11-66）。渗沥液收集管必须具有足够的大小和坡度以防堵塞，并有足够的强度来承受覆盖层的压力和各种施工荷载以防止被压碎或产生大的变位。在填埋单元底部的收集和排除网络有很多可能的布置方案（见图 11-67），但所有方案都是为了在重力作用下将水排至一个便于渗沥液排除的集水坑中。

台地的横坡在垂直收集管的方向，其坡度不小于 2%，以促进排水并防止衬垫积水，渗沥液收集管在截取水流方向上，铺设坡度应为 1%或更大。设计渗滤沥收集和排除系统的

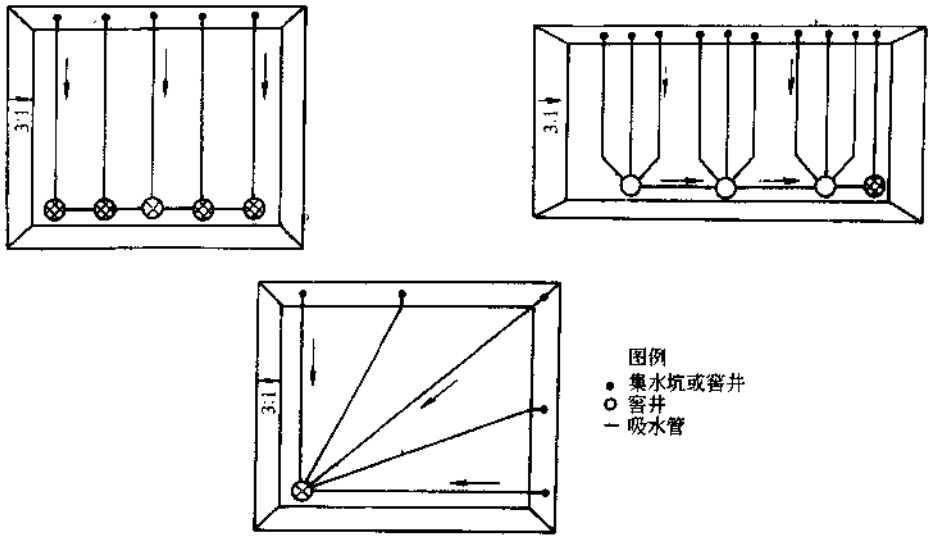


图 11-67　渗沥液收集和排除系统的几种布置

目的是不允许渗沥液储留在填埋场的底部，因而必须有意识地在填埋场衬垫上创造一个水头。美国联邦和州的有关法规均规定渗沥液水头必须高出衬垫底部任何一点 30cm 以上。

设计和建立渗沥液收集和排放系统的目的是为了将填埋场内产生的渗沥液收集起来，并通过污水管或积水池输送至污水处理站进行处理。渗沥液收集系统由排水层、集水槽、多孔集水管、集水坑、提升管、潜水泵和积水池等组成，如果渗沥液能直接排入污水管，则积水池也可不要。所有这些组成部分都要按填埋场运用初期较大的渗沥液产出量设计，并保证该系统长期流通能力不发生障碍。

(3) 渗沥液排水层：渗沥液排水层一般采用在防渗衬垫上铺无纺布、级配碎石，并渗沥层中埋设花管、引流，以限制下伏衬垫上水头的增加，见图 11-66。

(4) 渗沥液收集管：渗沥液收集管可能由于堵塞、压碎或设计不当而造成失效。有关渗沥液收集管的详细说明应包括：集水管材料类型；管径和管壁厚度；管壁孔、缝的大小与分布；管身基底材料的类型和为支持管身所必要的压实度。

1) 集水管管径的确定：

① 多孔渗沥液收集管尺寸确定应考虑下列因素。

ⅰ. 所需的流量。根据已知填埋场渗沥液渗出率、填埋场最小排水坡以及最大管距确定所需流量。

ⅱ. 管径大小。根据需要通过的流量和集水管最小纵坡确定管径大小。

ⅲ. 集水管本身的构造强度。

管距可用反映填埋场性能的水文计算模型(HELP 模型)或麦肯纳(McEnore)93 法来确定。在应用 HELP 模型或 McEnore93 法计算管距时，两排平行多孔排水管之间流体的最大高度应小于 30cm。

② 设计集水管尺寸所用的单位面积渗沥液产出量(或渗出量)可通过下列三个途径加以估算。

ⅰ. 根据 HELP 模型,使用渗沥液最大峰值日流量计算。

ⅱ. 根据 25a 一遇,24h 暴雨进行计算。

ⅲ. 直接使用规范给出的渗出率。

③ 当需通过的渗沥液流量、管子纵坡以及管壁材料均已知时,可用曼宁(Manning)公式计算集水管尺寸。计算时可先假定一个管径,然后用曼宁公式计算流量,算出的流量应大于或等于需通过的渗沥液流量,否则,要重新假定管径再用公式计算,直至算出的流量大于或等于需通过的渗沥液流量为止。

2) 集水管管壁布孔要求:确定多孔渗沥液收集管上进水孔的大小和分布最重要的参数是集水管单位长度最大渗沥液流入量。而集水管单位长度的最大渗沥液流入量又主要取决于填埋单元单位面积渗沥液最大产出量和单位长度集水管所控制的最大单元面积。

若孔口尺寸及形状已知,可由伯诺里(Bernoulii)方程计算每一进水孔的集流能力。由 Bernoulii 方程可知,孔口的集流能力主要取决于孔口的大小尺寸和形状,还有渗沥液极限进口流速,该流速在计算集水管布孔时一般可假定为 3cm/s,管壁进水孔的直径通常取 6.25mm。

当单位长度最大渗沥液集流量及每个孔口的集流能力均求得后,集水管单位长度所需布孔数就极易确定了。布孔方式见图 11-68。为保持可能存在的最低渗沥液水头,放置集水管时,应使进水孔位于管子的下半部,不要让它翻过来。靠近起拱线的孔口会降低管壁强度,应尽量避免。

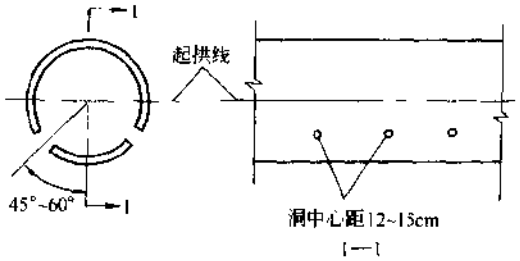


图 11-68 渗沥液收集管上的布孔

(5) 渗沥液收集管的变形:渗沥液收集系统的所有部分均应满足强度要求以承受其上固体废弃物和覆盖系统(封顶)的重量以及填埋场封闭后的附加荷载,还有由操作设备所产生的应力。系统各组成部分中最易因受压强度破坏而受损的是排水层管路系统,渗沥液收集系统中的管路有可能因过量变形被弯曲或压扁。因此,管路强度计算应包括管路变形的阻力计算和临界弯曲压力的计算。

1) 管壁变形:渗沥液收集管可能在填埋场施工期、运用期或封闭后因受荷而被压坏。为防止损坏,管子要仔细看管,在埋槽未开挖前不要带至现场,并尽量避免笨重设备在管上行走。管路可以采用上埋或下埋两种形式。通常总希望尽量采用下埋式[见图 11-69(a)],但有时采用上埋[见图 11-69(b)]也是必要的。管身强度应加以校核以确定能否经得起施工前后各种荷载的作用。管身通常使用两种材料,PVC(聚氯乙烯)或 HDPE(高密聚乙烯),均可按柔性管考虑。实际上集水管的设计几乎就是管路变形计算的综合,算出的变形值不应超过生产厂家所给的允许值。管路变形常用修正的爱荷华(Iowa)公式进行估算。一般要求管壁变形$\leqslant 0.02D$(D 为管的直径)。

2) 管壁弯曲:管壁弯曲并非其强度已达极限,但如管身刚度取用不当也可能发生管壁弯曲。在受到内部真空压力、外部静水压力和压实土层中高的土压力作用时,弯曲现象可能成为柔性管道设计的控制因素。对防止弯曲来说,管道愈柔软,管壁结构的稳定性也愈差。

大多数管道被埋在土中,周围介质可提供相当大的剪切阻力。而弹性介质中圆柱体弯

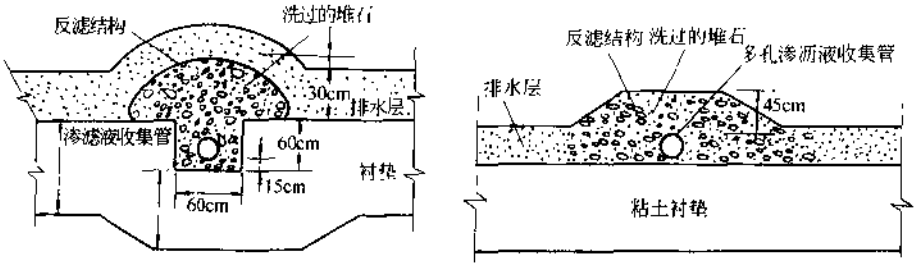


图 11-69　渗沥液收集管的埋设形式

(a)渗沥液收集槽详图;(b)上埋模式的渗沥液收集管

曲问题的严格精确解,需要比较高深的数学知识,而且由于土的性质十分复杂,精确解也未必可靠。因此,对于选定管道的临界弯曲压力可以用梅耶霍夫(Meyerhof)等人的公式进行估算。

(6) 渗沥液收集槽、坑:

1) 渗沥液收集槽:渗沥液收集管通常均埋入砾石填起来的槽中,槽的四周包以土工织物以减少微小颗粒从衬垫进入槽内进而进入渗沥液收集管中,其详细布置可参见图 11-69。实际上,由于收集槽下的衬垫很深,所以即使在槽下,衬垫也可用同样的最小设计厚度。

收集槽内的砾石应按碾压机械的荷载分布情况来填筑,这样可以保护集水管不被压坏,而作反滤用的土工织物则应包在砾石层的外面,也可以设计级配砂反滤层以减少废弃物中细颗粒渗入槽内。

2) 渗沥液收集坑:渗沥液收集坑位于填埋场衬垫最低处,坑中填满砾石以承受上覆废弃物及封顶的重量和承受填埋场封闭后的附加荷载。通常在设置这些坑的地方,复合衬垫系统都是低下去的(见图 7-32)。设计渗沥液收集坑的五个关键是:

① 假定坑的尺寸。

② 计算坑的总体积。

③ 计算坑中提升管所占体积。

④ 计算坑的有效体积,这和所填砾石的孔隙率有关。

⑤ 确定开启和关闭潜水泵的水位标高。

⑥ 计算坑中需要抽取的蓄水体积。

⑦ 计算提升管上应钻的孔并校核其强度。

(7) 渗沥液的抽取泵:必须仔细计算水泵功率以使其正常发挥作用,在选择水泵时既要考虑吸力也要考虑水头,还要注意渗沥液的密度比水略高。因此,用来从集水坑抽取渗沥液的水泵,其大小应保证在渗沥液产出量最大时能正常排放。这些水泵也应具有一定的有效工作扬程,以便将渗沥液从集水坑提升必要的高度直至出口。图 11-70(a)表示一个安装在提升管内并位于渗沥液收集坑底部的潜水泵。为能从集水坑内抽取渗沥液,通常都采用自动潜水泵,其开关定位应使水泵能运转一段时间,频繁地开机和停机会使水泵受到损害。断流开关必须高出水泵顶部至少 15cm,使水泵保持在水下工作,避免水泵烧毁。图 11-70(b)是边坡提升管内渗沥液抽取泵的装配简图。

如果保持连续运转,大多数型号的水泵均可使用,但因渗沥液产出率变化很大,水泵断

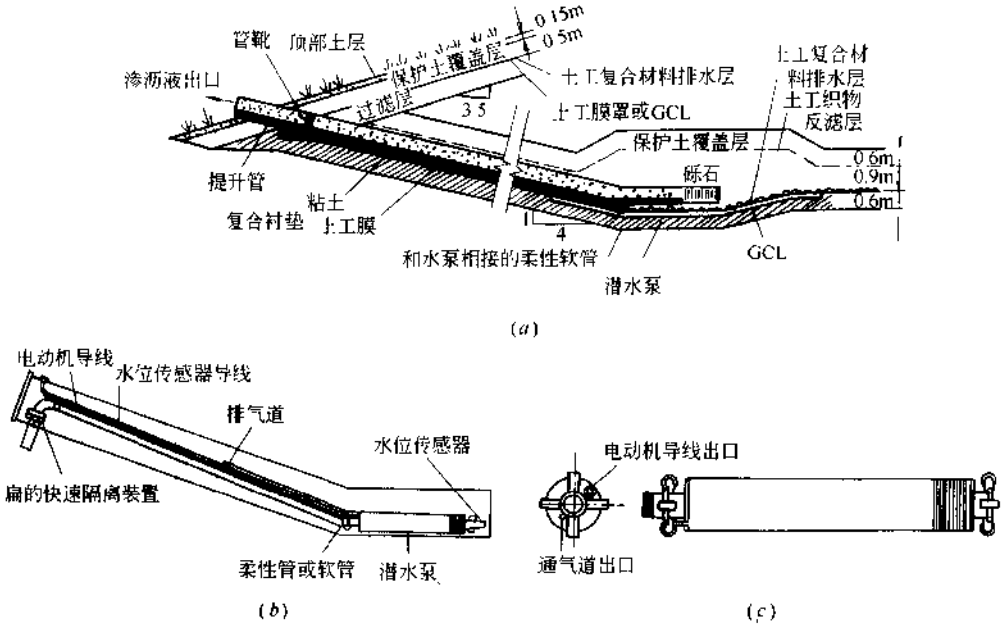


图 11-70 用泵抽取渗沥液

(a)从渗沥液收集坑中输送液体的边坡提升管;(b)在这坡提升管内的渗沥液集水泵装备简图;(c)一种边坡提升泵

续运转是无法避免的。可利用产品目录根据设计泄水流量和算出的总泄水水头选择合适的潜水泵型号和运行模式。水泵的总扬程等于静水头、摩擦水头损失和其他水头损失之和。图 11-70(c)表示一种边坡提水泵的类型,潜水泵用不锈钢或特氟隆(聚四氟乙烯塑料)制造。考虑到设备安装和在边坡提升管中运动的方便,潜水泵上应配制轮子,反映水位标高的压力传感器贴在水泵上,以测定渗沥液收集坑中的水位。

11.1.3.8 填埋场复合封顶防渗层的设计施工

对于已填满的城市固体废弃物填埋场,合适的表面防渗是必不可少的。设计表面防渗层的主要目的之一是阻止水流渗入废弃物以使可能逸入地下水源的渗沥液减至最少或没有。要使封闭后的填埋场渗沥液减至最少,必须阻止液体重新进入填埋场,并使原来存在的渗沥液被收集和排除掉。在填埋场选址和其封闭结构的规划、设计均确定后,就必须考虑最终覆盖——表面防渗系统计划。通常要考虑的因素包括:覆盖的位置、低透水性土的有效利用率、优质表土的备料情况、使用土工合成材料以改善覆盖系统性能的有效程度、稳定边坡的限制高度以及填埋场封闭后管理期间该地面如何使用等。填埋场表面防渗层的目标是尽量减少今后维护和最大限度保护环境及公众健康。

《联邦德国的环境保护》中规定:只要垃圾填埋场有一部分填满后,在这一部分之上应当尽可能地迅速建成表面防渗层。在《废物管理指南》中,对于垃圾填埋场表面密封层要求:在管理期间,如发生渗漏,则应该确定出渗漏位置并能够修复。渗漏位置可以通过在两层之间铺设排水装置来确定。表面防渗层修复工作所需要的人力、物力要比修复底部防渗衬垫要少得多,因为在填埋场表面防渗层上仅有覆盖复垦层和排水层。表面防渗层规定为:由至少50cm 的土层(无机密封材料)和由在其上铺设的土工膜防渗层(焊接成层)所组成。

(1) 填埋场的复合封顶防渗层:

1）目前，复合封顶系统已广泛使用于城市固体废弃物填埋场，图 11-71（a）～（f）表示广泛应用于美国城市固体废弃物填埋场设计中封顶系统的各类典型剖面，从下到上由下列部分组成。

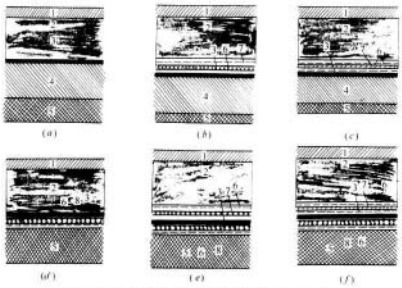


图 11-71　美国填埋场复合封顶防渗层各类典型剖面

（a）典型的填埋场封顶；（b）具有土工织物及土工网排水层的填埋场封顶；（c）具有土工复合材料排水层的填埋场封顶；（d）具有 GCL 的填埋场封顶；（e）具有土工织物和土工网排水层以及 GCL 的填埋场封顶；（f）具有土工复合材料排水层以及 GCL 的填埋场封顶（GCL—双层复合防渗层）

1—带有植被的表土；2—保护层；3—土工膜；4—压实土层；5—气体排放层；6—土工织物反滤层；7—土工网排水层；8—GCL

① 气体排放层。多孔的、高透水性的土层，厚度不小于 30mm，直接位于压实土层之下，用来将填埋废气排入排气管中（见图 11-72）。

② 低透水性压实土层。土及土工膜的复合层，位于气体排放层之上以限制表面水渗入填埋场中，其厚度不小于 45cm，透水率 $k \leqslant 1.0 \times 10^{-7}$cm/s，粘土厚度为 20～30cm，其上再覆 20～30cm 自然土，并均匀压实，覆营养土层不应小于 20cm，总覆土应在 80cm 以上。

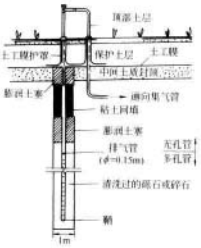


图 11-72　复合封顶及垂直排气管

用于封顶系统的土工膜，应具有耐久性，并能承受预期的沉降变形。可选择高密聚乙烯（HDPE）或其他具有较强双向应力-应变能力的聚合材料。图 11-73 为 HDPE 和其他土工膜聚合物的典型双向应力-应变曲线。具有较高双向强度的材料比较容易承受封顶后产生的不均匀沉降，从而避免破坏。封顶坡度宜为 5‰。封顶应考虑地表水径流、排水防渗、覆盖层渗透性及填埋气体对顶层的顶托力等因素，使最终覆盖层安全长效。

膨润土防水毯(GCL)可以用来代替压实土层,因为GCL透水性较低而容许张拉应变较高,可以承受封顶以后的不均匀沉降。如用GCL代替压实土层,则其下必须铺垫至少45cm厚的土料以保护衬垫免遭废弃物损伤和减少沉降的影响,见图11-71(*d*)、(*e*)、(*f*)。对大多数填埋场来说,其渗水性应等于或小于1.0×10^{-5}cm/s。

纳米(膨润土)防水毯(GCL)也允许用来代替压实粘土层,但为了保护废弃物那一边的衬垫,其中土质材料(膨润土)厚度不应小于46cm。

③ 排水及保护层。排水及保护层厚度应大于60cm,直接铺在复合覆盖衬垫之上,它可以使降水离开填埋场顶部向两侧排出,减少寒流对压实土层的侵入,并保护柔性薄膜衬垫不受植物根系、紫外线及其他有害因素的损害。对这一层并无压实要求。

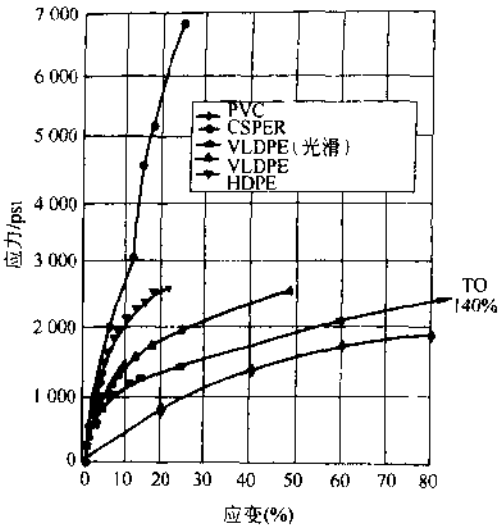


图11-73 五种土工膜材料的双向应力-应变关系曲线

在近代封顶设计中,常将土工织物和土工网或土工复合材料置于土工膜和保护层之间以增加侧向排水能力,见图11-71(*b*)、(*c*)、(*e*)、(*f*)。高透水的排水层能防止渗入表面覆盖层的水分在隔离层上积累起来。因为积累起来的水会在土工膜上产生超孔隙水应力并使表面覆盖层和边坡脱开。边坡的排水层常将水排至排水能力比较大的趾部排水管中,见图11-74。大多数土工网或土工复合材料均可用于顶部排水,也可用砂、砾排水层来代替某些土工合成材料,所有排水土工网上均需铺设土工织物作为反滤层。在排水层和顶部土层之间,一般均需设置反滤层,当排水层与上面土层的相对级配形成天然反滤层时就可不再另设。一般情况下,阻塞和装管子等潜在的情况,都会妨碍严格执行反滤层的设计标准,还是以设置专门的反滤层为好。

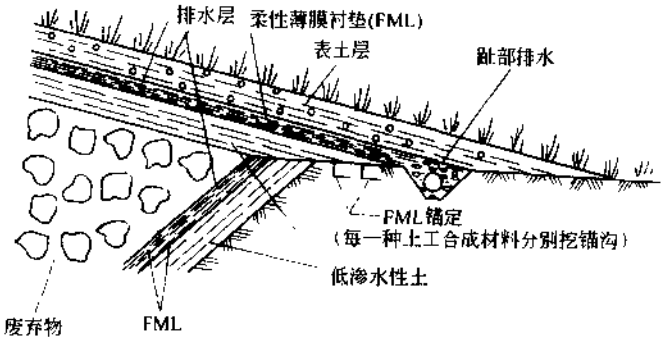


图11-74 边坡排水层示意

④ 表面覆盖层(侵蚀控制层)。表面覆盖层由不小于15cm厚的土料组成,它能维持天然植被和保护封顶系统不受风、霜、雨、雪和动物的侵害,虽然通常无需压实,但为避免填筑过松,土料要用施工机械至少压两遍。

为防止水在完工后的封顶表面积聚，封顶表面的梯级边界应能有效防止由于施工后沉降产生的局部坑洼有所发展。封顶表面的坡度在任何地方均应大于4%，但也不宜超过25%。在美国，有关法规中还给出了允许土的流失量为在填埋场范围内每年每4046.86m^2（即1英亩）不得大于2t。

美国环保局和很多州已详细制订了关于填埋场选址、设计、施工、运行、水气监测、环境美化、封闭性监测以及30a内维护的有关法规。

2）德国的《垃圾技术规范》规定：当某一填埋作业段内的填埋工作全部结束后，必须为其修造见图11-75的表面防渗层。

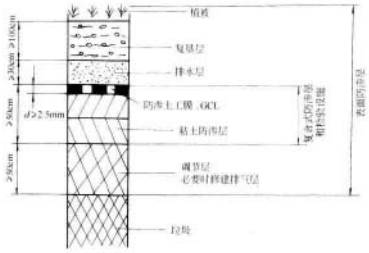


图11-75　德国规定的填埋场表面防渗层

修建表面防渗层时必须保证日后对其渗透性能给予检验，并对渗漏部分加以维修。其技术要求如下：

① 调节层是表面防渗层的基础，由匀质，无粘性材料构成，经过压实处理，其厚度不得小于50cm，如果有可能产生气体，且该气体不能在调节层内被收集输送，则必须额外建造厚度不小于30cm的排气层，排气层填料中碳酸钙重量不可大于10%。

② 复合防渗层由粘土层和防渗土工膜组成。粘土层厚度不得小于50cm，渗透系数在$i=30$时不得大于5×10^{-10}m/s。防渗土工膜的最小厚度为2.5mm。

防渗层在其基础停止下沉之后还必须拥有不小于5%的坡度。

③ 排水层厚度不得小于30cm。材料应均匀敷设且保证其渗透系数能长久大于1×10^{-3}m/s。

为收集输送渗沥液，应修建可进行清洗、检查的管道和排水井。此外，还应对渗透水量进行计算并对整个系统的排水能力给以校核。

④ 复垦层由适合植物生长的土壤构成，厚度为100cm，其上进行植被种植。修建复垦层时必须保证其下部的防渗层不会因植物的根枝或冰冻影响而破坏。在复垦层上栽培的植物应能充分起到防止风沙和水土流失的保护作用。

(2) 复合封顶防渗层材料要求：

1) 表土。对表土应进行饱和重度、颗粒级配以及透水性等土工试验。颗粒级配主要用以设计表土和排水层之间的反滤层。因为较松的土样会得到比较保守的渗透试验结果(渗透系数偏大),实验室制备试样应尽量接近预期的现场施工条件。

2) 排水材料。这些材料同样需要进行饱和重度、颗粒级配和透水性试验。级配试验结果应核对其最大容许细粒含量、间断级配和反滤层与表土的协调。与表土相反,比较紧密的排水材料试样会使渗透试验的结果比较保守(渗透系数偏小)。

3) 土工织物。挑选土工织物的主要标准是结构耐久性以及置于表土和排水层之间的反滤性能。所选材料在足够的透水性、土粒的滞留程度和能与土料长期协调等方面均应符合设计要求。其与附近土的界面抗剪强度亦应符合边坡稳定需要。

4) 土工膜。土工膜覆盖材料的选择标准包括:结构耐久性、在填埋场产生沉降和不均匀沉降时仍能保持完整的能力、覆盖边坡时的稳定性以及所需费用等。除此以外,还应考虑铺设方便、施工质量容易得到保证、能防止动植物侵害、在极端冷热气候条件下也能铺设、耐老化以及为焊接、卫生、安全或环境的需要能随时将衬垫打开等。以上后面一些考虑因素一般不是主要的,但因某些特殊计划的需要,也可能会成为主要的考虑因素。

挑选材料计划中需要哪些试验和说明,完全取决于设计是如何考虑的。一旦产品类型选定以后,产品说明通常还应包括覆盖土工膜强度和延伸率的最小值,并提供土工膜和附近土体的最小摩擦系数。

5) 土工合成材料和土的界面。下列界面的抗剪强度应予给出:

① 表土与保护层的土。

② 保护层的土与土工织物(或保护层的土与土工复合材料)。

③ 土工织物与土工网。

④ 土工网与土工膜(或土工复合材料与土工膜)。

⑤ 土工膜与压实粘土衬垫(或土工膜与 GCL)。

⑥ 压实粘土衬垫与气体排放层(或 GCL 与气体排放层)。

⑦ 气体排放层与固体废弃物:特别危险的界面是排水材料和土工膜之间的界面,因为只有在这个界面上会产生孔隙水应力。而在边坡位置的其他界面,只要选择材料恰当,其稳定性应当是足够的。

6) 初级填料。我国《生活垃圾填埋污染控制标准》(GB 16889—1997)规定:填埋场封场时,应做好地表面处理,并在其表面覆 30cm 厚的自然土,其上再覆 15～20cm 厚的粘土,并压实,防止降水渗入填体内。平时一般要求在每次卫生填埋工作日结束时,应用最少不低于 150mm 厚的压实土层将垃圾覆盖。因此,选中的地段必须有备用土,这是很重要的。要选用合适的覆盖材料,必须研究土壤的特性,适用于卫生填埋覆盖材料的主要性能见表 11-49。

用作填埋材料的几种主要的土壤性能 **表 11-49**

土壤的能力	纯砾石	粘质多淤泥的砾石	纯沙子	粘质多淤泥的沙子	淤泥	粘土
阻止啮齿类动物钻口打洞	良	中—良	良	良	差	差
预防蚊蝇孳生	差	中	差	良	良	优

续表

土壤的能力	纯砾石	粘质多淤泥的砾石	纯沙子	粘质多淤泥的沙子	淤　泥	粘　土
将渗液量减少到最低程度	差	中—良	差	良—优	良—优	优
将填埋层排出的气体减少到最低程度	差	中—良	差	良—优	良—优	优
阻挡废纸乱飞，保证外观整洁	优	优	优	优	优	优
保证植物生长	差	良	差—中	优	良—优	中—良
透气性(垃圾分解时通风并排气)	优	差	良	差	差	差

卫生填埋法处置垃圾的优点之一是：一旦充填完成后，土地即可再利用。由于最后的利用的效果，在一定程度上取决于填埋场的设计和作业方法，所以，必须在规划设计阶段就加以全面考虑。目前经济不发达地区填埋作业一般采用以下四种方法。

① 平面作业法：是把垃圾直接铺撒在地面上，压实后再用一层土壤覆盖，然后压实。平面法可在坡度平缓的土地上采用，但开始要建造一个人工土坝，作为初始填埋单元的屏蔽。因此，最好是在采石场露天矿、峡谷、盆地或其他类型的洼地。采用平面法不必拘泥地形条件，平地或多石的洼地以至其他低地，都可以利用。该法适合处理大量的垃圾。

如果填埋垃圾的地段是平地或丘陵，即可在填埋地区附近搜集覆盖土，或是就地取土；如果该地是峡谷、多石头的洼地或其他低地，即可从旁边或从进行填埋的渣地中取土；如果该地段的土不适合用于填埋或缺乏土源，则应从其他地方运土。

作业区的宽度与长度应根据当地的特点而定，每天运来的垃圾的体积应根据同时卸载的载重汽车的数量面定，作业区的大小，应以无论多久都不会使卡车滞留为准。

② 填沟作业法：是把垃圾铺撒在预先挖掘的沟槽中，然后压实，把挖掘出的土，作为覆盖材料铺撒在垃圾上，压实构成基础的填埋单元结构。

沟槽的尺寸要根据场地水文地质条件来确定。通常沟的长为30～40m，深0.9～1.8m。宽度应至少比压实机械宽一倍，使压实机械的轮子或履带能够压实作业区表面上各个部位的填埋材料。沟槽的最大宽度没有明确规定，一般为7.5～15m。

填槽法的优点是由于挖掘填埋沟槽，很容易得到覆盖材料，每天覆盖所剩的挖掘材料可堆存起来，作为最终表面覆盖材料。然而，在地下水接近地面的地方，一般不适合用填沟法。

填沟法有三种方式。一种是用铲土机或挖掘机挖一条长沟，将挖出的土沿沟边堆起，将垃圾倒入沟内压实，然后用沟边的土埋上。

另一种是先挖一些沟槽，它们的长度以能处理1～3d内运来的垃圾为适。一个工作日结束时，再用推土机或其他工具将这些沟槽延长，然后用挖出的土作填埋材料。

第三种是在原有沟槽的平行处挖掘新沟槽，用刚挖出的土填埋前一沟槽。采用这种方法，要在每天作业结束前挖出新的沟槽，将垃圾填入沟内。

③ 斜坡作业法：是把废物直接铺撒在斜坡上，压实后从工作区前面挖取土覆盖，再压实。斜坡法实质上是填沟法和平面法二者的结合产物。该法的优点是只进行少量的挖掘工作，即可以满足覆盖废物土壤的需要。由于不需要从场外运进覆盖材料，而且废物堆积在初始表面之下，因此，斜坡法比平面法和填沟法能更有效地利用处置场地。

④ 水中作业法：对沼泽、水池进行垃圾卫生填埋处置称水中作业法。其方法是将水中场区划分为若干单格。每格约可容纳一年的垃圾量，四周用抛石，木料，建筑垃圾等不污染物质筑成堤坝，在其中填垫垃圾。有时为了防止渗沥液流动，以粘土、钢板桩等互相分隔。

水中填垫垃圾，关键在于有效防止渗沥液对地下水的污染，因此，近年来大多数处置方法是把水排干，铺上粘土衬砌、GCL 或其他防渗材料，以建成一层与地下水隔离开的不透水层后，再在其上按卫生填埋原则填垫垃圾。

(3) 复合封顶防渗层边坡稳定分析：复合封顶防渗层通常均是相对较薄的土层，当位于边坡位置时，由于重力作用，均有向下滑动的趋势。下列计算适用于沿排水层与土工膜之间存在的潜在破坏面，其滑动方向与坡面平行。

1) 土工膜上无渗透水的情况。边坡部位覆盖层的稳定分析，可以按整个边坡计算其力，包括坡脚的抗力在内，也可以稍加简化按无限边坡进行分析。采用何种方法取决于要求的安全度及其对设计判断的影响，也取决于坡脚抗力与整个边坡阻力相比相对影响有多大，对于坡面覆盖比较长的情况，坡脚抗力通常仅占整个土坡阻力的 5%，此时可按无限边坡分析。若无限边坡分析求出的安全系数小于期望值，也可用包括坡脚抗力在内的整体分析方法进行校核，并重新计算安全系数。

下面讨论无限边坡稳定分析法。图 11-76(a)表示一段边坡部位的封顶系统，包括压实土层、土工膜、排水层以及相同厚度的表土层。如果土工膜上没有孔隙水应力，沿着坡角为 β 的边坡，可以写出力的平衡方程，其稳定安全系数 F_s 为抗滑力与滑动力之比，计算公式为

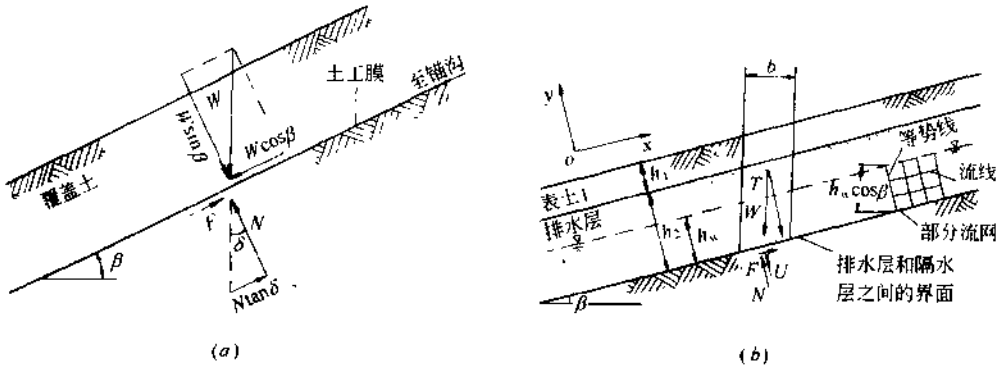


图 11-76 复合封顶防渗边坡稳定分析

(a)封顶边坡土工膜与其上覆土层界面上的力；(b)渗流与封顶边坡平行的无限边坡稳定分析

$$F_s=(c+N\tan\delta)/W\sin\beta \tag{11-62}$$

式中 F_s——抗滑力(kN/m)；

N——有效法向力(kN/m)；

W——有代表性的覆盖层条块总重量(kN/m)。

若粘聚力 $c=0$，则

$$F_s=\tan\delta/\tan\beta \tag{11-63}$$

式中 β——覆盖层坡角；

δ——多层覆盖系统的最小界面摩擦角。

以上分析中需考虑的最重要的参数是边坡的坡角和与坡面平行的潜在破坏面上的抗剪强度。潜在破坏面以上材料的重度当排水层内无渗流时，对稳定分析没有影响。

2) 砂砾排水层，土工膜上有渗透水流的情况。图 11-76(b)表示部分饱和边坡当土工膜上渗流方向与边坡平行时的一般几何形态。注意其孔隙水应力是由流网确定的，流网的一部分已在图 11-76(b)中画出。对于砂砾排水层，当土工膜上存在渗流时，封顶系统的稳定安全系数可用公式计算：

$$F_s=\frac{\frac{c}{\cos\beta}+[\gamma_1h_1+\gamma_2(h_2-h_w)+(\gamma_{2sat}-\gamma_w)h_w]\tan\delta}{[\gamma_1h_1+\gamma_2(h_2-h_w)+\gamma_{2sat}h_w]\tan\beta} \tag{11-64}$$

若 $c=0$，则式(11-63)成为

$$F_s=\frac{[\gamma_1h_1+\gamma_2(h_2-h_w)+(\gamma_{2sat}-\gamma_w)h_w]\tan\delta}{[\gamma_1h_1+\gamma_2(h_2-h_w)+\gamma_{2sat}h_w]\tan\beta} \tag{11-65}$$

式中　c——覆盖层条块底部单位面积有效粘聚力(kPa)；

h_1——表土层厚度(m)；

h_2——排水层厚度(m)；

h_w——排水层中垂直于土坡的渗透水深(m)；

γ_1——表土的饱和重度(kN/m^3)；

γ_2——排水层的湿重度(kN/m^3)；

γ_{2sat}——排水层的饱和重度(kN/m^3)；

γ_w——水的重度，可取 10kN/m^3；

图 11-76 中 b——所取代表性覆盖层条块宽度(m)；T——滑动力(kN/m)。

图 11-76 中符号意义同上。

3) 关于安全系数的选择。对于边坡的长期静力稳定分析，通常认为取最小安全系数为 1.5 是比较合适的。但这常用于土坝设计，对于填埋场整体边坡稳定分析或封顶边坡稳定分析是否合适呢？美国环保局(USEPA)建议最小安全系数可取 1.25～1.5，其大小完全取决于所取抗剪强度参数的正确程度。另外在选择封顶系统的最小稳定安全系数时，下列因素也应予考虑：

① 由于土工合成材料试验的相对历史比较短，所提供的材料特性其可信程度可能比较低；

② 在估计材料特性时，常常已经包括有一定的安全度在内；

③ 通常取最不利的条件来进行分析，但其发生的时段可能很短。

(4) 填埋场沉降与地震对复合封顶的影响：填埋场沉陷可能是整体的(例如由于固体废弃物的均匀下沉)或局部的(例如由于在部分覆盖下有很大的孔洞面引起坍陷)。通常整体沉陷不会在覆盖层中引起过大的拉应变，而且由于减少了滑动会使覆盖层的稳定性得到改善。因此，即使填埋场有比较大的整体沉陷，对封顶系统也不会造成很大的损害。但是，局部沉陷却会在覆盖层表面形成凹坑，使覆盖层内部产生很大的拉应变，并导致覆盖层积水。可以通过使用具有极限双向应变特征的土工膜来减少拉应变的影响，这些土工膜可由超低密聚乙烯(VLDPE)、线性低密聚乙烯(LLDPE)和聚氯乙烯(PVC)组成。积水应尽量避免，

因为它会破坏封顶表面的植被，而且水的重量会使地表的积水坑加快扩展。

如果城市固体废弃物填埋场位于地震活动带内，其设计应充分考虑填埋场、承重结构及下卧土层在地震荷载作用下的稳定性。此时稳定计算的关键是在填埋场使用和封闭以后，如何考虑水平地震加速度对填埋场边坡稳定性的影响。特别重要的是在计算中对于填埋场衬垫系统中土工膜衬垫的表面应使用较低的摩擦角。地基稳定性计算则应校核饱和松砂地层在地震时有无可能产生液化，这种液化是由砂层内因受剪而产生的超孔隙水应力引起的，在产生液化的瞬时，地基土的承载力将消失，从而造成整个填埋场衬垫系统的毁坏。

覆盖层可使用 Newmark 的典型分析法，在分析时应考虑在排水层内容许达到多大的饱和度（如使用与静力稳定计算中同样的最大值可能过于保守）以及覆盖层的容许变形值。由于封顶覆盖层变形并不会造成生命危险，而且出事后也易于检查修复，其容许值可略高于底部衬垫。对于比较可靠的设计地震选型，已经引用的底部衬垫容许变形值约为 15～30cm。有一种看法认为可近似使用与覆盖层处于干燥状态同样的标准，因为当覆盖层处于最大饱和状态的同时又发生地震的机会是很少的。另一种看法则认为封顶系统的变形并不直接影响其下填埋场废弃物容量而且它又是可以被检查修复的，因此封顶系统容许维持较高的变形值，例如大约 30～90cm。一般来说，如果设计已能满足具有适当安全系数的最危险静力状态，在地震状态下通常也是可以容许的。

11.1.4 渗沥液收集

11.1.4.1 填埋场水量平衡

填埋场水量平衡是流入填埋区的水量与流出填埋区的水量相等，见图 11-77。由此可列出以下等式：

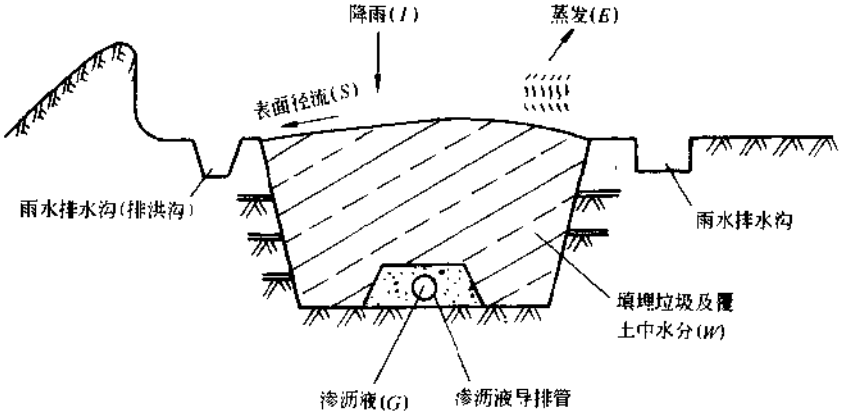


图 11-77 填埋区水量平衡图

$$\frac{I}{1000}A + G + W = \frac{E}{1000}A + S + Q \tag{11-66}$$

式中 I——降雨强度(mm)；

A——填埋区汇水面积(m^2)；

G——填埋区地下水渗入量(m^3)；

W——填埋垃圾和覆盖土中水份(m^3)；

E——填埋区蒸发量(mm)；

S——填埋区地面径流(m^3)；

Q——填埋区渗沥液量(m^3)。

通常，当填埋区底部及边坡防渗层渗透系数≤10^{-7}cm/s时，G值近似为0；且填埋垃圾和覆盖土中所含水分相对较小，W可忽略不计。故

$$Q=\frac{I-E}{1000}A-S \tag{11-67}$$

11.1.4.2　渗沥液量及特性变化

(1) 渗沥液量：日渗沥液量由式(11-67)可知，渗沥液量由降雨量、蒸发量及地面径流决定。由于式中蒸发量的不确定因素较多，且蒸发主要发生在降雨之后，因此在计算渗沥液日发生量时，略去蒸发的影响不计，式(11-67)即成为

$$Q=\frac{I}{1000}A-S \tag{11-68}$$

式中　Q——日渗沥液量(m^3/d)；

A——填埋区汇水面积(m^2)；

I——日降雨量(mm/d)；

S——日地面径流量(m^3/d)。

根据雨水管计算的推理公式，式(11-68)中的S可写成$S=\psi I/1000A$，代入式(11-68)，得

$$Q=(1-\psi)\frac{I}{1000}A$$

式中　ψ——径流系数。

令$C=(1-\psi)$，代入式(11-68)，得出日渗沥液量计算公式：

$$Q=C\frac{I}{1000}A \tag{11-69}$$

式中　C——渗透系数。

渗透系数的确定：根据北京地区雨水管道计算中径流系数的确定，非铺砌土地面径流系数为0.3，因此填埋区的渗透系数取0.7。

(2) 渗沥液特性变化：由于垃圾填埋场本身的运行特点，使得填埋区内不同位置的垃圾层以及同位置不同层的垃圾，填埋"年龄"不同，且处于不同稳定阶段。因此，渗沥液特性随填埋场"年龄"的变化而变化。同时，影响渗沥液水质的因素还有：所产渗沥液的水量、填埋场气候条件及水文地质条件、垃圾性质、填埋时间、填埋方式等，因此，渗沥液是一种水质成分复杂、不定的高浓度有机废水(见表11-50)。

渗沥液组成　　**表11-50**

序　号	组　分	变化范围	序　号	组　分	变化范围
1	COD(mg/L)	100～90000	4	pH	5～8.6
2	BOD_5(mg/L)	40～73000	5	TS(mg/L)	0～59200
3	TOC(mg/L)	265～8280	6	SS(mg/L)	10～7000

续表

序号	组分	变化范围	序号	组分	变化范围
7	总碱度($CaCO_3$)计(mg/L)	0～25000	16	Mg(mg/L)	17～1560
8	TP(mg/L)	0～125	17	Zn(mg/L)	0.2～370
9	NH_4^+-N(mg/L)	6～10000	18	Cu(mg/L)	0～9.9
10	Ca^{2+}(mg/L)	23～7200	19	Cd(mg/L)	0.003～17
11	Cl^-(mg/L)	5～6420	20	TCr(mg/L)	0.01～8.7
12	Na^+(mg/L)	0～7700	21	Pb(mg/L)	0.002～2
13	K^+(mg/L)	28～3770	22	VFA(mg/L)	10～1702
14	Mn(mg/L)	0.07～125	23	Ni(mg/L)	0.1～0.8
15	Fe(mg/L)	0.05～2820	24	SO_4^{2-}(mg/L)	1～1600

研究表明,渗沥液中有机成分的浓度,随垃圾有机成分的增高而增高。对于生活垃圾填埋场而言,渗沥液中重金属离子的浓度很低,氨氮浓度较高,且具有很高的色度,以及较重的臭味。

11.1.4.3 渗沥液导排系统

(1) 一般规定:

1) 为将填埋区渗滤液迅速排出,必须设置渗沥液导排系统。

2) 渗沥液导排系统的大小,应根据填埋区地形及气象等条件计算出的渗沥液量来决定。

3) 渗沥液导排系统应根据填埋区底部的地形条件分布设置,且采用耐腐蚀,无阻塞的滤水管道。

(2) 导排系统的组成:见图 11-78 渗沥液导排系统示意。

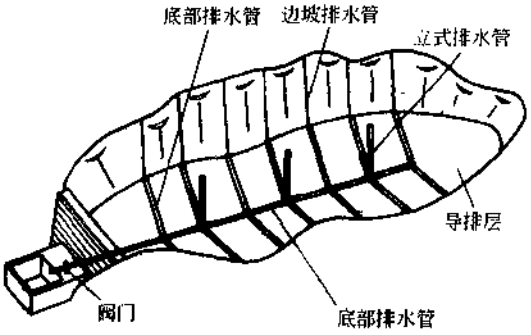


图 11-78 渗沥液导排系统示意

1) 排水管:

① 底部排水管:铺设最小坡度为 2%,排水管间距 30～40m,需在排水管四周设置反滤层。当干线下游穿过垃圾拦挡坝时,必须设置不少于 2 根干管。

② 边坡排水管:当边坡小于 1:3 时,应设置排水管,要求同底部排水管。排水管间距 40m 左右。

③ 立式排水管:详见垃圾气导排系统。

2) 阀门:干管出口处需设置阀门,以便于渗滤液处理设施的运行管理。

3) 导排层:为使渗沥液迅速排除,需在底部满铺卵石或碎石导排层,其级配粒径为 16～32mm,厚度为 300～500mm。

(3) 底部排水管的设置:底部排水管的设置一般有三种形式,见图 11-79。

1) 直线形:适用于底部宽阔,坡度变化较少的地区,为迅速排除渗沥液,可设多条主干线。见图 11-79(a)。

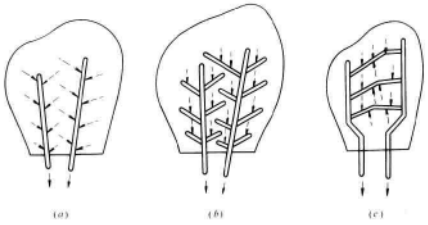


图 11-79　底部排水管设置

(a)直线型;(b)分支型;(c)梯形型

2) 分支形:适用于雨量充沛地区的大型填埋场,见图 11-79(b)。

3) 梯形:适用于填埋区底部高程变化大,且地势起伏的地区。见图 11-79(c)

(4) 排水管材料:常用的排水管种类及管材有如下几种:

序　号	种　类	管　材	适　用　条　件
1	穿孔混凝土花管	混凝土	刚性管,适于坑底基础条件好的填埋区
2	穿孔合成树脂管	PVC	有一定的柔性,适于坑底基础差易产生下沉的填埋区
3	豆石混凝土透水管	豆石混凝土	同穿孔混凝土花管
4	合成树脂穿孔管	HDPE	柔性管,适于坑底基础差易产生下沉的填埋区
5	铅丝石笼		所占体积较大,适于沟坡口填埋量小的填埋区

(5) 排水管构造:

1) 底部排水管:为防止排水管堵塞,在穿孔管外应设置卵石反滤层,且反滤层外包土工布。反滤层的卵石级配粒径为 50～120mm,土工布为 300～350g/m^2。其余各部尺寸见图 11-80。

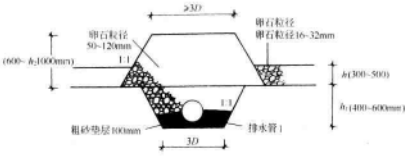


图 11-80　底部排水管构造示意

2）边坡排水管：要求同底部排水管，其余各部尺寸见图 11-81。

（6）注意事项：

1）垃圾场填埋初期，靠近导排层处应填埋不易堵塞的垃圾，即避免填埋污泥、炉灰等。

2）地下水导排层必须与渗沥液导排层分开考虑。

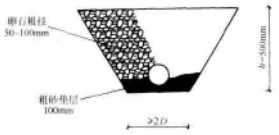


图 11-81 边坡排水管构造示意

3）垃圾场填埋初期，根据垃圾填埋特点，随着垃圾填埋高度的增长，填埋区底部构造无法疏通，因此必须严格保护渗沥液导排层及底部渗沥液导排管，不得堵塞。

4）当边坡排水管施工困难时，特别是管外包反滤层困难时，可用 2～3 层土工布代替。

5）渗沥液导排管在穿过防渗层时，必须加强防护措施。

11.1.4.4 雨水导排

由于垃圾场全天候运转，雨水导排十分重要。雨水导排设计除按常规雨水设计规范外，还应注意下列几点：

（1）尽可能将填埋区四周雨水全部截流，将渗沥液量减至最低。

（2）在平原地区，设计填埋区四周雨水导排系统时，设计重现期 $P \geq 1a$。

（3）在山区，应根据垃圾填埋高度以及填埋区所在地形而定，在山坡上设置排洪沟可为 1 层或多层。

11.1.5 渗沥液处理

11.1.5.1 渗沥液组成

在城市垃圾卫生填埋过程中，降水进入垃圾填埋层，将其中的污染物及其降解产物溶出而产生的液体以及液体垃圾废弃物等，统称为填埋场渗沥液。

11.1.5.2 渗沥液水质

垃圾渗沥液的物质成分和浓度变化很大，主要取决于所填埋的废弃物种类、污染物的溶出速度和化学作用、降雨状况、填埋场场龄以及填埋场结构等，其中填埋场场龄为最重要的影响因素。随着填埋场场龄的增加，可生化降解性不断下降。对于新的填埋场（一般小于 5a），其渗沥液的性质属于低 pH 值、高 BOD_5 和 COD、高 BOD_5/COD 值；对于中、老年的填埋场（一般为 10a 以上），其渗沥液的性质则为中性或弱碱性 pH 值、低 BOD_5 和 COD、低 BOD_5/COD 值。

国内外城市垃圾渗沥液的水质特性见表 11-51；渗沥液随填埋场场龄而变化的水质特性见表 11-52。

国内外城市垃圾渗沥液的水质特性 **表 11-51**

水质项目	上海	杭州	广州	深圳	台北	英国 Bryn/Pisteg	西班牙 巴塞罗那
COD(mg/L)	1500～8000	1000～5000	1400～5000	15000～60000	4000～37000	5518	86000

续表

水质项目	上　海	杭　州	广　州	深　圳	台　北	英　国 BrynPosteg	西班牙 巴塞罗那
BOD(mg/L)	200～4000	400～2500	400～2000	5000～36000	6000～28000	3670	73000
TN(mg/L)	100～700	80～800	150～9000	650～2000	200～2000	157	2750
SS(mg/L)	30～500	60～650	200～600	1000～6000	500～2000	184	1500
NH_4—H (mg/L)	60～450	50～500	100～150	400～1500	100～1000	130	1750
pH	5～6.5	6～6.5	6.5～0.8	6.2～8.0	5.6～7.5	5.8	6.2

渗沥液随填埋场场龄而变化的水质特性　　**表 11-52**

水质项目	<5a(年轻)	5～10a(中年)	>10a(老年)
pH	<6.5	6.5～7.5	>7.5
COD(g/L)	>10	<10	<5
COD/TOC	>2.7	2.0～2.7	>2.0
BOD_5/COD	0.5～0.8	0.1～0.5	<0.1
VFA(%TOC)	>70	5～30	<5

11.1.5.3　渗沥液排放条件

(1) 生活垃圾填埋场垃圾渗沥液排放控制项目为:悬浮物 SS、生化需氧量 BOD_5、化学需氧量 COD_{cr}、氨氮和大肠菌值。其他项目视各地垃圾成分,由地方环境保护行政主管部门确定。

(2) 生活垃圾渗沥液排放,一般应符合"生活垃圾填埋污染控制标准"(GB 16889—1997)中的有关规定,见表 11-53。

生活垃圾渗沥液排放限值　　**表 11-53**

	一　级	二　级	三　级
悬浮物 SS(mg/L)	70	200	400
生化需氧量 BOD_5(mg/L)	30	150	600
化学需氧量 COD_{cr}(mg/L)	100	300	1000
氨氮(mg/L)	15	25	—
大肠菌值	10^{-1}～10^{-2}	10^{-1}～10^{-2}	

(3) 对排入 GB 3838—88 三类水域或 GB 3097—82 二类海域的生活垃圾渗沥液,其排放限值为表 11-53 中的一级指标值。

(4) 对排入 GB 3838—88Ⅳ、Ⅴ类水域或 GB 3097—82 三类海域的生活垃圾渗沥液,其排放限值为表 11-53 中的二级指标值。

(5) 排入设置城市二级污水处理厂的生活垃圾渗沥液,其排放限值为表 11-53 中的三级指标值。当渗沥液量与城市二级污水处理厂日处理量之比小于 1%时,对排放水质可不做要求。

(6) 排入未设置污水处理厂的城镇排污系统的生活垃圾渗沥液，应根据排水系统出水受纳水域的功能要求，分别执行(3)和(4)的规定。

(7) 由地方环境保护行政主管部门确定的其他项目，其排放限值按照《污水综合排放标准》(GB 8978—1996)的有关规定执行。

11.1.5.4 渗沥液处理方式

收集的渗沥液在处理前应先进入污水调节池。调节池应有足够容量，其容量应按多年逐月平均降雨量产生的渗沥液量以及渗沥液处理规模确定。

垃圾渗沥液是高浓度有机污水，处理难度大。渗沥液处理方式有以下四种：

(1) 合并处理：垃圾渗沥液与适当规模的城市污水处理厂合并处理是最为简单的处理方式。渗沥液中所含成分与城市污水相近，主要不同点是渗沥液含有较高的 COD_{cr}、BOD_5 及氨氮物质浓度，较低的磷物质含量。当渗沥液单独处理时，要采取必要的措施，用以保证生化处理所需要的适当的 C:N:P 比例，因而使处理流程较为复杂，投资较大，处理成本较高。合并处理时，由于城市污水量较大，对渗沥液可起到缓冲、稀释作用，同时，还可补充磷等营养物质，达到渗沥液与城市污水共同处理的目的。因此应优先考虑合并处理。

采用合并处理方式时，应考虑两个重要因素：

1) 要进行经济平衡分析。一方面，合并处理可以节省单独处理所需要的投资费用；同时，由于垃圾填埋场往往远离城市污水处理厂，渗沥液的输送将需要许多费用，二者应综合考虑。

2) 不同污染物浓度的渗沥液量与污水处理厂处理规模的比例要适当。据资料介绍，为保证城市污水处理厂的正常运行，避免渗沥液对城市污水处理厂造成的冲击负荷，要严格控制渗沥液与城市污水的混合比。

图 11-82 为当渗沥液浓度一定时(以 COD 计)，宜控制的渗沥液与城市污水的体积比的最大值。

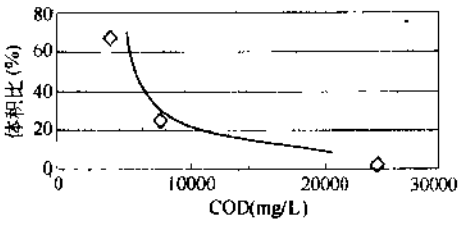


图 11-82 渗沥液 COD 与渗沥液与城市污水体积比关系示意

渗沥液与城市污水的合并处理应在经过综合技术经济分析、合理确定渗沥液与城市污水之比例的基础上进行。对于一个城市来讲，应在城市具体规划时，统筹考虑城市污水及城市生活垃圾的处理问题，使合并处理这一简单、经济的处理方式成为可能。

(2) 预处理—合并处理：垃圾渗沥液输送至城市污水处理厂进行合并处理前，有时需要进行预处理。预处理的目的是保证生物处理过程中微生物处于良好的生长繁殖环境，即生物可降解的有机基质、适量的营养物质和铜、镍、锌等微量元素含量。渗沥液中主要营养物质氨氮及重金属离子的实际含量往往高于微生物所需要的浓度，预处理则去除过量的此类物质以及色度、SS 等污染物质，或改善其可生化性、降低负荷，为合并处理的正常运行创造良好的条件。

渗沥液中高浓度的氨氮是影响渗沥液生物处理效果的重要因素。过高的氨氮浓度使渗沥液中的营养比例(C:N:P)失调，抑制微生物的正常生长及合并处理的有效运行。氨氮的去除可采用吹脱等物理化学方法，同时可结合合并生物处理系统的设计，考虑采用具有脱氮

功能的 A^2/O(或 A_N/O)处理系统将其有效地去除。

渗沥液中重金属离子去除的预处理工艺可采用混凝沉淀、反渗透等物理化学方法。

预处理—合并处理在经济、运转方式的灵活性或在对出水水质的保证方面,都是较好的处理方式。

(3) 回灌处理:在不具备排入城市污水厂条件时,可采用回灌处理。将渗沥液收集并通过回灌,使之回到填埋场,称之为回灌处理。渗沥液回灌处理的特点主要体现在以下几个方面:

1) 减少渗沥液量。渗沥液的回灌可通过蒸发或被植被吸收,减少渗沥液的处理量,改善渗沥液的水质,降低渗沥液处理的投资和运转费用。

2) 提高废弃物降解速率,加速稳定化进程。通过回灌可提高垃圾层的含水率,增加垃圾的湿度,增强垃圾中微生物的活性,加速产甲烷的速率及有机物的分解,缩短填埋垃圾达到稳定化的进程。

3) 提高填埋产气率。

4) 扩大填埋空间。回灌的过程亦即废弃物被压缩的过程,相应地扩大填埋空间。

为强化上述功效,必须注意喷洒的量及喷洒的方式。一般在填埋场处于产酸阶段时,回喷的量较少;在产气阶段则可以逐渐增加回喷量。对于回灌方式则可将新、老填埋区产生的渗沥液交互回灌,以此加速有机物的溶出和有机污染物的分解,同时加速垃圾层的稳定化进程。

该项技术在我国的应用较少。据资料介绍,北方某市垃圾卫生填埋场渗沥液处理采用了循环喷洒处理方法。渗沥液经收集并经沉淀调节池处理后,喷灌回流至填埋场;沉淀调节池中的沉淀污泥与渗沥液一并回流至填埋场,避免了污泥的二次污染。

近 10 多年来,该项方法在欧、美的多项实际工程中得到了应用。主要采用以下三种回灌方式:

1) 用水泵通过软管将渗沥液回灌至工作面。

2) 用装有喷洒管和粗喷嘴的槽罐卡车,将渗沥液回灌至工作面。

3) 渗沥液经提升后,使用竖井或滴灌、喷灌等水平分配系统,对渗沥液进行回灌处理。

循环喷洒处理的不足是不能完全消除渗沥液,对该渗沥液仍需要进行处理方能排放。同时在应用过程中还要注意诸如环境卫生问题、安全问题等。

(4) 单独处理:当垃圾填埋场远离城市污水处理厂时,为避免渗沥液长距离输送而带来的高额运转费用,可考虑在填埋场附近建设独立的渗沥液处理系统。选用此方法应注意与投资及运行费用有关的三个问题。

1) 与城市污水处理厂规模相比,渗沥液的产量较小,因此单独设置小规模的处理系统在单方水投资及运转费用方面缺乏经济上的优势。

2) 渗沥液中的营养比例(C:N:P)失调,主要表现在氮含量过高,而磷含量不足,在处理过程中需要花费削减氮及(或)补充磷的费用。

3) 对于渗沥液中的多种重金属离子和较高浓度的 NH_3-N,需要采用化学等方法进行必须的预处理乃至后处理,故其运转费用较高。

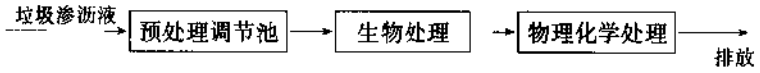
除上述四种处理方式外,在一些小城市将渗沥液与生活污水、化粪池上清液混合后进行处理,效果良好。南方某市将城市生活垃圾、粪便无害化及城市污水处理综合考虑,日处理

规模为 5000m³ 的城市污水处理厂，同时接纳垃圾渗沥液及粪便无害化处理过程中产生的上清液；垃圾填埋场则接纳污水处理及粪便无害化处理过程中产生的泥渣。该综合处理系统具有占地小、投资省、运转费用低的显著特点，产生了较好的效益，是值得借鉴的一种处理模式。

垃圾渗沥液的处理应视具体情况，首先合理选择处理方式；当处理方式选定后，进一步确定垃圾渗沥液处理系统。

11.1.5.5 渗沥液处理系统

鉴于渗沥液水质、水量变化的复杂性及对处理程度的要求，垃圾渗沥液处理系统应为多种处理单元组合的具有抗冲击负荷能力强的工艺系统。渗沥液处理系统的单元构成如下：



就填埋场场龄为渗沥液水质主要影响因素而言，填埋初期，垃圾渗沥液属易生物降解性，应采用以生物处理单元为主的处理系统。由于其有机物浓度高，宜采用厌氧—好氧生物处理工艺流程。中期填埋场渗沥液，属可生物降解性，应采用生物处理与物理化学处理单元相结合的处理系统。后期填埋场渗沥液有难生物降解性，应采用以物理化学处理单元为主的处理系统。

预处理可采用物理化学处理方法或预曝气等生物处理方法。

11.1.5.6 渗沥液处理技术

选择渗沥液处理工艺时，应根据当时当地的具体条件，因时、因地制宜地进行考虑。处理工艺可视原水水质与所要求的处理程度，考虑分期实施及跨越处理的可行性。

常用的垃圾渗沥液处理工艺如下：

(1) 厌氧生物处理工艺：UASB、ASBR、接触厌氧、厌氧滤池、复合式厌氧反应池、隔板式厌氧反应池等。

(2) 好氧生物处理工艺：传统活性污泥法、氧化沟、氧化塘、SBR、UNITANK、淹没式生物膜曝气池、生物活性炭流化床等。

(3) 厌氧、缺氧与好氧生物处理的组合工艺：A_2/O、A_N/O、A_p/O、A-B 法等。

(4) 物理化学处理工艺：混凝沉淀、氨吹脱、深度氧化法（臭氧氧化、臭氧 + 紫外线辐射氧化、臭氧催化氧化等）、纳滤、反渗透、超声波、电磁、电解、活性炭吸附等。

11.1.5.7 渗沥液处理示例

【例 1】 某固体废弃物填埋场 1997 年 10 月建成投产，日处理垃圾 2200t。渗沥液处理量 800m³/d，处理成本 15 元/m³。

经过对渗沥液水质的变化规律进行分析表明，在填埋初期，BOD、COD 呈上升趋势，最高分别达到 30000mg/L 和 60000mg/L，而后逐年下降，填埋一年后 BOD 和 COD 基本稳定在 2000mg/L 和 6000mg/L 左右；氨氮随填埋时间升高，一年后稳定在 2000mg/L 左右；pH 值在填埋初期为酸性，随着时间的推移，pH 值升高呈弱碱性，在 7～8 之间；重金属离子浓度在国家标准允许排放的范围内。

该固体废弃物填埋场渗沥液处理设计进水水质：

COD：5000～10000mg/L

BOD:2000～4000mg/L

NH_3-N;1000～4000mg/L

悬浮物:250mg/L

出水水质达到《生活垃圾填埋污染控制标准》(GB 16889—1997)中的三级排放指标限值。

渗沥液处理工艺为:氨吹脱—厌氧生物滤池—A-SBR。

【例2】 某垃圾填埋场1988年1月建成投产,日处理垃圾2500t。渗沥液处理量500m^3/d。

当渗沥液进水COD为8000mg/L,BOD_5为5000mg/L,SS为700mg/L,pH为7.4时,出水满足原《工业废水排放标准》(GB 74—73),即BOD_5≤60mg/L,COD≤100mg/L,SS≤500mg/L,pH=6～9。

渗沥液处理工艺为:厌氧→生物接触氧化→混凝沉淀→氧化塘

【例3】 某垃圾填埋场1991年4月建成投产,日处理垃圾2500t。渗沥液处理量300m^3/d,处理成本10元/m^3。

渗沥液进水水质:COD_{cr}为6000mg/L,BOD_5为3000mg/L

渗沥液出水水质:COD_{cr}为800mg/L,BOD_5为50mg/L

渗沥液处理工艺为:集水井→调节池→一次沉淀池→一次曝气池→二次沉淀池→二次曝气池→三次沉淀池

主要处理构筑物尺寸:

一次沉淀池;长×宽=6m×3m,有效水深2m,水力停留时间2.88h。

一次曝气池:池面积42m^2,有效水深6m,水力停留时间20h,MLSS 5g/L,回流污泥率200%,供气量22m^3/min。

二次沉淀池:长×宽=7m×3.5m,有效水深3m,水力停留时间1.96h。

二次曝气池:池面积31.5m^2,有效水深6m,水力停留时间15h,MLSS 2g/L,回流污泥率30%～50%,供气量8m^3/min。

三次沉淀池:长×宽=6m×3m,有效水深2.5m,水力停留时间2.4h。

【例4】 国外某填埋场渗沥液处理设施,进水COD_{cr}=3200mg/L,BOD_5=225mg/L;出水COD_{cr}=20mg/L,BOD_5≤5mg/L。

渗沥液处理工艺为:膜生物反应器→超滤→纳滤。

膜生物反应器是一种由膜分离单元与生物处理单元相结合的水处理技术。由于膜的高效分离作用,不必设立沉淀、过滤等固液分离设备,不需反冲洗,且出水悬浮物浓度远低于传统固液分离设备,使整个系统具有流程简单、去除污染物效果好、污泥产率低、易于集成、系统占地面积小等特点。

膜分离技术是指在分子水平上,不同粒径的混合物质在通过半渗透膜时,实现机械分离的技术。半透膜又称分离膜,分离膜的特点是膜壁遍布微小孔洞,根据孔径的大小可分为微滤膜、超滤膜、纳滤膜、反渗透膜等。纳滤膜是介于超滤与反渗透之间的分离膜。膜分离技术用于污水处理时体现出高效、出水水质好等特点,有着良好的应用前景。

11.1.6 填埋气体

填埋气是城市生活垃圾填埋场的必然产物,填埋气是由易燃、易爆气体甲烷和对人的嗅

觉有刺激作用的低碳有机硫化物、硫化氢、氨等及其他一些气体成分组成的一种混合气体。这种气体除构成安全隐患外，还会增加大气层温室效应，明显降低一定区域内的空气质量，需要妥善处置。将填埋气由填埋堆体内导出，并逐步完善填埋气收集、处置系统，可有效地消除填埋场内不安全因素，提高场区周边环境质量；而且填埋气也有利用价值。填埋气的收集与处置，是填埋工艺中不可缺少的重要环节之一。

填埋气是指厌氧型生活垃圾填埋场所产生的气体，其成分主要包括甲烷、二氧化碳、一氧化碳、氢、硫化氢、氨、氮和氧等气体，具有易燃易爆特性。填埋气的典型成分为：甲烷(CH_4)：38%～58%；二氧化碳(CO_2)：30%～48%；氢气(H_2)：0～1%；氮(N_2)：2%～10%；氧(O_2)：2%～1%。甲烷的密度为0.7167g/L，比空气略轻，与空气混合在5%～15%的浓度时会发生爆炸和火灾事故。二氧化碳密度为1.9768g/L，约为空气的1.5倍。在填埋场附近的土壤中，甲烷可使土壤缺氧，使得填埋场或附近的植物会受其危害，影响周围景观。

填埋气中甲烷产生的因素主要受垃圾成分、环境温度、堆体内厌氧程度、pH、毒性物质含量的影响。

填埋气在填埋堆体内由于温度及压力的变化，存在由浓度梯度和压力梯度导致的迁移和释放。甲烷气体较轻，沿填埋堆体内阻力较小，渗透系数高的孔隙迁移；在没有相对密闭材料覆盖时，大部分填埋气将通过松散的覆盖层散发到大气中；部分填埋气也会转移到附近土壤中，并继续沿阻力小的路线(如沙层、地下管道等)迁移到附近地区。需要通过工程手段或使用密闭材料，来限定填埋气的活动范围，达到消除安全隐患及保护环境的目的。

11.1.6.1 填埋气产生量估算

填埋气的产生量因垃圾成分、现场操作方法等条件的不同而不同，估算填埋气产生量的方法也有多种。常用的几种方法有：

(1) 试验井方法：在填埋堆体上打试验井，并对每口井进行气体流量和气体质量的测量，在设计时使用所收集数据值的一半为设计值。从试验井中收集的气体还可以分析甲烷、碳氢化合物、硫、微粒和氮含量，这些数据对收集系统设计很重要。

(2) 粗估法：一般假设每吨废物每年产生$6m^3$的填埋气，该产气速率持续时间约在5～15a左右。

(3) 化学需氧量法：假设在填埋气体产生过程中无能量损失；有机物全部分解，生成甲烷和二氧化碳。则根据能量守恒定理，有机物所含能量均转化为甲烷所含能量，即：

$$\text{有机物所含能量} = \text{甲烷所含能量}$$

而物质所含能量与该物质完全燃烧所需氧气量(即COD)成特定比例，因而有：

$$COD_{有机物} = COD_{甲烷}$$

据甲烷燃烧化学计量式：$CH_4 + 2O_2 \Rightarrow CO_2 + 2H_2O$，可导出：

$$1gCOD_{有机物} = 0.25gCH_4$$

为便于实际测量和应用，将甲烷的衡量单位转化为体积(L)，得到：

$$1gCOD_{有机物} = 0.35LCH_4(0℃，常压，即101325Pa)$$

据此，可以计算填埋场的理论产甲烷量(即最大甲烷产生量)。

由于甲烷在填埋气中的浓度约为50%，可近似地认为总气体产生量为甲烷产生量的2倍，于是可得：

$$1\text{kgCOD}_{有机物}=0.7\text{m}^3\ 填埋气(0℃,常压,即\ 101325\text{Pa})$$

这样,如已知单位质量城市垃圾的 COD 以及总填埋废物量,就可以估算出填埋场理论产气量:

$$L_0=W(1-\omega)\eta_{有机物}C_{COD}V_{COD} \tag{11-70}$$

式中　W——废物质量(kg);

C_{COD}——单位物质质量废物的 COD(kg/kg),我国垃圾中的有机物主要为植物性厨房废物,其 $C_{COD}=1.2$kg/kg;

V_{COD}——单位 COD 相当的填埋场产气量(m^3/kg);

L_0——填埋废物的理论产气量(m^3);

ω——垃圾的含水率(质量分数)(%);

$\eta_{有机物}$——垃圾中的有机物含量(质量分数)[%(干基)]。

我国垃圾中的有机组分的化学式及 COD 产气量参数,见表 11-54。

我国垃圾中有机组分及 COD 产气量参数　　**表 11-54**

垃圾成分	化学式	COD(kg/kg 干物质)	P_{COD}(m^3/kg)
厨渣	$C_{26.6}H_{3.7}O_{23}N_{1.6}S_{0.4}$	0.617	0.43
纸张	$C_{41}H_{6.4}O_{39.3}N_{0.7}S_{0.4}$	0.661	0.46
塑料	$C_{61.6}H_6O_{11.6}Cl_{7.5}$	1.96	1.37
布	$C_{41.8}H_{4.7}O_{43.2}N_{0.8}S_{0.4}$	0.597	0.42
果皮	$C_{38}H_{3.7}O_{35.6}N_{1.9}S_{0.4}$	0.716	0.5

注:气体状态为 0℃,常压(即 101325Pa)。

P_{COD}——单位质量干废物的气体产生量(m^3/kg)。

垃圾所产生的气体是做不到完全回收的,最严密的系统也不例外。考虑到有机废物的可生化降解比和在填埋场内的损失,实际潜在产气量为

$$L_{实际}=\beta_{有机物}\xi_{有机物}L_0 \tag{11-71}$$

式中　$\beta_{有机物}$——有机废物中可生物降解部分所占的比例;

$\xi_{有机物}$——在填埋场内因随渗沥液等因素而损失的可溶性有机物所占比例。

可收集到的填埋气量为

$$L_{收集}=\alpha_{填埋气}L_{实际} \tag{11-72}$$

式中　$\alpha_{填埋气}$——为填埋场气体收集系统的集气效率,其值在 30%～80%之间,一般堆放场最大可达 30%,而密封较好的现代化卫生填埋场可达 80%。

填埋场中填埋气产生的持续时间将随填埋废物降解难易、温度、湿度、初始压实程度以及是否可以得到营养物质而变化。

城市垃圾中的有机物质按产气持续时间长短可分为三类:

1) 会迅速分解(3 个月到 5a)的有机物;如:食品废物、纸、树叶和草。

2) 缓慢分解(5a 以上,直到 50a 或更长时间)的有机物;如:纺织品、皮革、木头和树枝、杂物等。

3) 不可生化分解的有机物,如:塑料通常被认为是不可生化分解的。

11.1.6.2 填埋气导排、输送系统

为了达到消除安全隐患及保护环境的目的，填埋气导出及有序收集是填埋场的必备工程措施。而导排、输送系统设置效果的好坏，与治理合理性、有效性有密切关系。

填埋气的导排方式与填埋所进行的阶段有直接关系。在填埋初期，填埋气日产生量较低，对环境及安全尚未构成严重危害，可以采用将填埋气导出填埋堆体后直接向大气散排的工程手段；在填埋中后期，随着填入垃圾数量的增加和垃圾在厌氧条件下堆放时间的延长、填埋气日产生量已具有相当规模，对环境及安全可能构成危害，则需将填埋气导排、输送出填埋作业现场，并采取进一步的处置措施。

填埋气的导排、输送系统由导排设施、输送管道、冷凝液收集系统、风机等构成。常用的流程见图 11-83。

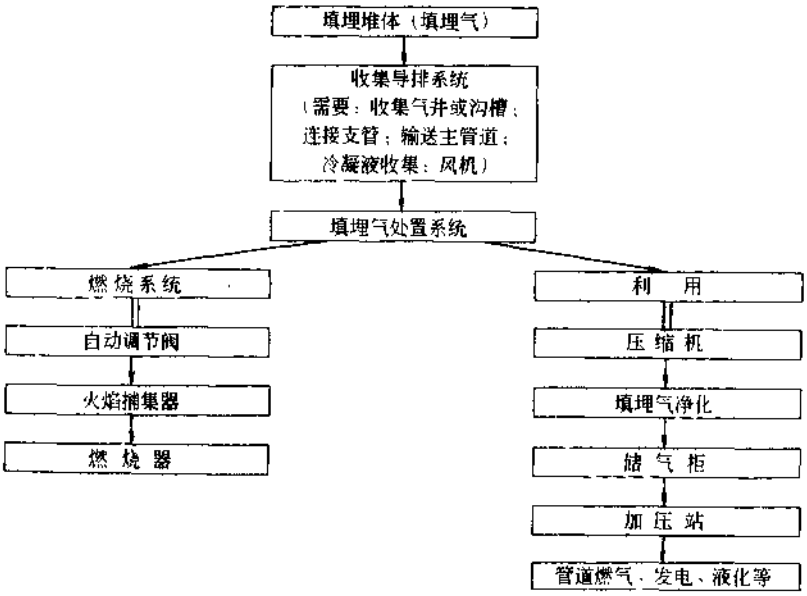


图 11-83 填埋气收集、处置流程

(1) 导排设施的类型：

1) 被动系统：填埋气的导排和释放在单独的非连接点完成。被动系统通常在填埋初期使用，其目的是释放填埋堆体内的填埋气，防止填埋气迁移造成安全隐患。

2) 主动系统：填埋气通过管道连接一组气体收集设施，并使用风机主动提取填埋气。

填埋气导排主动系统由填埋气导气井管、收集支管、总管构成覆盖整个填埋场的填埋气导排网。总管与风机相连，使填埋气不断被抽吸出填埋堆体。

(2) 导排设施布置形式：

1) 垂直系统：垂直系统采用竖井导气，其设置间距根据其影响半径设置。通过收集支管、总管构成覆盖整个填埋场的填埋气收集系统。

① 填埋气导气井管（竖井）：填埋气导气井管由井孔、中心花管及其间填充的砾石组成。中心花管与井孔之间用砾石（直径 50mm 左右）充填。

井孔的参考直径不应小于 500mm。

中心花管是导气井管的关键部分，材质要求耐腐蚀，可选用 PVC 或 HDPE 材质。管径可选 150～300mm，中心花管上孔眼设置要求保持气流通畅、压力损失小、开孔不可造成管强度过分降低。参考孔眼设置：采用直径 13～25mm 的钻头，绕管一周钻 4 个或更多孔眼，各圈孔眼径向错开，相距 100～300mm。

花管与井孔之间，用具有一定孔隙率的松散材料（如砾石）充填，以达到填埋气易于流通的目的。要求砾石中碳酸钙的容许含量（以重量计）<20%。参考粒径为：直径 50mm 左右。

由于在我国现阶段填埋物中有机物含量在 20%～60%左右，在填埋初期即有填埋气产生，因此要求填埋气导排设施在填埋场投入使用时即开始建立。在填埋场的使用过程中逐步完善。底层导气井管基座的设立，既要求不能破坏填埋场底衬层，又要保证能够竖直设立，不阻碍进行填埋作业。要求每层填埋垃圾之间导气中心管相连接，保持竖直，以减少填埋气导出的阻力损失。

填埋气导气井管收集段是在井管下三分之一到四分之三的范围里，收集段的顶部要离地表有足够的距离。为防止空气流入，及有孔花管的孔被土壤堵塞，从砾石表层到井口填入干净土壤并压实，并且在砾石层与干净土壤层之间要浇筑 600～900mm 厚的混凝土隔层。

在填埋气导气井管的井头安装压力、温度监测仪器及设置气体采样口，用于对填埋气质量进行取样监测。

② 气井布置：填埋气导气井管的间隔是有效抽吸气体的关键。应根据抽气井的影响半径（R）按相互重叠原则设计，即其间隔要使其影响区相互交叠。

导气井管的设置要对整个填埋场区形成有交叠的覆盖。过去通常采用“井”字形排列方式，在同样井间距的情况下，把井放在等边三角形的顶点上，三角形的边长等于所要求的井间距可达到更好的交叠效果。导气井管建在边长为 1.732R 的等边三角上（见图 11-84），可获得 27%的交叠；抽气井建在边长为 R 的正六边形的角上，可以获得 100%的交叠。

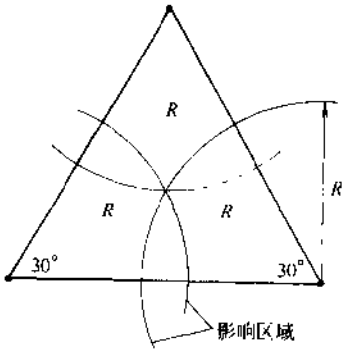


图 11-84　正三角形排列

等边三角形布局是建议采用的布局形式，其井间距计算公式为

$$D = 2R\cos 30℃ \tag{11-73}$$

式中　D——三角形布局的井间距；

R——垂直抽气井的有效半径。

影响半径可用公式计算：

$$q = \pi r^2 hG \tag{11-74}$$

式中　q——抽吸气体流量（m^3/h）；

h——井深（m）；

R——影响半径（m）；

C——填埋气的单位产率［$m^3/(m^3$ 垃圾）］或［（m^3 垃圾·h）］。

在缺少现场实测数据的情况下，井间距可定为 30～50m。

2）水平系统：水平系统采用水平设置的气体收集通道，材料可采用卵石或变径管路，其铺设应保证在填埋堆体发生不均匀沉积时，仍能保持其良好通气性能。

(3) 填埋气输送:填埋气导气井管由导气支管及总管连接覆盖整个填埋场,在导气支管与总管联结处,安装节流阀对填埋气流量进行控制,管道将导气井管与引风机连接,组成输送系统。要求管材耐腐蚀。一般采用不锈钢集气管与风机连接。

(4) 冷凝液:填埋气是含有水蒸气的气体,在填埋气由填埋堆体抽出,经地面管道输送的过程中,当环境温度变低时,气体在管道中由于温度降低,水蒸气发生凝聚;在管道里形成液体,引起气流堵塞和管道腐蚀。要求输送管的坡度大于5%,在填埋气输送管道的低位置处设置冷凝液收集器,使冷凝液能顺利地流向冷凝液排放口。冷凝液排放口间距一般在100~210m之间,冷凝液可合并到渗沥液处理系统进行处理。

冷凝液收集器包括:分离器、冷凝管、泵站、贮存罐。分离器采用碰撞分离或气旋分离,使填埋气中水、气分离;泵站配备流量控制器、潜水泵或真空提升泵,用于冷凝液输送至贮存设备,是一个密封系统。

(5) 风机:一般用一台引风机作为从导气井管到处置设施的收集动力源,引风机应选用具有防腐、防爆的产品。常用设备为离心式引风机。为避免产气波动,安装一台引风机、一台备用机,或多组单元。

填埋气导排系统的整个工艺过程(集气、输配、控制、监控,包括连续进行氧和甲烷分析),应能由程控机进行自动监控。

11.1.6.3 填埋气处置系统

填埋气的处置方法与填埋的不同阶段有直接关系。在填埋初期,由于填埋物数量少,在单位时间内填埋气产生量少,采用以消除安全隐患为目标,将填埋气导出填埋堆体后直接散排的处置方法。

在填埋中后期,随着填埋物总量的增加,填埋气的产生量加大,已具有对环境及安全构成危害的能力,需要将填埋气导出填埋作业现场,并采取进一步的处置方式。

填埋气体,可以通过有序的可控燃烧过程,消除安全隐患,和分解(诸如硫醇、硫醚等)有害恶臭气体,有效控制填埋气污染。填埋气体燃烧可以在作业现场进行,也可以将填埋气引出现场集中燃烧。

(1) 填埋气直接燃烧的处置方法:填埋气可通过燃烧,将填埋气中有机污染物完全焚毁,转变成二氧化碳、二氧化硫、氮氧化物和其他无害气体。

主要设备包括:管道及自动调节阀,点火装置,燃烧器。

燃火设施管道应使用不锈钢管材。

鼓风-燃火设施的阀门通常选用球阀或蝶阀,较大的阀门应能够便于操作及远程控制。

燃烧器有蜡炬式燃烧器和封闭式地面燃烧器两种类型。蜡炬式燃烧器由带有高架燃烧器的垂直管组成,可临时安装,设计重点要避免出现断火现象;封闭式地面燃烧器通常为自然抽气型,其效果取决于燃烧体的高度,因而需要多个燃烧器,填埋气的燃烧火焰需加屏蔽。

(2) 填埋气作为能源利用的处置方法:当填埋气产生量趋于稳定后,要根据填埋场当地的实际情况选择经济合理的利用方式。

1) 常见的利用方法:

① 低热值气体直接利用(蒸汽或热源),销售给邻近的工业等用户。

② 能源转化发电，并入电力管网。

③ 净化提高气体热值后，并入市政燃气网。

④ 净化提纯后转化成液化气，用于汽车动力。

2）不同利用方法的选择原则：

① 低热值气体经脱水、除硫处理后直接利用（蒸汽或热源），是最经济的利用方法，要求用户的距离在3km为最好，超过3km，"费用/效益"就明显下降；

② 能源转化发电，是经常被采用的利用方法。填埋气经脱水、除硫后，经燃气发电机发电后，并入电力管网，获得经济收益；

③ 在附近没有填埋气直接用户时，填埋气经脱水、除硫、除二氧化碳及微量杂质，提高了气体热值，且附近有市政燃气管网并愿意接收时，气体经加压后可并入市政燃气网，获得经济收益；

④ 在附近没有直接用户，且距电力管网、市政燃气管网较远，填埋气可经脱水、除硫、除二氧化碳、氮气、氧气的提纯后，经处理转化成液化气，可用于汽车动力，该方法具有流通范围广泛的优势，可扩大销售渠道，但技术要求高，经济投入较大。

填埋气具体利用方法的选择，要根据填埋场当地的周边情况，及可获得的技术及经济状况，经可行性研究后确定。

3）填埋气应用的基本条件与必要的处理设施准备内容：填埋气成分中除甲烷外，还含有二氧化碳、氮气、氧气、硫化氢等，湿度可能从5%到饱和，具有腐蚀性，且质量和成分不断变化。为了减少填埋气对设备的腐蚀作用及提高填埋气的利用价值，在利用前需要进行预处理。预处理包括脱水、去除腐蚀性严重的硫化氢、为提高填埋气热值去除二氧化碳、氮气、氧气等。

填埋气利用，需要增设一个加压站。加压站应配备压缩机、带调节阀的主收集器、过滤器、鼓风机、安全防爆装置、气体流量计、热量计和压力计等。甲烷和氧气的测量要通过自动气体分析仪，由中心控制室进行监控，电气设备必须设置在防爆间内。

填埋气的产生量具有波动性，为了保证正常和稳定的利用条件，设置储气柜进行调平，保证稳定输出。

11.1.6.4　填埋气安全管理

（1）填埋气所产生安全隐患类型及地点：

1）填埋气易在建筑物、下水道、洞穴、沟槽等地聚集，应进行每周一次的气体检测，防止火灾事故发生。

2）填埋场内的下水道、沟槽、人工洞穴内不能直接进入工作人员。人员在不得不进入坑道作业时，要采取安全措施，配戴防毒面具及吸氧设备，以保证作业人员安全，且应先化验坑道内气体成分，使用通风设备充入氧气至安全状态。当作业人员进入时，须配备安全带，地面两人拉住安全带，一旦发现危险，能够马上将作业人员拉出坑道。

3）填埋气可通过填埋覆盖物表面裂缝逸出，在填埋场区严禁烟火。保持车辆完好，减少车辆热排放及不得排放火星。

（2）填埋场安全措施及发现着火时的处置方法：填埋区、沼气风机站及汽车加油站严禁烟火，并有醒目标志；要求进入填埋场内作业的车辆配备干粉灭火器；场内常备覆盖土，也可有效地用来灭火。当发现填埋场表面着火时要及时灭火。当表面的火源被消灭后，还应向

下挖掘,确认火源已被彻底消灭。在挖掘时若发现火源,在挖掘过程中会有火势变大的现象,应采用灭火器及水车一起使用的方法,把火源彻底消灭。

(3) 场内气体检测:填埋场大气的监测频率、取样方法、测定项目等依照《生活垃圾填埋场环境监测技术标准》(CJ/T 3037—1995)进行。

11.1.7 填 埋 作 业

11.1.7.1 填埋方式

在进行垃圾填埋摊铺时,需根据垃圾的特性及填埋场的地形条件进行。其方式分为两种:即沿斜坡推下,进行摊铺、压实;和沿斜坡往上,摊、铺压实。

沿斜坡推下的方式不易保持垃圾层的厚度均匀,越往下垃圾层厚度越大,也不利于对垃圾的压实。

沿斜坡往上的方式可以保持垃圾层的厚度,同时也有利于对垃圾的压实。

11.1.7.2 压实

(1) 压实密度:原始垃圾的密度一般在0.3~0.4t/m^3,各地区间以及不同城市间也有差别。垃圾的压实一般采用压实机,一般国产压实机压实后的密度能达到0.7~0.8t/m^3,进口压实机的压实密度能达到0.9~1.0t/m^3。

(2) 碾压次数:应根据设备的轮压大、小,垃圾的压缩性能,填埋场地的不同情况等因素综合加以考虑,各填埋场应根据不同情况,在填埋开始时先作碾压次数与压实密度的关系曲线,以确定碾压遍数。一般要求至少碾压3~5回。

(3) 垃圾层的厚度:垃圾摊铺层的厚度将影响压实密度的大小,其厚度越小则压实密度越大;垃圾摊铺层的厚度为30~50cm。垃圾层的一般厚度在2m左右,最多不大于3m。

(4) 工作面的坡度:工作面的坡度越大,垂直压实力越小,压实效果越差;工作面坡度最好不超过3:1(横向:竖向)。

11.1.7.3 覆盖

(1) 覆盖材料:粘土或砂质粘土为非透气性材料,采用此类材料可控制废气泄漏或雨水渗漏。

砂砾、粗砂或经筛选的建筑垃圾为透气性材料,采用此类材料将有利于排放垃圾堆体产生的气体。

(2) 覆土类型:

1) 每日覆土:每日覆土的主要作用是防止垃圾飞散,抑制臭气,防止病虫害孳生,减少雨水渗入。它是在每日填埋作业完成后对填埋工作面进行的覆盖。

2) 中间覆土:中间覆土的主要作用是防止废气外泄,预防火灾发生并提供车辆行走道路。由于中间覆土的暴露时间有时最多长达1a,必须对中间覆土进行定期检查,发现表面龟裂或发生低陷坑洼处时及时进行修复。

3) 最终覆土:最终覆土的主要作用基本与中间覆土相同,但它必须与场址的最终利用相结合,同时还应减少雨水向垃圾堆体内部的渗入。最终覆土的覆盖应尽量减少在堆体外表出现坑洼;在堆体顶部的最终覆土应保证达到2%~4%的坡度,在堆体侧坡处的最终覆土应保证达到1:3的坡度。

(3) 覆土厚度:

1) 每日覆土:当垃圾以不可燃物质为主时,厚度为 30～50cm;当垃圾被破碎或为焚烧后的残渣时,厚度为 15～20cm。

2) 中间覆土:覆土厚度为 30～50cm。

3) 最终覆土:覆土厚度:用于种植草坪及低矮植物时,厚度为 50cm 以上;用于种植中、高大树木时,厚度为 1.0m 以上。

11.1.7.4　填埋机械

(1) 填埋设备的选择:应根据填埋场地的地形、填埋规模、填埋方式以及垃圾种类等因素考虑选用适当的设备,同时确定设备的能力。

(2) 设备分类:填埋设备主要分为三类:

1) 用于处置、摊铺垃圾的设备。

2) 用于开挖及覆盖覆土的设备。

3) 其他为保证垃圾填埋顺利进行的辅助设备。

(3) 主要设备:

1) 推土机:主要用于平整场地、推平覆土和垃圾。

2) 压实机:主要用于摊铺垃圾和土,并对其进行碾压以达到要求的压实密度。

3) 挖土机:主要用于堆筑土堤和开挖排水沟。

4) 挖掘机:主要用于近距离运输物料。

5) 装载机:主要用于近距离运输及装运物料。

6) 小型多功能机械:由于它的机头可以更换,因此它具有和上述设备相同的多种功能。

7) 其他机械设备:填埋场在运行过程中还可投入使用一些道路修建设备,运土设备等。

8) 洒水车:用于场内道路除尘和工作面除尘,用于车辆冲洗,同时还可作为消防用车。

(4) 设备数量:在确定填埋设备的数量时,应考虑以下因素:

1) 当日填埋量。

2) 最大时填埋量。

3) 垃圾填埋场的最终填埋规模。

4) 设备的容量。

5) 每天设备运行时间。

6) 设备检查维修的次数及时间。

7) 设备运行的经济性、合理性。

11.1.7.5　日常管理

(1) 防尘:由于垃圾运输车辆的频繁进出以及在填埋操作过程中机械设备的操作,尤其在干燥季节,应对填埋区飞扬的尘土加以控制。可采用喷淋设备或洒水车向工作面喷洒自来水,或蓄水池贮存的雨水。

(2) 对飞散垃圾的控制:对填埋场飞散垃圾的控制可通过以下方式:

1) 在填埋场四周或工作面附近设置防飞散网。

2) 尽量减少摊铺工作面。

3) 在垃圾压实之后尽早覆盖覆土层。

(3) 设备维修:填埋场的所有设备需根据其不同要求进行定期维修,可根据设备生产厂家提供的要求设定维修计划。

(4) 防火措施:防火措施包括设置沼气收集、处理设备,设置防火隔离带,严禁可燃性物体进入场地,妥善存放燃油、燃料,配备防火设备。

防火设备包括消火栓,洒水车等,填埋场还可备有贮水池及砂土,作消防之用。

(5) 防止病媒孳生措施:尽量做到当日覆盖覆土,以杜绝病媒孳生。此外,还可适当喷洒杀虫剂。

(6) 地下水监测:填埋场及其四周须设置地下水监测设施,包括观测井、采样设备及水质分析设备等。

(7) 气体监测:对填埋过程产生的垃圾气的成分、气量进行监测。

(8) 计量:在填埋场的入口处,须设置地磅等计量设备。同时还应有详细的记录。

11.1.8 填埋场封场及封场后管理

11.1.8.1 终场覆盖

垃圾堆体在填埋结束时,应覆盖最终覆盖层。其作法是:在垃圾堆体上先覆盖一层建筑垃圾,厚度大于或等于1m;建筑垃圾层外为最终防渗层,其作用是阻止水渗入垃圾堆体,防渗层材料可以是粘土、膨润土或防渗膜;最终防渗层上再覆盖排水层,其作用是将渗下的水经排水层导出垃圾堆体以外,排水层厚度需大于或等于0.3m;垃圾堆体的最外层是植被层,即为最终覆土层,其厚度为0.5~1.0m。

11.1.8.2 封场后场地利用

(1) 绿化:为保证垃圾堆体外表不受雨水和风的侵蚀,最通常的作法是在堆体外表种植草皮和植物;应根据不同的气候条件、植物根的长度、覆盖土的类型等确定种植的草种和植物种类,种植的植物必须能有效地防止雨水向堆体的渗入。

绿化完成以后,还需做好维护养护工作。

(2) 种植农作物:封场后的场地如需用来种植农作物,则需在垃圾堆体外部先覆盖一层防渗土层,然后再覆盖农用土层。最终覆土的厚度依农作物的种类不同而异。

(3) 修建建筑物:修建建筑物需考虑填埋场地的沉降及其承载力,防止填埋气体逸入建筑物,造成人身危害或对建筑物发生腐蚀;修建费用也较一般高。

(4) 其他用途:封场后的填埋场还可用作滑雪场、高尔夫球场、比赛场、游艺场所、公园等。

11.1.8.3 封场后管理

(1) 封闭:当垃圾填埋场封场后不考虑场地利用时,可封闭通往垃圾填埋场的道路,并树立标志。

(2) 渗沥液管理:渗沥液系统包括渗沥液的收集、输送、处理和排放;封场后的管理包括对管理设施的维修、更新、改造等,应保证其功能的正常发挥,使之处于良好的运行状态。

(3) 垃圾气体管理:垃圾气体系统包括气体的收集、输送、排放等;封场后的管理包括对管理设施的维修、更新、改造等,应保证其功能的正常发挥,使之处于良好的运行状态。

(4) 维修和养护:垃圾填埋封场后由于沉降和不均匀沉陷,还需对其外表进行维修和养护,以尽可能减少地面水渗入堆体,稳定垃圾堆体,避免垃圾流失,并美化景观。维修养护工作包括垃圾堆体的整形与压实,覆土的覆盖,边坡的稳定以及种植植物等。

(5) 监测:为全面了解垃圾填埋场封场后垃圾分解稳定过程及其对环境产生的影响,需

进行有效的监测。监测内容包括渗沥液的水质、水量，产生的垃圾气的成分及气量，地下水的状况，填埋场附近空气质量等。

11.2 好氧高温堆肥

11.2.1 作 用

好氧高温堆肥，具有减小堆肥原料体积、重量和水分，减少有机物分解过程中产生臭气，并通过发酵时产生高温杀灭病原体等功效。处理后的物质达到稳定状态，比处理前易于贮存与运输，并可作为肥料农用。

11.2.2 原料条件与工艺控制

堆肥化适用于非流体且可进行生物降解的湿物质，城市生活垃圾、市政污泥、动物粪便、农业及城市绿化废物等都可以作为堆肥的原料。

堆肥化过程是复杂的生物化学反应过程，它受到来自堆料初始参数和工艺控制两方面的影响，适宜的堆料成分和工艺控制，是获得良好堆肥化效果的重要条件。

11.2.2.1 原料条件

好氧高温堆肥的堆料，由固体物和存在于固体物孔隙中的水与气体构成。其中固体物起到了支撑堆体稳定的作用，同时也是携带和保持发酵所必需营养物质和水分的载体。

根据堆料状况对堆料的初始理化成分进行调整，是改善堆肥化条件的重要手段，常见的调整内容有堆料含水量、固体物质含量、易于生物降解物质含量、堆料碳氮比值。

由于微生物的生长、繁殖与代谢活动需要水分，因而堆肥体含有适宜的水分是进行生化反应的必要条件之一。在一定范围内反应率随含水率降低而降低，当含水率低于 15%～20%时，生化反应将处于微弱状态，因而保持足够的水分是必须的。但是作为通常意义的堆肥来讲，物料含水率过高时也将难以进行。首先，在堆肥化过程中必须维持堆肥体内具有足够的氧气，用于满足生化反应的需要。如果堆料含有水分多到充满固体物孔隙时，将妨碍气体流通，生化反应所需氧的供应将受到影响。同时，堆料中还必须含有足够数量的易降解有机物质，为生化反应提供能量。由于堆料中有机物质主要是以固体状态存在，一份堆料的总量是固定的，水分多时固体物质数量必然少，可进行生化反应的物质相应减少，将会出现堆肥化过程产生的热量不足以使堆体温度上升，并维持足够的时间的现象，达不到杀灭致病菌和降低堆肥成品水分的目的。

为了保证堆肥体的稳定性和具有足够的反应能量，防止水分充满固体物孔隙而妨碍气体流通，用于堆肥的原料必须持有足够数量的固体物，堆料水分与固体物初始含量分别控制在 60%和 40%较为适宜。同时需要注意的另一重要因素是，固体物料中易生物降解物质含量应当大于 50%，当低于此值时应当设法进行适当调整。

堆料初始 C/N 比掌握在≤35，对于缩短堆肥化时间是重要的，过高的 C/N 比会导致堆肥化时间的延长。

以城市生活垃圾和市政污泥为基本原料进行堆肥时，C/N 比一般是可以接受的。但是，如果在调整堆料含水量或可降解物含量时采取添加物料方式，应当注意添加物对堆料

C/N 比的影响。这是因为有些有机物质 C/N 比非常高,例如小麦秸秆和木屑的 C/N 比分别高达 130～150 和 200～500,添加过量,有可能导致最终混合物 C/N 比不适宜。

11.2.2.2 工艺控制

进行好氧高温堆肥除需要考虑堆肥物料的初始理化成分外,还应当为整个堆肥化过程提供充足的氧,维持堆体适当的温度、堆料理化指标参数均匀化以及正确掌握堆肥周期。

在高温堆肥中经常使用的通气方法分为自然通气法和强制通气法。

自然通气法在传统堆肥中曾得到广泛的应用,但是,由于强制通气法能够灵活控制通气量,满足不同堆肥化时段对氧的需要,因而在现代工业化好氧堆肥技术中,强制通气法得到了普遍的应用。

一般来说,堆肥过程通气量的设计与生化反应需氧量、堆肥体温度控制和堆料含水率降低有密切关系,设计通气量时必须综合以上几方面的因素。根据已有的实践经验,每吨堆料设计通气量为 0.5～1m^3/min 可以同时满足堆肥化过程对氧的需求和控制堆肥体温度的目的,并不致引起堆料含水率的过分降低。

通气控制方式可以设置为连续通气,也可以设置为间歇通气。由于原料、设施和堆肥时段的差别,所需要的通气量是有差别的,需要操作人员在实际操作中,根据具体情况,逐步积累经验,做到既满足通气量需求,又节省能源。

堆肥体是否具有均匀分布的水分、C/N 比、易生物降解固体物以及透气孔隙、对于堆肥化具有重要的意义。理化成分非均匀分布,可能导致局部堆体温度较低,不足以杀灭病原体,或因局部厌氧而产生臭气。

为使理化参数均匀化,可以采取如下的做法:

(1) 堆料的颗粒大小适中,并在发酵前进行充分混合。

(2) 堆肥化开始之后,一般可以通过翻堆,改善堆料理化参数均匀化,但要注意频繁的翻堆会导致热量大量散失,引起堆体温度大幅度降低,不利于杀灭病原体。

(3) 在使用静态条形堆堆肥方式时,在堆肥体表层覆盖一层熟堆肥,减缓堆体表层物料的水分和热量散失,可以使堆肥体水分与温度整体上分布基本均匀,特别是该法能解决堆肥体表层因水分与温度过量散失,导致生物降解过程放慢或停止,和不能杀灭病原体等问题。

堆肥周期是由堆料中有机物的"稳定化"决定的,也就是堆料中有机物达到"稳定",即表示堆肥化结束,如何认定堆肥物料达到了"稳定",是确定堆肥周期的关键。

严格讲,只有把全部有机物都氧化成 CO_2 和 H_2O,才会达到完全的稳定。如果要获得完全的稳定需要非常漫长的时间,这在实际操作中是不适宜的,特别是当堆肥产物要作为肥料使用时,其价值基本取决于有机质含量的多少,因而更是不适宜的。

关于如何判定"稳定性",已经进行了大量的研究。但是,到目前为止提出的一系列判定方法,仍然处于"定性"判定的水平,在实际应用当中,几乎还没有什么方法可替代操作人员的经验。实践证明,有经验的操作人员通过对堆肥的颜色、气味、颗粒大小、疏松程度和最终产物是否引诱昆虫或孳生昆虫的幼虫等,来判定堆肥是否达到"稳定化",通常是可行而且准确的,经验判定法目前仍是堆肥工厂普遍采用的方法。

11.2.3 工 艺 流 程

堆肥基本工艺流程为:堆料预处理→发酵→后处理

随着堆肥技术应用领域的扩展和堆肥过程工业化的需要，特别是为满足处理城市生活垃圾和市政污泥这种特殊物料的需要，以基本工艺流程为基础，辅以不同功能项，开发出了多种各具特色的堆肥工艺。

(1) 堆料预处理阶段：其工作内容是调整堆料理化参数，目的是使之适宜进行作业，和满足好氧生化反应所需条件。常见的处理方法有物料分选、铁金属回收分选、粒度破碎、堆料水分与固体物含量调整和物料混合等。

(2) 发酵阶段：是堆肥化的重要阶段，发酵效果的好坏、基本上决定了堆肥化的成败。

实践中，一般根据发酵时耗氧速率将发酵分为两个阶段，即一次发酵和二次发酵。一次发酵是堆肥化的主发酵段，耗氧速率高，堆体温度迅速上升，同时含水率迅速降低。一次发酵结束时，出现氧消耗速率明显降低，生化反应产生的热量不能维持堆体温度平衡，导致堆体温度开始下降。二次发酵是堆肥化的辅助发酵段，通过进行二次发酵，可以使堆料性质进一步趋于稳定，含水率也进一步得到降低。通常又按照发酵时是否翻倒堆料，将堆肥化划分为静态堆肥和动态堆肥。原则上讲，无论是静态堆肥还是动态堆肥，发酵阶段都需要满足生化反应需氧量、保持堆肥体温度和含水率处于适宜范围，并分布均匀，但采用的方法不同。

经过发酵的堆料已处于“稳定”状态，但是作为合格的农业肥料还需要做进一步的处理，以符合有关标准和满足使用要求。

11.2.4　典型方法与设计说明

11.2.4.1　堆料预处理阶段

(1) 物料分选：

1) 粗选：

① 分选方法：人工法。

② 使用目的：清除妨碍机械作业或者是妨碍堆体透气性的物体(视物料成分确定是否需要)。

③ 作业方式：人工检验准备进行堆肥的物料，并将可能妨碍机械作业或者是妨碍堆体透气性的物体清除。

④ 设计要求：检验和清除过程可在来料卸料场地进行。

2) 分类选：

① 分选方法：人工。

② 使用目的：

ⅰ. 分类回收废物。

ⅱ. 去除不宜堆肥物质。

③ 作业方式：

ⅰ. 场地分拣：设置分拣场地，操作人员在场地内将物料根据要求进行分类。

ⅱ. 分选线分拣：分选线由定量给料机、传送带、分拣工位和物料分类回收设施(设备)组成，操作人员于分拣工位完成分拣工作。

④ 设计要求：

ⅰ. 分拣场地：场地应高于周围地面，防止出现积水；露天作业分拣场地周围与顶部应设置拦网，防止塑料袋等轻物质飞散；如在封闭式分拣车间作业，车间应具有良好的通风与

照明条件。

ⅱ. 分选线:传送带带速≤0.3m/s;手选带传送物料厚度应方便分拣;手选工位应设置安全防护装置和换气装置。

3) 粒度选:

① 分选方法:机械。

② 使用目的:选取适宜粒度物料,去除垃圾中过量的灰土与有碍通气的塑料布、塑料袋等,提高堆料易降解物质含量与堆料的透气性。

③ 作业方式:由给料机和输送机将物料定量送至筛分机,分离后不同粒度物料由出料输送机分别送出。

④ 设计要求:

ⅰ. 常用筛分机为滚筒筛和振动筛,目前国内还没有专用筛分机的统一技术标准,选用筛分机时需向专用设备设计、制造厂家详细询问其技术性能。

ⅱ. 采取措施控制设备噪音与粉尘污染。

4) 铁金属回收选:

① 分选方法:磁力分选。

② 使用目的:去除并回收堆料中铁金属。

③ 作业方式:磁选机安装于输送带上方或卸料端,利用磁力选出铁金属,并通过机构将收取到的金属卸入收集容器。

④ 设计要求:磁选机分为电磁机和永磁机。在保证分选效果时,使用永磁机可以降低运行费用。

(2) 粒度破碎:

1) 破碎方法:机械破碎。

2) 使用目的:获得适宜的堆料粒度,改善堆料颗粒均匀程度。

3) 作业方式:一般为连续式作业。

4) 设计要求:

① 出料粒度≤60mm。

② 采取措施控制设备噪音与粉尘污染。

(3) 物料混合:

1) 混合方法:机械翻倒。

2) 使用目的:

① 通过添加物料,调整堆料初始理化参数。

② 提高堆料水分、有机物质等分布均匀程度。

3) 作业方式:作业方式可以是间歇式,也可以是连续式。间歇式作业,一般是将需要混合的物料放入场地,然后由人工或机械(如铲车、天车抓斗)进行翻倒。连续式作业,需要定量给料机的均匀供料和连续运转的混合器完成物料混合。

4) 设计要求:日处理量≥50t 应考虑连续式作业方式。

(4) 堆料水分与固体物质含量调整:作业方法用于堆肥的物料初始含水率低时,通过向堆料加水可以增加含水率,当含水率高时可以采取两种方法调整,一种是晾晒方法;另一种是添加固体物料方法。

1）晾晒脱水法：是通过对物料的翻倒晾晒，使物料失去部分水分。晾晒脱水的方法经实践证明是有效的，但该方法的缺点是只适用于蒸发量大于降水量期间使用。

2）固体物料添加法：是通过按比例向物料混入低含水率固体物质达到调低堆料含水率的目的。固体物料添加法具有较强的适应性，缺点是增加了处理量。

使用固体物料添加法，在使含水率降低的同时会引起堆料中易降解物比例的变化。例如添加的物料是熟堆肥或者是不可降解的无机物等，可以在使堆料含水率降低的同时引起易降解物比例的降低；添加物料是脱水后的农作物秸秆、木屑或绿化废物等，可以使堆料含水率降低，但是如果添加过量，就有可能引起堆料 C/N 比的失调。

(5) 计算公式：

1）堆料晾晒脱水，蒸发干燥需要的时间和占地面积估算公式：

$$d=\frac{p_c d_c r_c}{(E-P)r_w}\quad (E>p) \tag{11-75}$$

式中　d——干燥需要的时间(d)；

d_c——物料晾晒层厚度(mm)；

E——蒸发量(mm/d)；

P——降水量(mm/d)；

p_c——单位物料待蒸发掉的水重量($t_{水}/t_{料}$)；

r_c——晾晒前物料密度(t/m^3)；

r_w——水的密度(t/m^3)。

占地面积估算公式：

$$s=\frac{x_c}{r_w d_c}\frac{p_c d_c r_c}{(E-P)r_w}=\frac{x_c p_c}{(E-P)r_w}\times 10^2\quad (E>p) \tag{11-76}$$

式中　s——占地面积(m^2)；

x_c——混合前堆料湿重(t/d)。

2）添加固体物料降低含水率混入物料添加比率的计算公式：

① 添加比率(干基)计算公式：

$$R_d=\frac{s_i x_i}{s_c x_c}=\frac{\frac{s_m}{s_c}-1}{1-\frac{s_m}{s_i}} \tag{11-77}$$

式中　R_d——添加物质干重与混合前堆料干重比值(%)；

s_c——混合前堆料固体百分含量(%)；

s_i——添加的低含水率物质的固体百分含量(%)；

s_m——混合后固体百分含量(%)；

x_i——添加的低含水率物质湿重(t/d)。

② 添加比率(湿基)计算公式：

$$R_w=\frac{x_i}{x_c}=\frac{s_m-s_c}{s_i-s_m} \tag{11-78}$$

式中　R_w——添加物质湿重与混合前堆料湿重比值(%)。

3) 调整堆料可降解物与固体物质含量添加物用量与混合堆料总重计算公式：

$$x_a=\frac{x_c\left[s_r\left(\frac{s_c}{s_m}-1\right)(v_r-v_m)+s_c\left(\frac{s_r}{s_m}-1\right)(v_m-v_c)\right]}{s_r\left(1-\frac{s_a}{s_m}\right)(v_r-v_m)-s_a\left(\frac{s_r}{s_m}-1\right)(v_m-v_a)} \tag{11-79}$$

式中 x_a——添加的秸秆等物质湿重(t/d)；

s_a——添加的秸秆等物质的固体百分含量(%)；

s_r——添加的熟堆肥(或不可降解的无机物等物质)的固体百分含量(%)；

v_a——添加的秸秆等物质中固体的可降解百分比(%)；

v_c——混合前堆料中固体的可降解百分比(%)；

v_m——混合后堆料中固体的可降解百分比(%)；

v_r——添加的熟堆肥(或不可降解的无机物等物质)中固体的可降解百分比(%)。

$$x_r=\frac{s_c x_c(v_m-v_c)+s_a x_a(v_m-v_a)}{s_r(v_r-v_m)} \tag{11-80}$$

式中 x_r——添加的熟堆肥(或不可降解的无机物等)湿重(t/d)。

$$x_m=x_c+x_a+x_r \tag{11-81}$$

式中 x_m——混合后物料总湿重(t/d)。

11.2.4.2 发酵阶段

(1) 自然通气方法发酵：自然通气堆肥方法，通常使用条垛方式，该方法属传统的堆肥工艺，具有较强的实用性，现仍被广泛使用。

1) 作业方法：

① 使用前端式装载机或专用布料机将堆料码放成条垛。

② 覆盖堆体裸露表层。

③ 翻倒堆料。

④ 翻堆时可通过喷洒增加堆料水分(如果需要)。

2) 设计要求：

① 发酵时间：150～180d。

② 初始条垛尺寸：堆体长度一般无限制，但设计时要考虑场地条件。

建议堆垛底宽：4～6m。

堆体高度：1.5 ～2.5m。

堆垛夹角：45°～60°。

③ 堆体表层覆盖：覆盖材料使用经过二次发酵，颗粒≤12mm 的熟堆肥，覆盖层厚度约 30～50mm(只第一次码放堆垛时覆盖)。

④ 通气：自然通气，堆肥开始的最初 40d 每 10d 翻堆一次，以后每 30～40d 翻堆一次。为提高通气能力，可以考虑在堆体内放置一些稻草捆、荆条捆或者带有钢丝衬的橡胶花管等。放置方法见图 11-85。

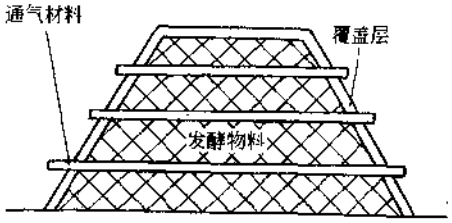


图 11-85 静态发酵通气方式示意

⑤ 场地排水：场地应高于周围地面，防止出现积水浸泡堆料。

(2) 强制通气方法发酵：强制通气发酵技术有效地解决了自然通气不能充分满足发酵初期剧烈生化反应所需氧的问题，成功地推动了工业化堆肥的发展。

强制通气发酵技术主要应用于耗氧量大的一次发酵过程，耗氧量较低的二次发酵一般仍采用自然通气方法。

由于一次发酵是堆肥工艺主发酵段，通常人们习惯根据一次发酵是否翻倒堆料，将发酵过程称为静态堆肥或动态堆肥。

1) 静态堆肥：静态发酵可以采用仓式和条垛式两种方式(见图 11-86、87)。仓式较条垛式环境效果好，受降雨影响小，但投资高于条垛式。

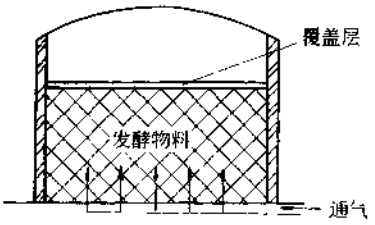


图 11-86　仓式发酵强制通气示意

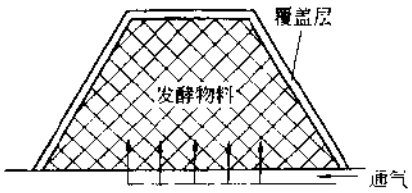


图 11-87　条垛式发酵强制通气示意

① 一次发酵作业方法：

ⅰ. 使用前端式装载机，或专用布料机，将堆料码放成条垛或送入发酵仓。

ⅱ. 覆盖堆体裸露表层。

ⅲ. 强制通气。

ⅳ. 一次发酵结束、堆料移入二次发酵场地。

ⅴ. 清理一次发酵现场，排放通气道内积存渗液和清理通气孔及通气道内积存固体物。

② 二次发酵作业方法：

ⅰ. 使用前端式装载机或专用布料机，将已完成一次发酵的堆料码放成条垛。

ⅱ. 自然通气。

③ 一次发酵设计要求：

ⅰ. 发酵时间：15d。

ⅱ. 条垛(发酵仓)初始尺寸：堆体(仓)长度一般无限制，但设计时要考虑场地条件和通气系统向堆体均匀供风要求。

建议条垛(仓)底宽：4～7m。

堆体高度：2～2.5m。

条垛夹角：45～60°。

ⅲ. 堆体表层覆盖：一次发酵覆盖材料使用经过二次发酵、颗粒≤12mm 的熟堆肥，覆盖层厚度约 30～50mm。

ⅳ. 通气系统：设计通气量每吨堆料 $0.5m^3/min$。

通气机风压：3000～5000Pa(根据物料密度确定)。

地下通气道与地面通气孔：通气道的设计方式可参照图 11-88、89 所示方法。

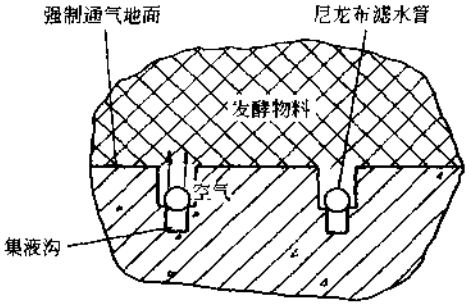


图 11-88 通气道设计方式(之一)示意

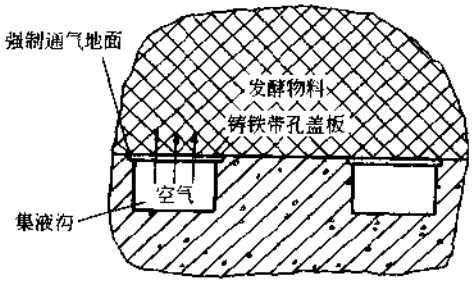


图 11-89 通气道设计方式(之二)示意

设计时需要注意,该通气道同时具有贮存孔隙落下来的固体物和渗沥液的作用,通气道应有足够的空间容纳下落固体物和渗沥液,并使通气道内气体处于低速流动状态,保证地面通气孔出风量相同。

通气孔建议使用宽度为 12mm 左右长形孔,要求孔的总面积大于堆肥区面积 15%,且要求通气孔于通气区域内均布。

通气区位于堆肥物料堆放区域中部,其周边至堆肥物料堆放区域边界留有 500mm,防止气体短路的保护区域(见图 11-90)。

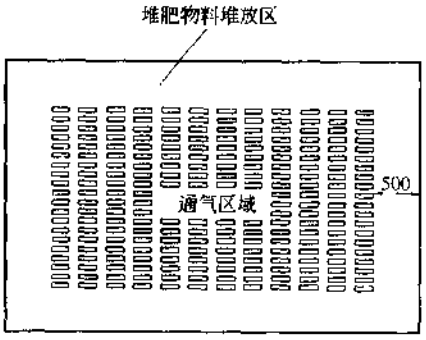


图 11-90 通气区域布置示意

Ⅴ. 排水系统:发酵初期会有相当数量水分通过通气孔下渗至地下通气道,排水设计方案见图 11-91、92。

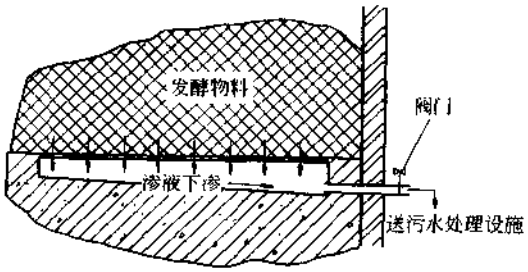


图 11-91 排水设计方案(之一)示意

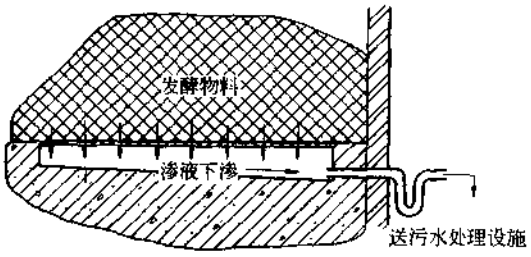


图 11-92 排水设计方案(之二)示意

使用图 11-92 设计方案时需注意 U 形水封存水深度要≥650mm。

④ 二次发酵设计要求:

ⅰ. 发酵时间:30~45d。

ⅱ. 条垛初始尺寸:堆体长度一般无限制,但设计时要考虑场地条件。

建议条垛底宽:4～6m。

堆体高度:2～2.5m。

条垛夹角:45°～60°。

ⅲ. 二次发酵通气系统:10d 左右翻一次堆。

ⅳ. 场地排水:场地应高于周围地面,防止出现积水浸泡堆料。

2) 动态堆肥:动态堆肥的一次发酵通常是在大型的发酵设备内完成,人们按照设备安装方式分为竖式和卧式,按照物料流动状态又可分为分仓式和连续式,二次发酵同静态堆肥二次发酵方法。

① 竖式发酵器:典型竖式发酵设备简图见图 11-93、94。

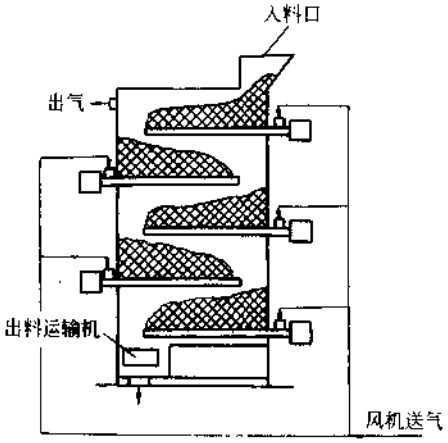


图 11-93　分仓式发酵竖窑示意

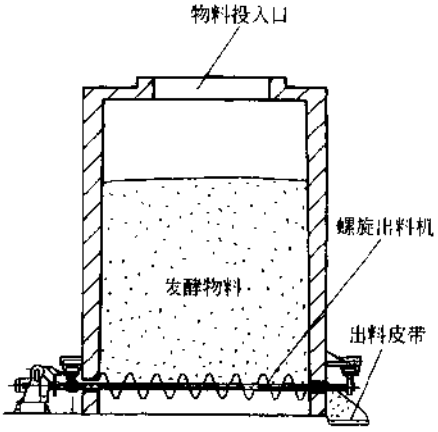


图 11-94　连续式发酵竖窑示意

ⅰ. 分仓式发酵器:

(ⅰ) 作业方法:

ⅰ) 使用定量给料机和输送机,连续将堆料均匀送入窑顶自动布料器。

ⅱ) 布料器将堆料均匀送入顶层发酵仓。

ⅲ) 通过安装于发酵仓内的送料器,匀速推动堆料,使之均匀下落至下一发酵仓。

ⅳ) 强制通气。

ⅴ) 连续或间歇出料。

(ⅱ) 设计要求:

ⅰ) 发酵时间:一次发酵:5～10d。

ⅱ) 发酵仓层数>5 层,每层发酵仓允许料层厚度 1m 左右,有效发酵面积>3×3m^2。

ⅲ) 设计通气量:每吨堆料 0.5m^3/min。

ⅳ) 仓壁具有一定保温性。

ⅱ. 连续式发酵器:

(ⅰ) 作业方法:

ⅰ) 使用定量给料机和输送机,连续将堆料均匀送入窑顶自动布料器。

ⅱ) 布料器将堆料均匀送入发酵仓。

ⅲ) 强制通气。

ⅳ）安装于发酵仓底部的螺旋出料机连续或间歇出料，随出料过程上层堆料自然塌落。

ⅴ）堆料塌落出现空间，再次入料。

（ⅱ）设计要求：

ⅰ）发酵时间：一次发酵：5～10d。

ⅱ）发酵仓允许料层厚度4m左右，有效发酵面积>$3m^2 \times 3m^2$。

ⅲ）通气系统设计通气量：每吨堆料$0.5m^3/min$，通气机风压3000～5000Pa（根据物料密度确定）。

ⅳ）仓壁具有一定保温性。

ⅲ．卧式发酵器：典型卧式发酵设备简图，见图11-95、96。

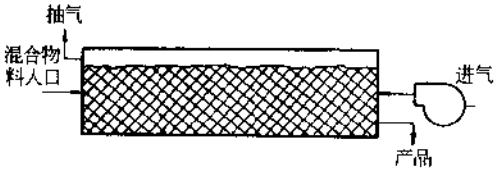


图11-95 连续式发酵卧窑示意

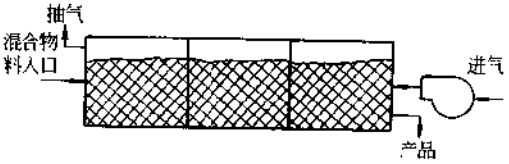


图11-96 分仓式发酵卧窑示意

（ⅰ）作业方法：

ⅰ）使用定量给料机和输送机，连续将堆料均匀送入发酵滚筒。

ⅱ）倾斜安装的发酵滚筒匀速转动，同时连续强制通气。

ⅲ）连续或间歇出料。

（ⅱ）设计要求：

ⅰ）发酵时间：一次发酵：5～10d。

ⅱ）发酵器直径≥3m。

ⅲ）筒体转速0.1～1r/min。

ⅳ）设计通气量：每吨堆料$0.5m^3/min$。

ⅴ）仓壁具有一定保温性。

11.2.4.3 后处理阶段

后处理阶段是产品的最终加工阶段，具体的处理方法与产出品的应用目的有着密切关系。一般来说，产出物的应用方向可分为两类，即一般土源应用和作为肥料应用。

(1)“一般土源”生产：“一般土源”指的是产出品用做填埋场覆盖用土、填坑、垫路等用土。其常用的生产方法是粒度筛分。

高温发酵完成以后，物料经过生化反应已经进入稳定状态，且已完成灭菌工作，可以通过粒度筛分的方法去除物料中较大颗粒的杂物；例如塑料（膜）、玻璃、金属和橡胶等。

目前，国家没有与此相关的标准，其质量建议参照执行《城镇垃圾农用控制标准》（GB 8172—87），其中杂物粒度和含有量也可以根据具体应用目的另行设定。

1）作业方式：由给料机和输送机将物料定量送至筛分机，分离后不同粒度物料由出料输送机分别送出。

2）设计要求：

① 常用筛分机为滚筒筛和振动筛，目前国内还没有专用筛分机的统一技术标准，选用

筛分机时需向专用设备设计、制造厂家详细询问其技术性能。

② 采取措施，控制设备噪声与粉尘污染。

(2) "肥料"生产：产出品作为肥料用于农林业生产时，根据加工质量和肥效可分为粗肥和精肥。

1) 粗肥生产：我国已于1987年发布，并于1988年实施《城镇垃圾农用控制标准》(GB 8172—87)，"标准"明确规定了垃圾肥基本质量要求和施用条件。见表11-55。

城镇垃圾农用控制标准值　　表11-55

序　号	项　目	标准限值	序　号	项　目	标准限值
1	杂物(%)	≤3	9	总砷(以As计)(mg/kg)	≤30
2	粒度(mm)	≤12	10	有机质(以C计)(%)	≥10
3	蛔虫卵死亡率(%)	95～100	11	总氮(以N计)(%)	≥0.5
4	大肠菌值	10^{-1}～10^{-2}	12	总磷(以P_2O_5计)(%)	≥0.3
5	总镉(以Cd计)(mg/kg)	≤3	13	总钾(以K_2O计)(%)	≥1.0
6	总汞(以Hg计)(mg/kg)	≤5	14	pH	6.5～8.5
7	总铅(以Pb)计(mg/kg)	≤100	15	水分(%)	25～35
8	总铬(以Cr计)(mg/kg)	≤300			

注：1. 表中除2、3、4、项外，其余各项均以干基计算。

2. 杂物指塑料、金属、玻璃、橡胶等。

《城镇垃圾农用控制标准》(GB 8172—87)第2条2.2内容明确提出，"施用符合本标准的垃圾，每年每亩农田用量，粘性土壤不超过4t，砂性土壤不超过3t，提倡在花卉、草地、园林和新菜地、粘土地上施用。大于1mm粒径的渣砾含量超过30%及粘粒含量低于15%的渣砾化土壤、老菜地、水田不宜施用。"

这种肥料因粒度粗糙，使用范围受到一定限制，习惯上将这种肥料称为粗肥。粗肥常用的生产方法与生产"一般土源"相同，采用粒度筛分。

2) 精肥生产：目前粗肥不受欢迎，原因有两个方面：颗粒粗糙，大量施用引起土壤渣化；其次肥效低，需要大量施用，农民劳动强度大。

通过研磨等精细加工和添入化肥调整肥效，是常用的精肥生产方法。有时还通过进一步加工，将其制造成不同形状和大小的颗粒，并进行适当包装，以方便运输和机械化施肥作业。

由于当前以城市生活垃圾为原料生产的堆肥，定性为有机肥，目前还没有国家标准，产品质量建议参照《城镇垃圾农用控制标准》(GB 8172—87)中3～14项指标执行，水分参照《复混肥料》(GB 15063—94)中指标执行，见表11-56。

复混肥料指标　　表11-56

项　目		高浓度	中浓度	低浓度	
				三　元	二　元
总养分($N+P_2O_5+K_2O$)含量(%)	≥	40.0	30.0	25.0	20.0
水溶性磷占有效磷百分离(%)	≥	50	50	40	40

续表

项目			高浓度	中浓度	低浓度	
					三元	二元
水分(游离水)(%)		≥	2.0	2.5	5.0	5.0
粒度	球状(1.00~4.75mm)(%)	≥	90	90	80	80
	条状(2.00~5.60mm)(%)	≥				
颗粒平均抗压碎力	球状(2.00~2.80mm)(N)	≥	12	10	6	6
	条状(3.35~5.60mm)(N)	≥				

注：1. 总养分含量应符合要求外，组成该复混肥料的单一养分最低含量不得低于4.0%。

2. 以钙镁磷肥为单元肥料，配入氮和(或)钾制成的复混肥料可不控制"水溶性磷占有效磷百分率"的指标，但必须在包装袋上注明养分为枸溶性磷。

3. 冠以各种名称的以氮、磷、钾为主体的三元或四元的固体肥料，均应符合本标准的技术要求。

精肥生产的说明如下：

① 脱水：

ⅰ. 使用目的：降低物料水分，便于磨碎机械工作。

ⅱ. 作业方式：气象条件许可地区，可使用风干方法。气象条件不许可地区，应考虑使用烘干设备作业。

ⅲ. 温度控制：为防止有机物碳化，烘干温度不得高于200℃。

② 物料磨碎：

ⅰ. 磨碎方法：机械磨碎。

ⅱ. 使用目的：获得适宜的肥料粒度，防止施肥引起耕地迅速渣化。

ⅲ. 作业方式：一般为连续式作业。

ⅳ. 设计要求：

(ⅰ) 出料粒度≤0.1mm，其中≥0.01mm颗粒含量应低于50%。

(ⅱ) 采取措施控制设备噪音与粉尘污染。

③ 配料：

ⅰ. 目的：适量加入化肥，适当提高肥效和改善肥料成型性质。

ⅱ. 混拌方法：机械作业。

ⅲ. 作业方式：间歇或连续式混拌。

ⅳ. 设计要求：混拌均匀。

④ 造粒：肥料颗粒与形状，建议执行《复混肥料》(GB 15063—94)相关内容标准。

⑤ 产品包装与贮存：为方便运输与贮存，产品可进行包装。产品贮存应考虑防潮措施。

11.2.5 堆肥过程二次污染的防治

堆肥过程会产生二次污染，如臭气、灰尘、污水、设备噪声等。当堆肥产物作为肥料使用时，如果有害成分超标(例如重金属)，将会使农田受到污染。在设计堆肥厂时，应对可能的污染做好预测分析，并采取相应措施加以防治，使其达到排放标准或使用标准。

(1) 防治垃圾渗出液污染：堆肥生产中的污水主要发生在堆肥的一次发酵阶段。这主要是由于垃圾的自身含水及入场前雨水的淋沥而产生的，这部分污水为垃圾渗沥液。在设

计中要注意收集，一次发酵仓(场地)的地面要有导流坡度，同时还要做好地面防渗，收集的渗沥液汇入集液井中，统一送至污水处理厂集中处理。

进入二次发酵的垃圾基本不会产生垃圾渗沥液，在实施中主要是防止外来水体浸泡堆体，二次发酵场地在设计时应高于地平，以防止雨水汇入该区域。

(2) 大气污染防治：由于堆料的不均匀性，一次发酵中有可能出现局部厌氧而产生氨和硫化氢等臭气，这些气体会污染环境，同时给人们嗅觉上造成不快的感觉。

堆肥工厂常用的废气处理方法有两种，一种是通过烟囱向高空扩散；另一种是利用熟堆肥、锯末等材料，对臭气吸附除臭。

(3) 扬尘和飘飞物的防治：由于堆肥物含有一定的水分，一般不会产生扬尘，堆肥厂的扬尘和飘飞物主要来源于运输过程，同时在露天的堆肥过程中会有飘飞物产生。因此在运行中要在车辆通行的路线上经常洒水，用密封车辆运输垃圾或用苫布遮挡，防止扬尘和轻物质飞扬。同时防止垃圾过多暴露，露天堆肥一定要采用熟堆肥覆盖，防止堆肥物中的轻物质飞扬。

(4) 噪声的防治：部分堆肥设备在运行中会产生较强的噪音，在设计中可考虑采用车间生产，也可采用局部消音、隔音措施，控制噪音对外界的干扰。

场内进出的车辆较多，并有大型机械作业，也会产生噪音。在设计中考虑增加绿化，多种植高大树木，把生产区与场内办公生活区用绿化带隔开，从而达到防干扰的目的。

(5) 有毒有害物控制：有毒有害物料不宜作为堆料使用。特别是堆肥产物作为农用肥料时，需要控制其有害成分含量，防止施用后对农田和农作物造成污染。

设计阶段，首先要考虑准备堆肥的物料是否符合要求。当使用城市生活垃圾这类物料堆肥时，由于成分非常复杂，其中含有像电池这类有毒有害物质，应当在预处理阶段通过分选清除。

(6) 环境监测系统：监测工作是一项非常重要的工作，堆肥厂要建立定期监测制度，定期对厂区内的水、气、噪音、扬尘等进行监测，以便及时采取必要的防范措施，保证环境不被污染。

11.2.6　堆肥厂设计执行标准

(1)《大气环境质量标准》(GB 3095—96)。

(2)《地面水环境质量标准》(GB 3838—88)。

(3)《恶臭污染物排放标准》(GB 14554—93)。

(4)《城市区域环境噪声标准》(GB 3096—82)。

(5)《粪便无害化卫生标准》(GB 7959—87)。

(6)《城镇垃圾农用控制标准》(GB 8172—87)。

(7)《工业企业设计卫生标准》(TG 36—79)。

(8)《城市环境卫生设施设置标准》(CJJ 27—89)。

(9)《城市垃圾好氧静态堆肥处理技术规程》(CJJ 52—93)。

(10)《城市生活垃圾堆肥处理厂技术评价指标》(CJ/T 3059—1996)。

11.3 垃 圾 焚 烧

11.3.1 概 述

焚烧方法与其他处理方法相比较,能更好地达到垃圾处理减量化、资源化和无害化的治理目标,且占地面积小,运行稳定,对周围环境影响小,选址较容易,但由于一次性投资大,运行费用较高,对垃圾的可燃性(热值)又有一定的要求,因此虽然在发达国家应用得较早和较普遍,但在我国却一直难于推广应用。

1985年深圳市率先筹建我国第一座垃圾焚烧发电厂,一期工程为二条日处理能力为150t/d的生产线,成套设备从日本三菱重工业株式会社进口,采用了德国马丁公司的逆推式机械炉排,烟气处理是用干法(石灰粉)中和酸性气体,静电除尘器除去烟气粉尘的工艺。1988年6月试运行成功并交付使用,1988年11月正式投产,至今设备状态运行良好。深圳垃圾焚烧发电厂在焚烧低热值、高水分垃圾的工艺方面积累了相当丰富的经验,并在二期工程(三号炉)建设中成功地实现垃圾焚烧成套设备(除炉排外)国产化,也为全国垃圾焚烧发电厂的建设树立了榜样。

近年来,随着我国城市经济建设的持续发展和市民生活水平的不断提高,随着国家对环境保护的日益重视,垃圾处理的标准也越来越高,土地资源紧缺、经济较发达的地区和城市都在筹建或在建垃圾焚烧发电厂,采用焚烧方法处理城市生活垃圾。目前,先后建成投运或试运行的有珠海的三条200t/d(美国DETROIT炉排)生产线、深圳龙岗的三条100t/d(加拿大瑞威CAO炉)生产线、温州东庄的一条160t/d(国产炉排)生产线、宁波的三条350t/d(德国NOELL炉排)生产线、上海浦东御桥的三条350t/d(法国ALSTOM炉排)生产线、哈尔滨的一条200t/d(日本EBARA流化床炉)生产线、广东南海的三条100t/d(抛式炉排)生产线;在建的垃圾焚烧发电厂有上海浦西江桥一期的两条500t/d(德国STEINMULLER炉排)生产线、温州临江一期的三条225t/d(国产炉排)生产线、深圳南山的二条400t/d(比利时SEGHERS炉排)生产线、深圳盐田的两条225t/d(比利时SEGHERS炉排)生产线,杭州滨江的三条150t/d(日本三菱MARTIN炉排)生产线;筹建中的有广州、北京、厦门、天津、重庆、武汉、太原、深圳宝安、深圳龙岗等等。还有一些采用加煤混烧的垃圾焚烧发电厂和规模较小的垃圾焚烧厂,不在我们讨论的范围,这里不一一列举。可见,垃圾焚烧在我国的发展十分迅猛,这是可喜的一面,但从已建成的垃圾焚烧发电厂来看,能连续、达标运行的不在多数,情况不容乐观。希望下面的介绍能对垃圾焚烧发电厂的建设有借鉴之处。

11.3.2 深圳的垃圾焚烧

深圳市市政环卫综合处理厂是上世纪80年代从日本引进成套设备的垃圾焚烧处理厂,它代表着当时的先进水平。十多年过后,随着垃圾焚烧技术的发展和完善,特别在热能回收利用、烟气处理和自动控制等方面都有较大的提高,因此它与现代垃圾焚烧处理厂的水平要有一定的差距。二期扩建工程是在原预留的三号炉基础上进行扩建的,作为"八五"科技攻关项目的依托工程,除炉排外全部采用国产设备,并对提高热能的回收利用方面作了重大的改进,余热锅炉采用了先进的单锅筒、三通道结构型式,还对原有的二台日本进口锅炉进行

了加装过热器的改造，热力系统的蒸汽从饱和蒸汽提高为过热蒸汽，热力系统压力从旁路调节改为机前压力调节，全厂热效率得到较大的提高，取得了显著的效果。

下面介绍的内容主要是深圳市市政环卫综合处理厂一期工程的情况，并对目前的先进技术作简单的介绍，仅供参考。

11.3.2.1　垃圾焚烧基本技术原理

垃圾采用焚烧工艺进行处理，一般是指将垃圾作为固体燃料送入垃圾焚烧炉中，在高温条件下，垃圾中的可燃成分与空气中的氧进行剧烈的化学反应，放出热量，转化成高温的烟气和量少而性质稳定的固体残渣。高温烟气所含热能可以回收利用，性质稳定的残渣可直接填埋，烟气处理收集的飞灰因吸附有重金属和二噁英须作为危险废弃物单独处理。经过焚烧，垃圾中的细菌、病毒被彻底消灭，被垃圾污染而带恶臭的空气被抽送入炉中高温分解，因此，采用焚烧工艺处理垃圾能以最快的速度实现减量化、资源化和无害化的治理目标。

垃圾中可燃成分越多，热值越高，越容易燃烧，热能回收利用获得的经济效益也越大。判断垃圾是否适宜采用焚烧工艺进行处理，应对垃圾的热值作采样分析(深圳市城区近年来垃圾组分见表 11-57)。理论上认为当垃圾的低位发热值大于 3360kJ/kg 时垃圾可以自燃，低位热值要大于 4200kJ/kg，即使不添加辅助燃料也能维持炉内烟气在不低于 850℃ 温度下停留时间大于 2s 的环保要求。由于垃圾焚烧时炉温会有波动，为了满足环境保护的要求，垃圾焚烧炉应设计有自动补燃装置，当炉温下降时能通过燃烧器的助燃来维持炉温 850℃，以保证二噁英较完全分解。

深圳市城区近年来垃圾组分　　表 11-57

组　分	百分比(%)	组　分	百分比(%)
厨　芥	51.26～62.27	竹　木	5.65～9.24
橡　塑	11.36～14.77	不可燃物	6.43～10.12
纤　维	2.21～4.91	水　分	54.25～59.49
纸　类	8.74～13.29		

由于我国经济水平还不高，垃圾中可燃成分较少，以及东方人的生活习惯，厨余的比例较大，垃圾含水量高达 50% 以上，垃圾的低位热值一般都较低。焚烧这种高水分、低热值垃圾，炉排的设计、炉型的选择和炉墙的结构都必须有相应的考虑，与高热值垃圾(8400kJ/kg 以上)相比，差别甚大，此外，深圳的实践还表明，在焚烧工艺和运行操作上也有其独特之处。

11.3.2.2　工艺流程

深圳垃圾焚烧工艺流程及水汽流程见图 11-97、98。

垃圾由垃圾车运来，经地衡称量后从卸料门卸入垃圾贮坑中，垃圾吊车将卸下的垃圾进行翻拌、混合，并按垃圾贮坑的作业程序进行分区堆栈、发酵。翻拌混合，可使垃圾的组分均匀，避免进炉的垃圾热值忽高忽低而导致炉温过大的波动；堆栈发酵是深圳解决高水分、低热值垃圾焚烧的重要经验，其机理是析出部分水分和产生沼气，既提高了进炉垃圾的热值，又使垃圾容易着火燃烧。经过 2、3d 左右堆栈发酵的垃圾由吊车抓取，投进垃圾料斗。料斗与料槽的接合处设有料门(见图 11-99)，用于点火起炉和熄火停炉操作过程中，料槽内没有垃圾，关闭料门可使炉膛与外界隔开，维持炉内负压。按升温曲线达到投放垃圾的温度时，料门开启，垃圾沿料槽下落到给料平台并充满整个料槽，给料装置将垃圾推送落炉排上，垃

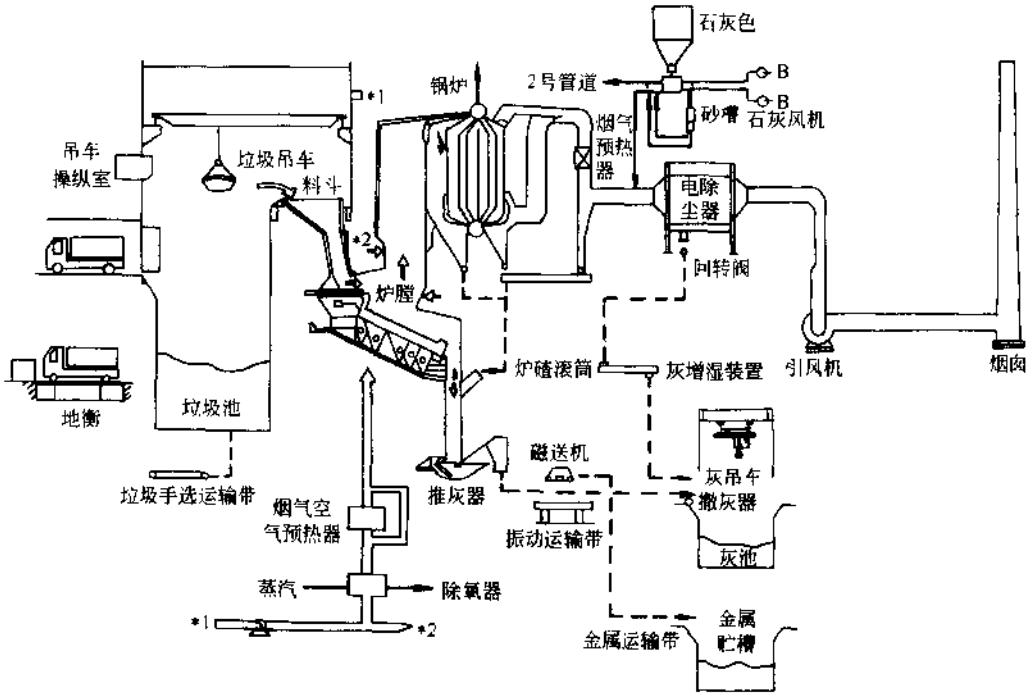


图 11-97 工艺流程

圾在炉排翻送过程中受到燃烧器和炉拱的热辐射以及一次风的吹烘，水分迅速蒸发，着火燃烧，炉温逐步升高，当炉温达到 600℃ 时燃烧器退出，垃圾焚烧进入正常状态，炉温继续升高并维持在 850℃ 左右。垃圾在炉排上依次通过干燥、燃烧和燃烬三个区域，垃圾中的可燃份完全燃烧，不可燃的灰渣由炉渣滚筒送出落入出渣机(图 11-100)中，出渣机贮有水，并保持着一定的水位，起到水封作用，确保炉内负压的稳定。灰渣在出渣机内熄火和降温后被推送出来，由振动输送带送去灰渣贮坑，在抛灰机的作用下落入灰渣贮坑中。垃圾经焚烧处理后成为稳定、无害的灰渣。振动输送带还有一个作用，是使灰渣中的金属物暴露出来，便于由悬挂在振动输送带上方的除铁器将其吸出，汇集后打包回用。垃圾焚烧过程中，有些细灰从炉条之间的缝隙落到各风室中，这些灰称之为'漏灰'，定时由漏灰排出系统依次打开风室下面的活门，漏灰在风室的风压作用下落入灰槽中，灰槽一端通出渣机，另一端带有风门与公共风室连接，漏灰排出系统按程序将风门瞬时打开，将漏灰吹送入出渣机中，最后与灰渣一起被排走。

灰渣贮坑上方装有桥式抓斗起重机，用抓斗将汇集在灰渣贮坑中的灰渣抓取，装车外运、填埋。

燃烧用的空气取自垃圾贮坑的上方，由鼓风机抽吸和压送进行二级加热，第一级为蒸汽暖风机，第二级为烟气暖风机，风温提高到 250℃ 左右，然后分为一次风和二次风，一次风进入到炉排下方的公共风室，通过各风室风门的调节，获得最佳的风量分配，最后经炉条的风道穿过垃圾层进入炉膛，提供垃圾焚烧所需的氧量；二次风通过二次风风道经调节风门从燃烧室上方前、后拱处的两排喷嘴喷射进炉膛，对燃烧气进行扰动和补充氧量，达到充分燃烧

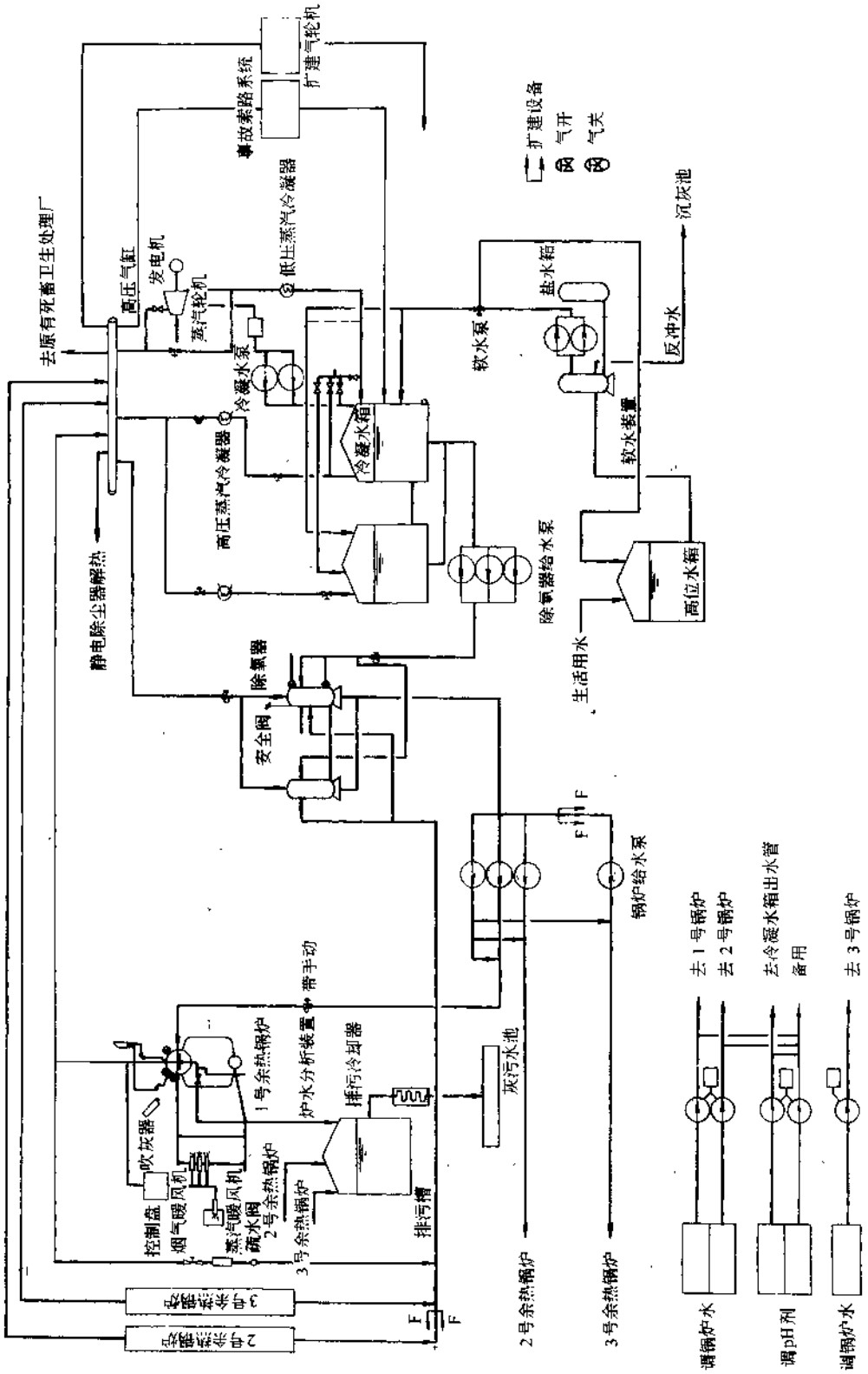

扩建气轮机
扩建蒸汽管路系统
扩建设备
气开
气关
沉灰池
去原有死畜卫生处理厂
发电机
高压气缸
蒸汽轮机
低压蒸汽冷凝器
盐水箱
软水泵
反冲水
冷凝水泵
冷凝水箱
高压蒸汽冷凝器
软水装置
静电除尘器解热
除氧器给水泵
高位水箱
生活用水
除氧器
安全阀
钢炉给水泵
带手动
1号余热锅炉
炉水分析装置
排污冷却器
灰污水池
吹灰器
控制盘
烟气暖风机
蒸汽暖风机
疏水阀
2号余热锅炉
3号余热锅炉
排污槽
2号余热锅炉
3号余热锅炉
去1号锅炉
去2号锅炉
去冷凝水箱出水管
备用
去3号锅炉
调锅炉水
调pH剂
调锅炉水

图 11-98　水汽流程

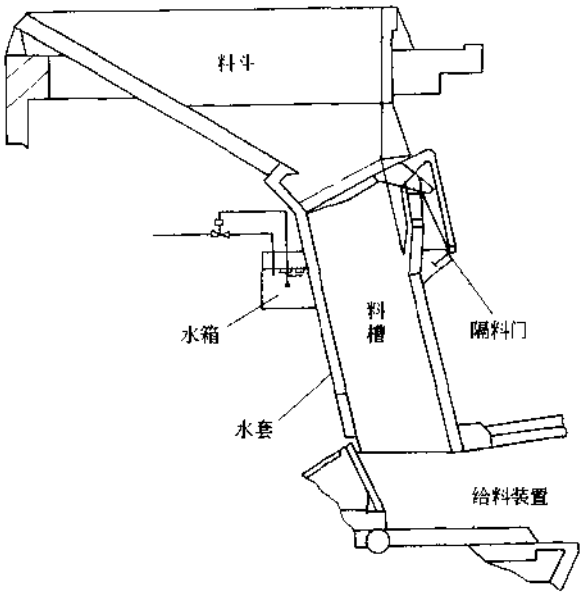


图 11-99 料斗与料槽

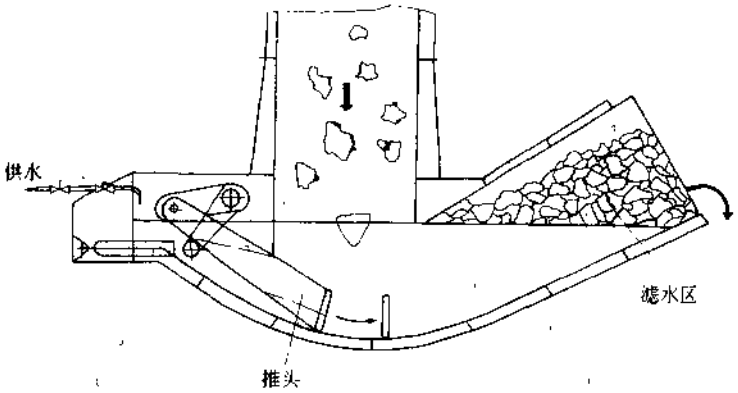


图 11-100 出渣机

的目的。燃烧空气从垃圾贮坑抽取是为了将这些被污染而带有恶臭的空气送入炉内进行高温处理，并维持垃圾贮坑的负压状态，避免其外逸而造成周围环境的污染。

垃圾燃烧产生的高温烟气在引风机的抽吸下首先通过锅炉第一通道，第一通道水冷壁下部用耐火材料敷设有相当长的卫燃带，用以减缓热交换的速度，使在此区域内的烟气温度保持着不低于 850℃，有利于二噁英最大限度的分解。敷设卫燃带还可避免水冷壁裸露在高温烟气中而产生的高温腐蚀。烟气经凝渣管从上而下通过第二通道，采用辐射传热进行热交换，再急转进入满布对流受热面的第三通道和第四通道，加快了热交换的速度，在锅炉出口处烟温降至 380℃左右。随后通过布置有管式烟气暖风机的第五通道，与空气进行最后的热交换，被冷却到 270℃左右。为了保证静电除尘器入口的烟气温度稳定在设定的温度值，锅炉的第四通道设有旁路烟道和调节挡板，通过调节流经第四通道的烟气量来控制静

电除尘器入口的烟温。完成热交换后的烟气进入烟气处理系统。

烟气处理系统由干式石灰中和装置、静电除尘器组成。熟石灰粉贮存在石灰贮罐中，通过圆盘分料机控制单位时间的取出量，罗茨风机将石灰粉逆向吹入静电除尘器前的烟道中，与烟气中的氯化氢等酸性气体进行中和反应，形成氯化钙等盐类，并随烟气一起进入静电除尘器，在高压电场的作用下烟气中携带的灰尘、反应生成物和剩余的石灰粉被除去，最后由引风机导出经烟囱排入大气。在引风机出口与烟囱的连接烟道上安装有灰尘和有害气体的在线监测仪器，能实时测出烟气中各控制指标的实际值。沉积在极板和极线上灰尘通过机械振打落入静电除尘器下方的灰斗中，由螺旋输送机送出，经增湿机加水搅拌防止细灰飞扬，然后排入灰渣贮坑中，与焚烧炉排出的灰渣一起被清运出去。

余热锅炉通过热交换吸收垃圾焚烧产生的热能，产生一定压力和温度的蒸汽。热力系统采用母管制，两台锅炉的蒸汽全部汇集到分汽缸再分配去汽轮发电机组、蒸汽暖风机、吹灰器、除氧器以及其他用汽设备，汽轮发电机为低背压机组，作功后的蒸汽通过低压蒸汽冷凝器，采用风冷的方式冷凝回收再用，锅炉补给水来自软水系统，冷凝水和补给水经除氧器加热、除氧后由锅炉给水泵给锅炉上水，锅炉汽包水位由给水调节阀根据蒸发量、给水量和汽包水位三个冲量进行调节。系统的压力采用旁路调节方式进行调节，根据锅炉的运行工况按蒸发量波动曲线的谷底设定汽轮发电机的功率，炉温升高蒸发量增大，系统压力上升，调节阀开度加大，多余的蒸汽经调节阀进入高压蒸汽冷凝器，维持系统的压力稳定。

11.3.2.3　主要工艺设备

(1) 垃圾吊车：属于桥式抓斗起重机，是垃圾焚烧处理厂的重要设备，用于在垃圾贮坑内进行垃圾的搬运、倒垛和供料等作业。由于垃圾吊车要在恶劣的工作环境(恶臭、潮湿、多灰尘和腐蚀性气体等)下长期连续不断地运行，还有作业上的特殊性，在设计和制造上都有别于一般的桥式抓斗起重机。抓斗是垃圾吊车的重要部件，抓斗的结构型式较多，从形状结构上分有蚌壳式和莲花式两大类：从开闭动力上分有绳索开闭和液压开闭两大类。蚌壳式结构简单但容积小(不到 $3m^3$)，适用于单炉日处理量不大于 200t 的垃圾焚烧厂，而大型的垃圾焚烧炉一般都配用莲花式抓斗，莲花式抓斗为多瓣结构，容积较大。绳索开闭式抓斗虽然造价较低，但抓取垃圾的满斗率低、动作慢、抓斗更换困难，蚌壳式抓斗还有采用绳索开闭的，而莲花式抓斗一般都是液压开闭的结构。垃圾吊车应设有称量装置，对投放进垃圾料斗的垃圾进行自动的称重计量，以便统计各垃圾焚烧炉的处理量，指导焚烧炉的生产运行。为了减轻垃圾吊车操作工的劳动强度，可适当提高垃圾吊车的自动化程度，如自动将垃圾投放到指定的垃圾料斗或堆放区域；自动移行到指定的抓取区；自动回到垃圾吊车泊位等。但由于我国垃圾高水分、低热值的特点，垃圾在贮坑内要有 3d 左右的堆栈发酵过程，全自动的垃圾吊车适应不了这种作业要求，不能发挥其应有的性能，盲目追求自动化会造成不必要的投资浪费。

深圳市市政环卫综合处理厂垃圾吊车的技术参数如下：

1) 结构型式：双梁桥式抓斗起重机。

2) 跨度：13.8m。

3) 起吊重量：4.4t(抓斗自重 2.2t)。

4) 工作级别：A7(长期连续运行)。

5) 起升高度：24.5m。

6) 起升速度:40m/min。

7) 大车速度:50m/min。

8) 小车速度:40m/min。

9) 抓斗类型:液压开闭蚌壳式抓斗。

10) 抓斗容积;抓取 $3.5m^3$;闭合 $2.0m^3$。

11) 开启时间:7.2s。

12) 闭合时间:10.9s。

(2) 垃圾焚烧炉:有机械炉排炉、流化床焚烧炉、回转窑焚烧炉和气化焚烧炉等。机械炉排炉是应用最为广泛的垃圾焚烧炉,它由垃圾料斗、料槽、给料装置、炉排、出渣机、燃烧器及其附属的液压装置、润滑装置、漏灰排出装置等组成,并由自动控制装置进行调整和控制,实现垃圾焚烧过程的自动化。机械炉排炉又有各种各样结构形式的炉排,如逆推往复式炉排、顺推往复式炉排、滚筒式炉排、并列摇动式炉排等等,不同性质的垃圾对炉排的性能有不同的要求,因此,炉排是垃圾焚烧炉的关键设备。

深圳市市政环卫综合处理厂采用的是日本三菱重工制造的马丁炉排,属于往复逆推式机械炉排(见图 11-101)。逆推式炉排呈倾斜布置,垃圾依靠自身的重力作用在炉条逆向推动时翻转并沿炉床向前移动(见图 11-102),马丁炉排与水平面成 26°夹角。炉床的宽度决定于处理能力,马丁炉有一个宽度系列,可根据要求的处理量进行选定,150t/d 的炉排宽约

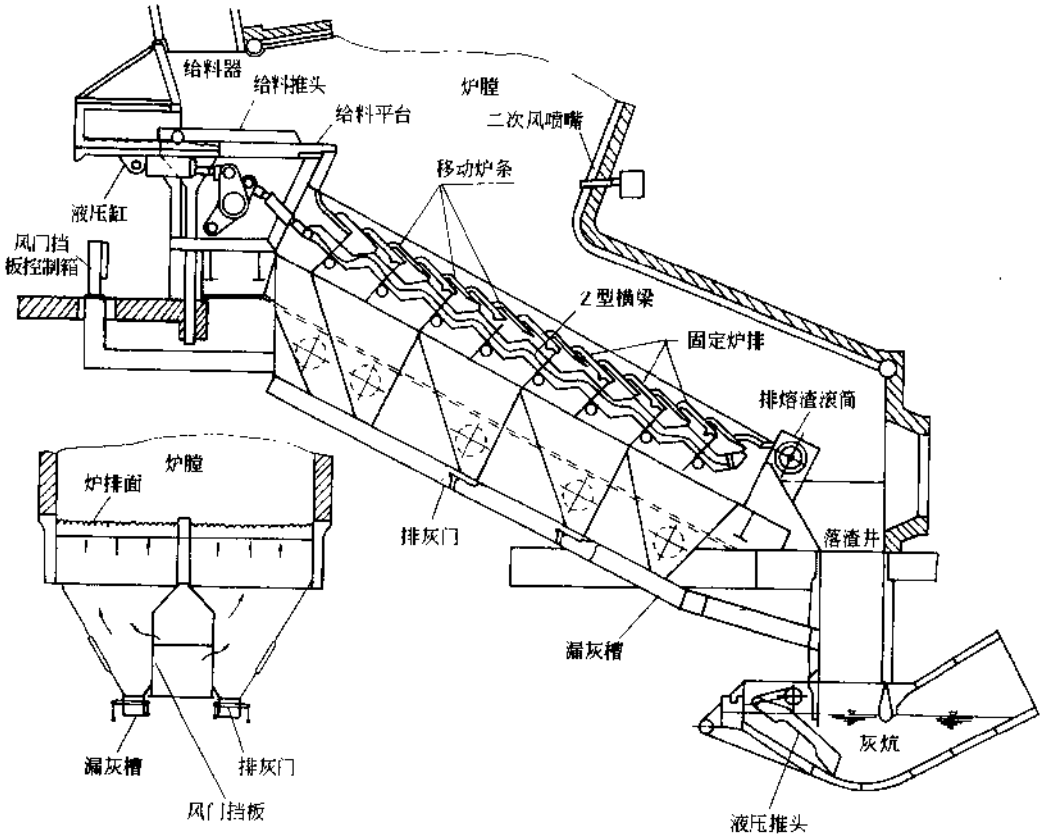


图 11-101 三菱马丁炉排

3m，而炉床的长度则决定于垃圾的质量和对灰渣热灼量的要求，马丁炉有9段、11段、13段和15段等系列设计，11段（深圳采用的炉排）的炉床长约6.5m，由于炉条的逆向推送使垃圾容易着火燃烧，并延长了垃圾在炉床上的停留时间，所以逆推式炉排较顺推式炉排要短得多（见图11-103）。顺推中三阶段干燥、燃烧、燃烬独立分开；逆推式三阶段接合处有掺合，利于更好地燃烧和燃烬。炉排以列为单元，根据炉排的宽度分成两列、三列或四列，列间设置固定的分隔带，每列固定炉条与活动炉条相间排列，各列活动炉条分别由油缸单独驱动，按燃烧控制装置的指令和程序协同动作（见图11-104）。马丁炉的动作包括：各列给料器的

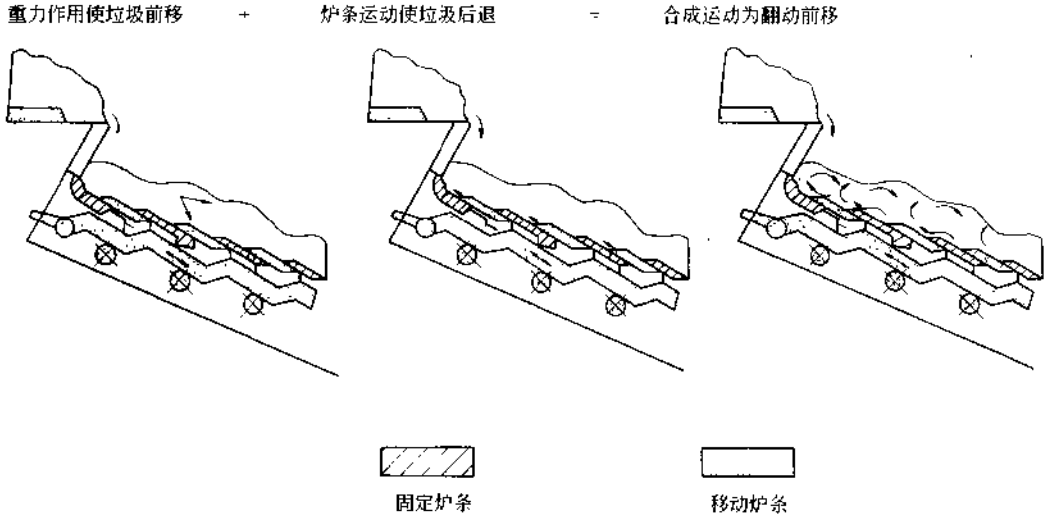


图11-102　马丁炉排送料原理

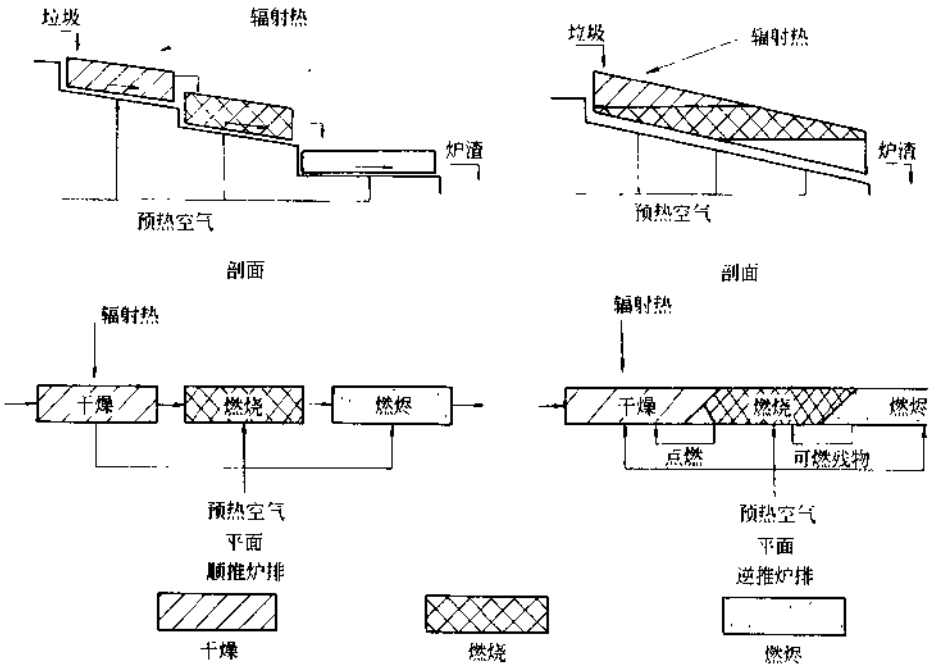


图11-103　顺推与逆推比较

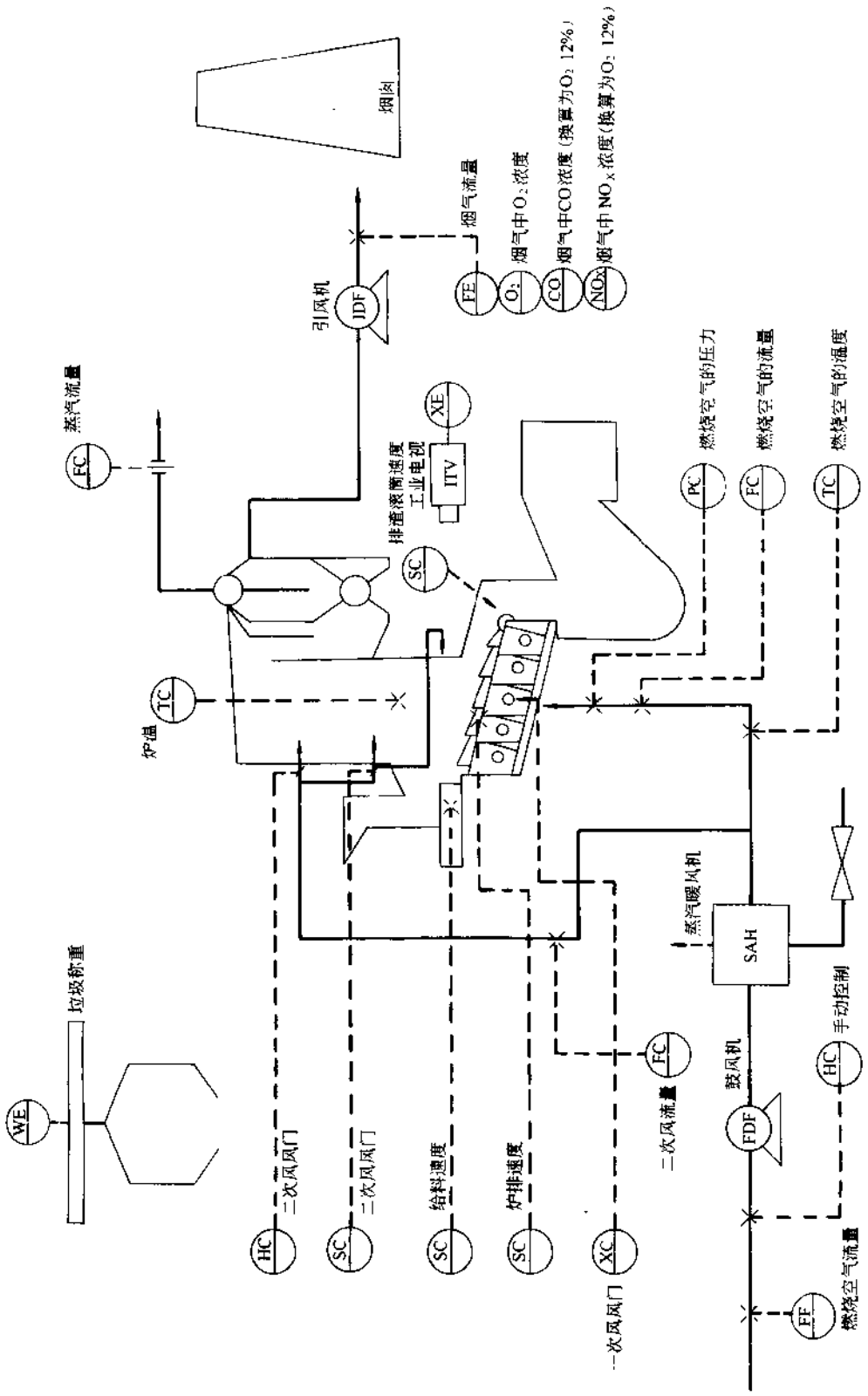


图 11-104 燃烧控制图

往复运动;各列炉排的往复运动;出渣机的往复运动以及料门的开闭。这些运动都是由油缸分别驱动,由液压站集中控制。根据燃烧的要求,由燃烧控制盘的可编程序控制器(PLC)发出指令,使各动作按照预定的程序依次进行,实现燃烧过程的自动控制。

炉排炉的炉床由众多的炉条组成,垃圾的燃烧过程在炉床上进行,炉条的运动使垃圾移动和翻拌,由于炉条的工作条件比较恶劣,容易磨损或烧坏,是机械炉排的易损件。炉条的头部作有各种形状的凸台,炉条作往复运动时使炉床上的垃圾得到均匀的搅拌和翻转,对于燃烧时产生表面固化的垃圾团还有破碎的作用,让垃圾得到足够的空气进行燃烧,利于燃烬。马丁炉条用高铬耐热、耐磨铸铁制造,材质性能较为优异,结构上也有独到之处,炉条的筋板作成封闭的一次风通道,利用一次风的高速流动将炉条的热量带走,起到散热翅片的作用,有效地降低炉条的工作温度,从而延长了炉条的使用寿命。深圳的使用情况表明,马丁炉条的使用寿命超过 5a。

垃圾在炉床上燃烧一般分成干燥、燃烧和燃烬三个阶段,各阶段需要的风量不一样,因此,配风是否合理是炉排燃烧性能好坏的重要关键。马丁炉排是以列为单元,各列下面都设有 5 个风室,将炉床分成不等的 5 个部分,由各风室独立送风,各风室通过调节风门与公共风室相通,调节风门的设计较为特别,各风门的通流截面形状、大小都不一样,而且对于不同性质的垃圾有不同的设计,这样,公共风室的压力为 4000Pa,而各风室的风压却不相同,以此来控制各风室的配风量(见图 11-105)。马丁炉排属于高阻抗型炉排,炉条间没有间隙,一次风要通过炉条下面迷宫式的风槽然后经炉条头部的隙缝才能进入到垃圾层中,这是马丁炉排不同于其他炉排的结构特点。高阻抗型炉排由于炉排本身的风阻比垃圾层的风阻大得多,当垃圾燃烧过程中出现垃圾层烧穿现象时可以将配风的影响减至最小(见图 11-106)。

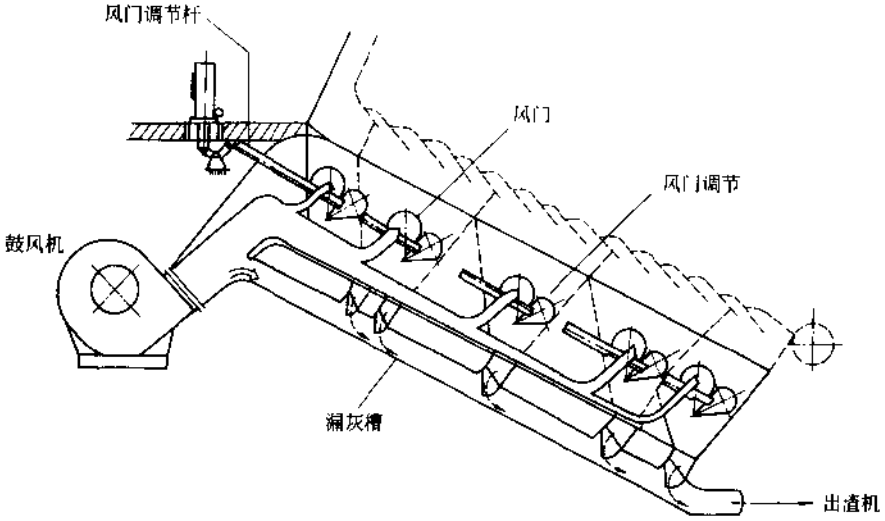


图 11-105　配风系统

(3) 余热锅炉:对于垃圾焚烧处理厂来说,余热锅炉的功能首先是冷却垃圾焚烧产生的高温烟气,保护下游的烟气处理设备,避免受到高温的和低温的腐蚀,然后是尽可能地利用余热锅炉产生的蒸汽进行发电或供热。在亚洲地区(包括日本),早期由于垃圾潮湿且热值

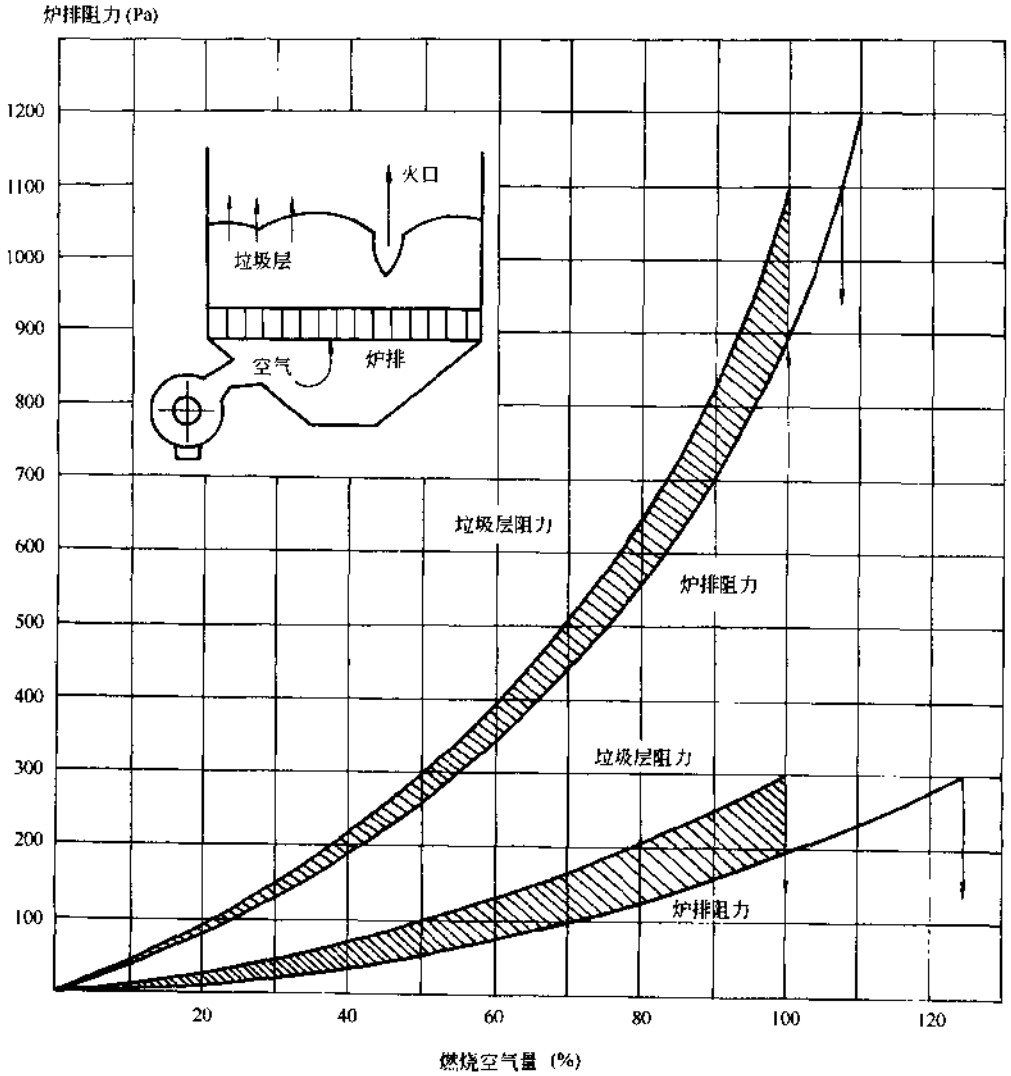


图 11-106，风阻示意

低，热能利用价值不显著，垃圾焚烧余热锅炉蒸汽参数都很低，一般都是低压饱和蒸汽，建厂纯粹是为了处理垃圾，回收热能提高发电效率的水平还较低。深圳引进的日本成套设备就是这个时期的产品，配套的也是饱和蒸汽的余热锅炉。

余热锅炉的主要技术参数：

锅炉型式：双锅筒自然循环。

支承方式：底部支承。

蒸汽参数：饱和蒸汽：

额定蒸发量：13.1t/h。

最大蒸发量：15.72t/h。

蒸汽压力：最大 1.8MPa。

常用 1.6MPa。

蒸汽温度:最高 209℃。

常用 203℃。

由于是低压的饱和蒸汽,热能回收效率太低,二条处理能力为 150t/d 的生产线,装机容量只有 500kW,连自用电都不够。

随着垃圾焚烧技术的发展和逐渐完善,对垃圾焚烧热能的回收利用有了很大的提高,蒸汽参数从饱和蒸汽提高到过热蒸汽,达到了中温、中压的水平,锅炉的结构也有了相应的发展。但是,由于受到高温腐蚀和低温腐蚀的限制以及环境保护的要求,锅炉热效率难于再进一步提高,与燃煤锅炉相比相差甚大,燃煤锅炉的热效率都在 80%以上,而垃圾焚烧余热锅炉的热效率一般只有 70%左右。

高温腐蚀在垃圾焚烧余热锅炉较为突出是因为垃圾焚烧烟气中氯化氢浓度高,当管壁温度超过 430℃时腐蚀速度加剧(见图 11-107),从而限制了蒸汽温度的进一步提高。深圳在这方面是有经验教训的,为了提高系统的热效率,对日本进口锅炉进行加装过热器改造,将饱和蒸汽提高为过热蒸汽,蒸汽温度设定为 340℃,由于缺乏设计经验,过热器的受热面设计得过大,导致管壁温度过高,加上过热器的安装位置受原结构所限只能安装在凝渣管后面的第二通道,烟气温度高达 800℃左右,结果 1 号炉改造完成投运只有 100 个炉日,发生了过热器大面积爆管事故,经分析,爆管的主要原因是高温腐蚀所致,后来削减了受热面并调整了蒸汽的流向,还有一些其他的改进,情况大为好转,过热器的寿命达到 2a 以上。目前,垃圾焚烧锅炉常用的蒸汽参数是 3.5MPa、350℃到 4.0MPa、400℃,为了追求发电的经济效益或者要与相邻的热电厂并汽运行,也有采用较高参数的,但蒸汽温度超过 450℃时,过热器必须要用极其昂贵的高镍铬合金复合管材制作,只有这种材料能抗氯化氢的高温腐蚀。低温腐蚀也是垃圾焚烧余热锅炉热效率提高的一个限制因素,由于垃圾焚烧烟气中水分占有相当大的比重(约为 25%),为了避免酸露点(特别是盐酸)对受热面和金属结构的低温腐蚀,锅炉的排烟温度不能低于 200℃,考虑到炉温的波动,一般选择的排烟温度为200~230℃,高于燃煤锅炉,造成了锅炉热效率的损失。

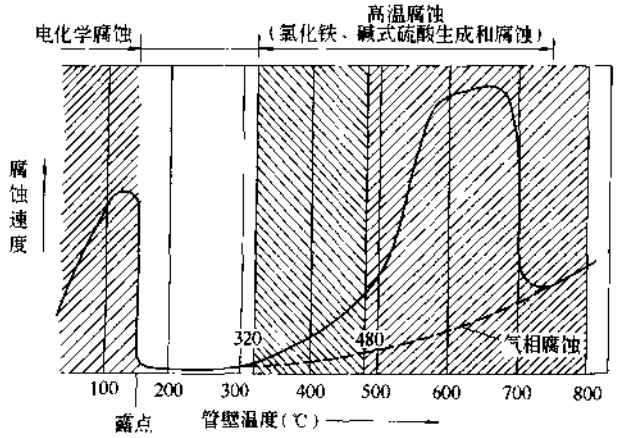


图 11-107　管壁温度与腐蚀

垃圾焚烧余热锅炉有各种结构型式,与燃煤锅炉差别较大,外形尺寸要较相同蒸发量的燃煤锅炉庞大得多,典型的结构型式是单汽包多通道结构,第一通道与炉膛相连,也有将膜

式水冷壁延伸至炉拱甚至炉墙的，下部用耐火材料筑有卫燃带，除保护水冷壁的管子避免高温腐蚀外，主要是使烟气在这个区间内维持850℃以上的高温以促进二噁英较彻底的分解，炉温测点设在卫燃带的上端部，此点与二次风风口的距离应满足烟气通过的时间不小于2s。这样，通过测温点对焚烧炉进行燃烧控制，就能满足850℃、2s的环保要求。第二通道与第一通道一样，不布置对流受热面，只通过辐射换热与高温烟气进行热交换，避免受热面的高温腐蚀，为保护过热器以延长其使用寿命，烟气经过第一通道和第二通道的辐射热交换后烟温将降至630℃以下。过热器全部布置在第三通道，按烟气流动方向为蒸发器、高温过热器、中温过热器和低温过热器，在低温过热器与中温过热器之间和中温过热器与高温过热器之间都布置有减温器。垃圾焚烧炉的炉温波动较大，要求减温器响应快而且调节的范围大，面式减温器满足不了垃圾焚烧余热锅炉汽温调节的性能要求，大都采用喷水减温器，减温水来自锅炉给水。低温过热器和中温过热器都采用逆流方式布置以提高换热效率，而高温过热器则采用顺流方式布置使管壁温度均匀，减缓管子的高温腐蚀。省煤器和烟气暖风器则布置在第四通道，省煤器有三级，为双管圈逆流布置；烟气暖风器为管式结构，烟气从管中流过，经蒸汽暖风器加热过的空气在管外多次往返冲刷，继续升温。

深圳市市政环卫综合处理厂二期扩建工程(3号炉)采用的余热锅炉就是这种典型结构，它是我国第一台国产的垃圾焚烧余热锅炉，1996年投产以来运行良好。

(4) 炉膛和炉墙：炉膛前拱和后拱的布置对垃圾燃烧影响很大，根据燃烧气流动方向与垃圾移动方向的相对关系可以分成顺流式、逆流式、交流式和复流式四种类型(见图11-108)的炉膛形状。

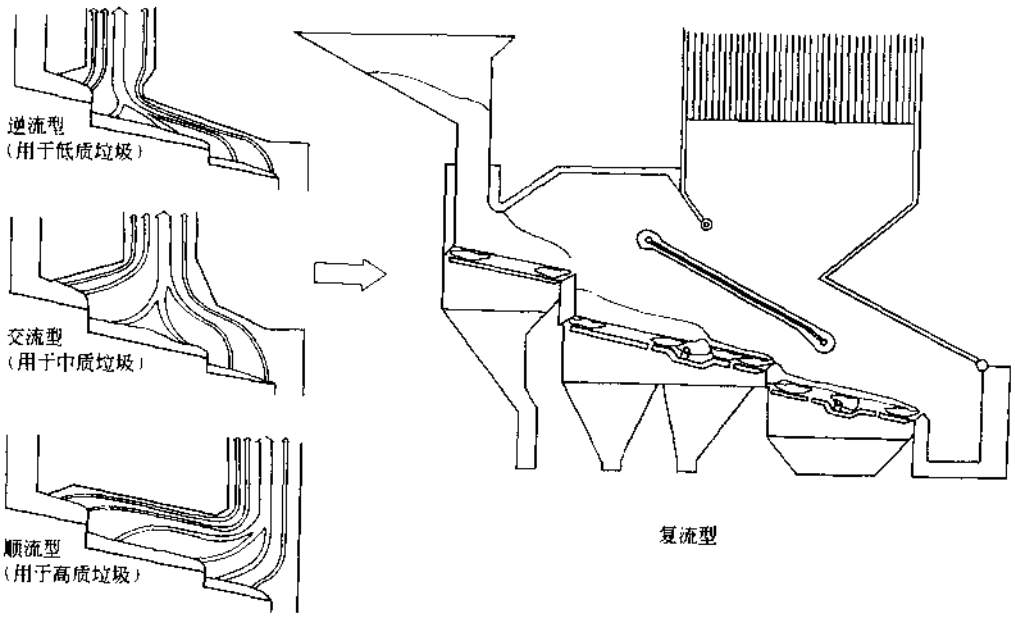


图11-108 炉膛形状

1) 顺流式炉膛：燃烧气流动方向与垃圾移动方向相同，燃烧气对干燥段的垃圾影响不大，适合于焚烧低水分、高热值(4187～10050J/kg)的垃圾。由于燃烧气全部通过燃烧段的

高温区，燃烧较为充分。

2）逆流式炉膛：燃烧气流动方向与垃圾移动方向相反，燃烧气和前、后拱的辐射热对干燥段垃圾水分的加速蒸发作用显著，特别适合于焚烧高水分、低热值（2930～6280J/kg）的垃圾。深圳引进的马丁炉属于这种炉膛，还有温州东庄的国产焚烧炉、上海浦东御桥的 ALSTOM CITY2000 焚烧炉也是这种炉膛，都是成功的例子。

3）交流式炉膛：炉膛出口位于炉排长度方向的中央部位，前半段为顺流式，后半段为逆流式，干燥段垃圾所受的辐射热大于顺流式而小于逆流式，适合于焚烧中等热值（3770～8374J/kg）的垃圾。

4）复流式炉膛：在顺流式炉膛的出口处加设辐射隔板，将燃烧室分两个烟气通道，兼有顺流式和逆流式的效果，适合于处理热值范围变化较大的垃圾。丹麦 VOLUND 及其代理厂家日本 NKK 的焚烧炉采用这种复流式炉膛。

炉膛作为燃烧室它的周边由炉墙构筑而成，燃烧室内火焰温度在 1000℃以上，炉墙向火侧的材料要耐高温、耐腐蚀、抗剥落，与垃圾接触的部位还要耐磨耗，背火侧的材料要有良好的保温隔热性能，不让炉膛内的热量散失出来，也使炉墙的铁壳外壁表面温度不超过规定的 50℃要求。另外，炉墙必须设置有合适的膨胀缝，避免热膨胀引起的应力破坏，还要有良好的气密性，防止高温气体外泄。炉墙结构有砌砖炉墙、不定型耐火材料炉墙、空冷炉墙以及敷管炉墙四种。不定型耐火材料炉墙应用还不多，空冷炉墙和敷管炉墙用于高热值垃圾的焚烧炉，下面只介绍砌砖炉墙。

深圳引进的马丁炉炉墙。向火面用耐火砖砌筑，沿炉排与垃圾接触的部位采用抗磨耗性能极佳的碳化硅耐火砖，在干燥段和燃烧段处砌高约 1000mm，面其他部位采用高铝质耐火砖，耐火砖的性能见表 11-58。炉墙分成若干相互独立的板块，各板块由固定在钢架上的托架支承，板块间设膨胀缝，用耐火度高、可压缩性大的硅酸铝纤维棉充填。炉墙厚 525.5mm，从炉内到炉外依次是耐火砖（230mm）、耐火隔热砖（114mm）、隔热浇注料（52mm）、高温用保温板（50mm）和岩棉（75mm），最外面是 4.5mm 的铁皮外壳。

耐火砖性能　　表 11-58

项　目	高铝质砖	碳化硅砖
化学成分	Al_2O_3:60%	Al_2O_3:0.6%，SiO_2:9%，SiC:87%
密度（kg/m³）	2550	2670
显气孔率（%）	14.5	13
抗压强度（MPa）	90	130
热震稳定性（1000℃水冷）（次）	25	60
荷重软化温度（℃）	1620	1740
导热系数（700℃）[W/(m·K)]	1.5	1.5
最高使用温度（℃）	1500	1650

（5）中和反应器：生活垃圾在焚烧过程中产生的酸性有害气体有氯化氢、二氧化硫和氟化氢等，其中以氯化氢浓度为最高，危害性也最大，是垃圾焚烧厂烟气处理的重点治理项目。作为碱性中和药品的石灰因其价格低廉、中和效果好而被垃圾焚烧处理厂广泛采用。中和反应工艺一般区分为湿法、干法和半干法三大类，湿法的中和效率最高，“钙氯化”最低，但投

资较大，工艺废水需要处理，运行成本较高；干法的设备简单，投资小，但中和效率低，达不到高的排放限值要求，石灰的消耗量大；半干法的中和效率略低于湿法，但无工艺废水的处理问题，逐渐取代湿法而成为目前垃圾焚烧处理厂烟气处理的主流工艺。

深圳引进的成套设备采用的是干法中和处理工艺，来自石灰贮仓的熟石灰粉由高压头的罗茨风机逆向吹入静电除尘器前的水平烟道中，与烟气中的酸性气体进行中和反应，水平烟道兼作中和反应器。由于石灰粉与烟气接触的时间很短，又是固相与气相间的化学反应，中和效率很低，这种干法中和工艺只适用于对氯化氢的排放浓度要求不高的场合。1985 年引进设备谈判时我们还没有自己的国家标准，是按照日本的国家标准 430ppm（约 700 mg/Nm^3）签的合同，设备验收的情况表明该工艺能达到合同的要求。

半干法中和处理工艺是将石灰调和成浓度约为 20%的石灰浆，然后将石灰浆用机械的方法或空气动力的方法送入反应塔中将其雾化，雾化了的石灰浆在反应塔内与烟气全面接触，增加了与酸性气体反应的机率，雾状的石灰浆与酸性气体反应的同时水分被高温烟气蒸发，形成干的反应生成物，或沉积在塔底被排出，或随烟气进入除尘器而被收集。所以，半干法既保留了湿法工艺液相与气相反应快的优点，提高了中和效率，能达到较高的排放要求，又没有工艺废水处理的难题，是一种目前较为理想的中和处理工艺，被垃圾焚烧厂广泛采用。见图 11-109、110。图 11-111 是喷雾器结构。

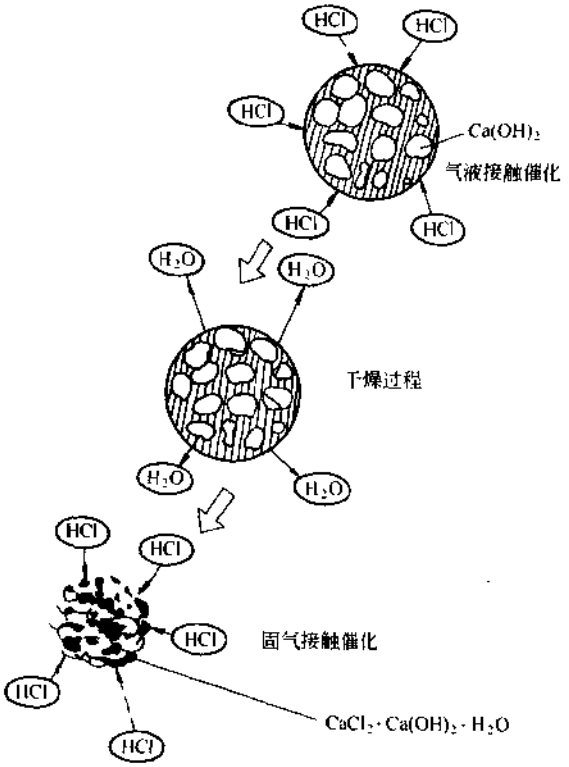


图 11-109 烟气反应过程

雾化方式不同，反应塔结构也不一样，用机械方法雾化石灰浆的有旋转喷雾反应塔，而用空气动力方法雾化石灰浆的有双流喷嘴喷雾反应塔。烟气从反应塔上部切向进入反应塔内，沿塔壁盘旋向下流动，石灰浆从圆盘状的高速旋转喷雾头喷出雾化，随着烟气向下流动并与烟气充分混合，和酸性气体发生化学反应，水分在高温烟气中完全蒸发，最后，反应生成物以固态形式沉积在反应塔的底部，部分随同烟气流入布袋除尘器，和灰尘一起被清除。旋转喷雾反应塔的关键部件是高速旋转喷雾头，喷雾头为圆盘状，圆盘柱面上均布有 8～10 个雾化 小孔，通过变速 箱升速或采用高频电机直接驱动，圆盘转速高达 15000rpm 左右，进入圆盘内部的石灰浆在离心力的作用下从雾化小孔喷出雾化，雾滴直径约为 0.05～0.1nm，具有相当大的比表面积，有利于提高中和反应效率。双流喷嘴喷雾反应塔的喷嘴是固定不动的，没有高速旋转的振动、噪音和润滑等一系列问题，双流喷嘴为套管式结构，石灰浆从内管进入，压缩空气从外管吹出将石灰浆雾化，并与烟气充分混合、反应，工艺过程与旋转喷雾反应塔相同。

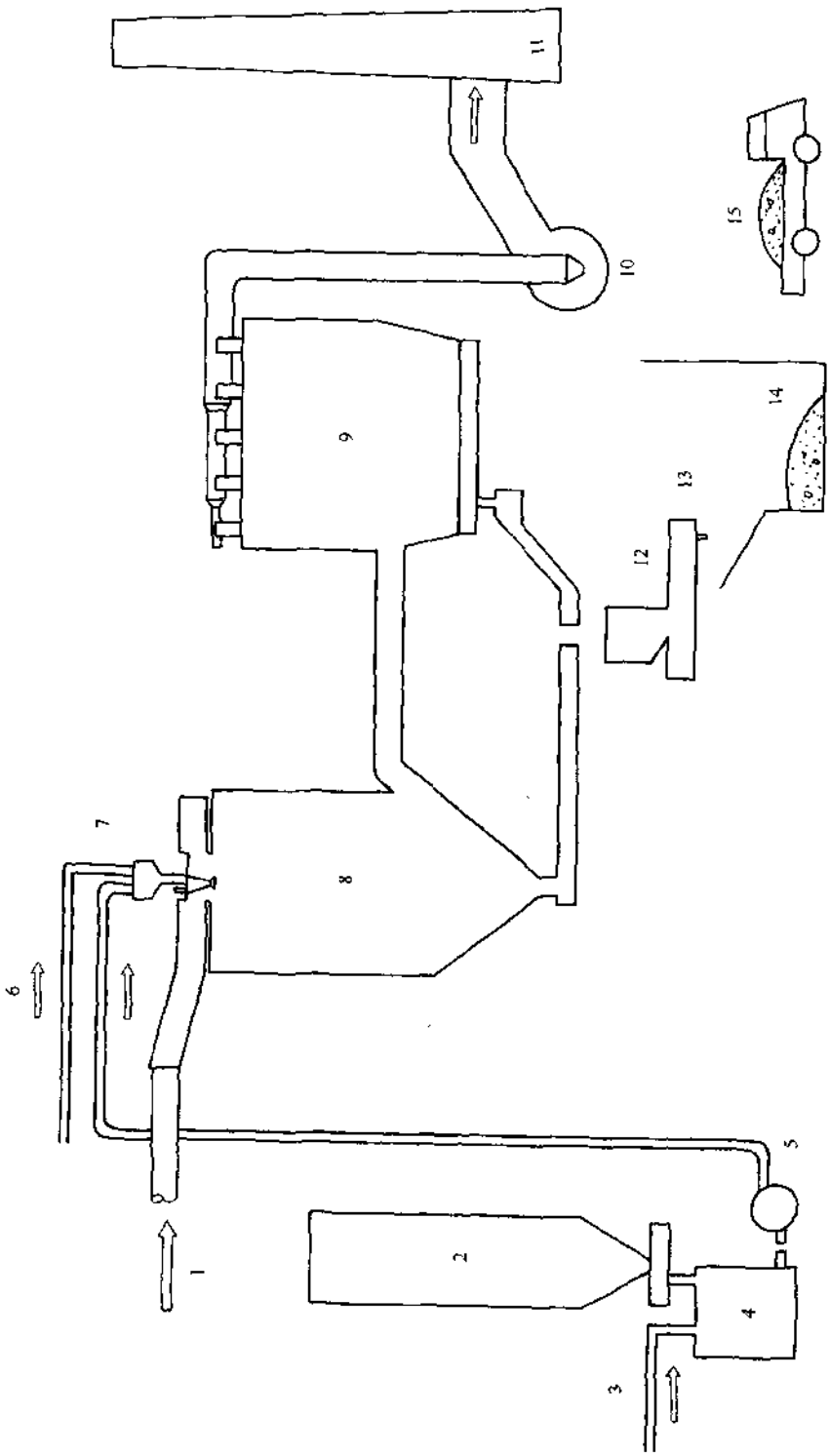


图 11-110　烟气处理系统流程(半干型)

1—烟气;2—石灰库;3—水;4—灰浆罐;5—灰浆泵;6—控温水;7—喷雾器;8—反应塔;9—布袋除尘器(二次反应);10—引风机;11—烟囱;12—飞灰运输设备;13—飞灰增湿器;14—贮坑;15—去处理厂

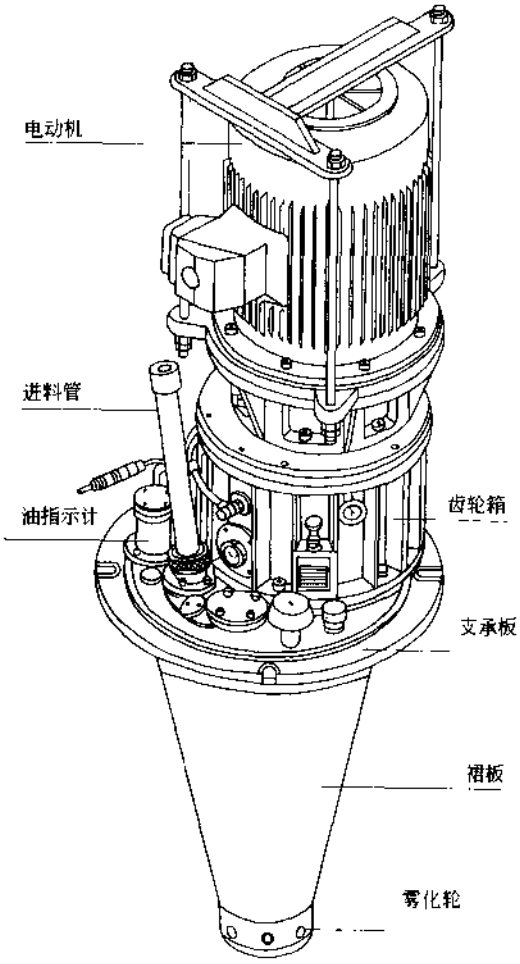


图 11-111 喷雾器结构

双流喷嘴反应塔虽然结构简单,维护方便,投资较省,但石灰浆的雾化效果较差,中和效率不及旋转喷雾反应塔,而且喷嘴较易堵塞。

半干法中和处理工艺最大的问题是对运行操作要求高,石灰浆配制的浓度要合适,喷入量要控制好。石灰浆浓度过高、喷入量过小,容易发生喷嘴堵塞现象;而浓度过低、喷入量过大,干燥过程没有完成,在塔底和塔壁会出现粘灰结垢的"粘壁"现象。

GSA 系统(见图 11-112)是另一种较为特殊的中和反应系统,由反应塔、旋风分离器和返料分配箱组成。它的工作原理类似于循环流化床,烟气从反应塔的底部进入,塔内的灰尘颗粒在烟气流的承托下呈悬浮状态,反应塔下锥体喉部中央装有喷嘴,石灰浆和水(调节反应塔内温度)在压缩空气的作用下喷出、雾化,随烟气向上流动,粘附在尘粒表面将尘粒包裹形成"粒状物"并和与之接触的酸性气体产生化学反应。这些粒状物到达顶部后随烟气离开反应塔进入旋风分离器,除未粘附石灰浆的小颗粒灰尘随烟气进入布袋除尘器外,几乎都被旋风分离器分离出来,落入返料分配箱里。返料分配箱装有上螺旋输送机和下螺旋输送机,下螺旋输送机将粒状物不断地送回反应塔,返料速度根据反应塔内的压力降(反映粒状物的

量)通过变频电机自动调节,上螺旋输送机将多余的粒状物排出,维持返料箱正常的料位水平。返回反应塔的粒状物再继续裹上新的石灰浆参与新一轮的中和反应,如此不断循环往复,从粒状物取样切片分析的结果表明,平均循环次数上百次,悬浮不起来的大颗粒粒状物落到塔底,从锁气回转阀排出。GSA 中和反应系统烟气阻力较大,增加了引风机的功率消耗,但也有其可取之处:

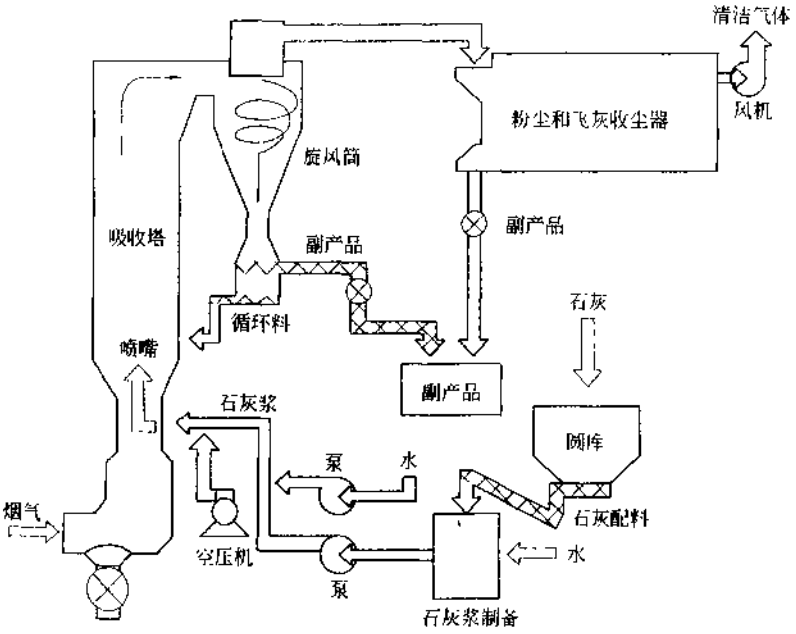


图 11-112　GSA 中和反应系统流程

1) 结构十分紧凑,占地面积小。处理烟气量 30000Nm^3/h 的反应塔直径只有 1500mm 左右,而旋转喷雾反应塔的直径则在 6000mm 以上;

2) "钙氯化"低,节省石灰,降低运行成本。因为烟气在通过反应塔时与无数粒状物接触,每颗粒状物都参与反应,中和效率高,同时粘在粒状物表面尚未完全反应的石灰回到反应塔后还能再参与反应,提高了石灰的利用率。

3) 石灰浆喷头更换便捷,可在线更换,更换期间反应塔内的中和反应仍在进行,不影响烟气的排放浓度。

4) 当以 $Ca(OH)_2$ 干粉代替石灰浆时,GSA 系统也有较高的中和效率,由于省去了制备石灰浆的麻烦,也节省了投资,为不少垃圾焚烧处理厂所采用。

(6) 除尘器:早期的垃圾焚烧厂广泛采用的是静电除尘器,因为静电除尘器属高效率除尘设备,具有运行可靠、维护简单、电耗低等优点。其原理是放电极与集电极间形成一个高压电场,带灰尘的烟气通过时使尘粒在电场中荷电,荷电尘粒受电场力作用向极板(集电极)、极线(放电极)移动,并沉积在极板、极线上,使烟气得到净化,沉积的灰尘通过定期的振打落入除尘器下部的灰斗面被收集,由螺旋输送机送至增湿机加水、搅拌,以防止灰尘的飞扬,然后送入贮灰坑,与灰渣一起被清运出厂。深圳所引进的也是静电除尘器,运行十多年来,情况良好,烟气排放的灰尘浓度小于设计规定的 100mg/Nm^3。

静电除尘器的主要参数如下：

型号 卧式 16/6/1×6/0.3

流通面积 $30m^2$

处理烟气量 $30000Nm^3/h$

设计除尘效率 98.75%

允许工作温度 200～300℃

随着布袋滤料材质的改进和成本的降低，布袋清灰技术的完善，除尘效果的卓越，以及环境保护要求的提高，近几年来，布袋除尘器在相关行业(包括垃圾焚烧处理厂)中使用越来越普遍，发展速度十分迅猛，布袋除尘器及其附件的制造厂家在我国如雨后春笋般涌现出来，产品质量也在不断地提高。

布袋除尘器是使烟气通过滤布将尘粒分离出来的除尘装置。布袋除尘器的结构型式多种多样，按滤袋的形状分有圆筒形和扁平形；按烟气通过滤袋的方向分有外滤式和内滤式等等。现以垃圾焚烧厂常用的圆筒形、外滤式布袋除尘器(见图 11-113)为例作简单介绍。带灰尘的烟气在引风机的吸引下从布袋的外侧穿过滤布进入圆筒内，由于尘粒通不过滤布的毛细孔而被阻留在布袋的外表面，除去尘粒的清洁烟气经滤袋口进入清洁室，从离线阀、出风口经引风机由烟囱排入大气。滞积在布袋外表面的尘粒逐渐增多而形成尘饼，使烟气通过阻力逐渐增大，当阻力增大到设定值(或设定时间间隔)，将通过设定的清灰程序进行清灰(见图 11-114)，使尘饼从布袋表面剥落，由布袋除尘器下方的灰斗收集，经螺旋输送机排出，最后被传送至飞灰贮槽，进行单独处理。

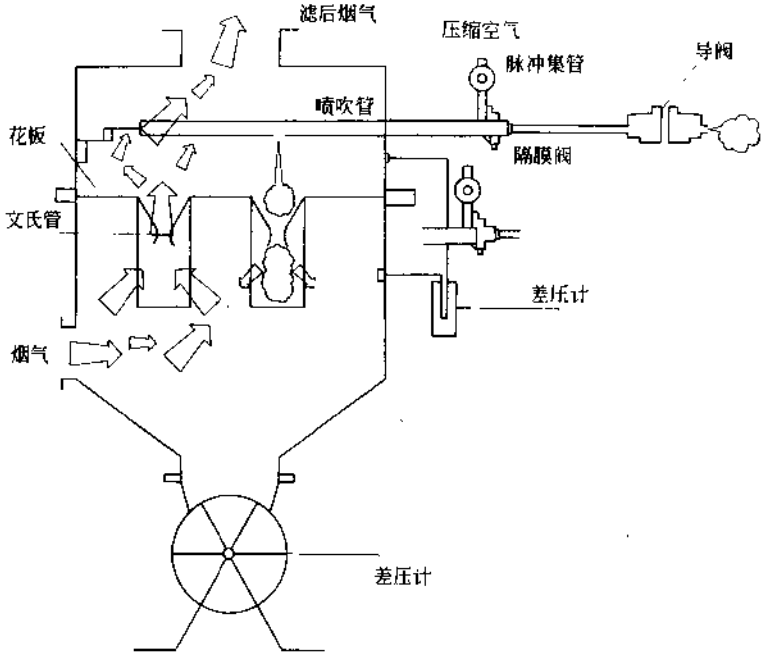


图 11-113 布袋除尘器

布袋除尘器的除尘效率、排烟压力损失以及滤袋的使用寿命等都与清灰方式有关，清灰

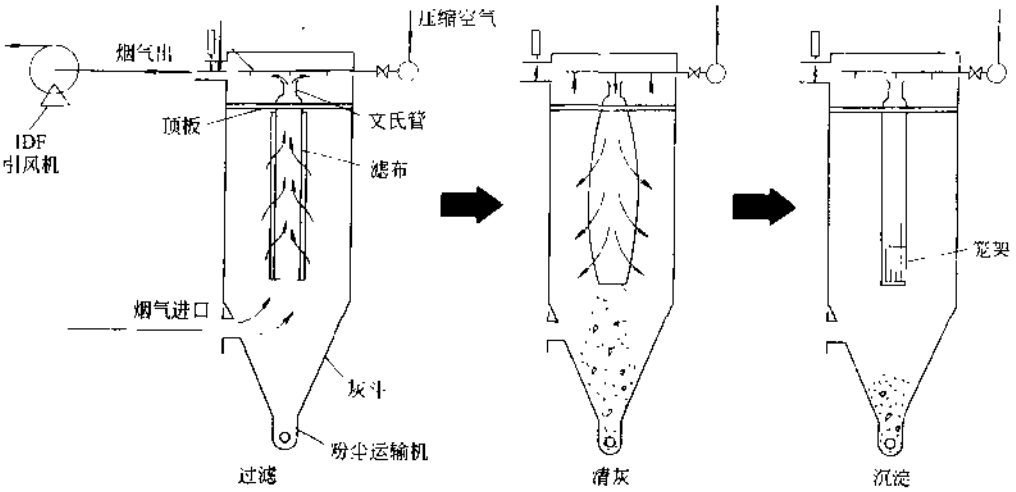


图 11-114　脉冲清灰

方式有脉冲喷吹清灰、机械振动清灰、气环反吹风清灰、逆气流清灰、超声波清灰等等，垃圾焚烧厂布袋除尘器常用的清灰方式是脉冲喷吹清灰。脉冲清灰是借助压缩空气从薄膜式脉冲阀瞬时的喷出在喷吹总管中形成带压力的脉冲气流，这股脉冲气流从总管的各喷嘴喷入布袋，喷入布袋时通过射流作用也将袋口附近的气体带入布袋，喷入布袋后迅速膨胀，布袋入口处受气流的作用涨大鼓起形成波峰，波峰随着脉冲气流的快速流动而下移，形成波浪状直达袋底，布袋形状的变化使积结在布袋外表面的尘饼碎裂、剥落，清灰过程瞬间完成。布袋除尘器由为数众多的布袋组成，呈矩阵列，各列对应装有脉冲阀和喷吹总管，脉冲阀按照程序指令依次逐列进行清灰。布袋除尘器一般分隔成若干个独立的气室，关闭该室的气门后可以进行在线更换布袋或进行离线清灰。频繁清灰将缩短布袋的使用寿命，而不及时清灰将造成排烟压头损失，增大引风机的动力消耗，因此，清灰频率的合理设定十分重要，布袋除尘器一般提供有两种清灰设定方式，一是按设定的清灰时间间隔进行清灰，一是按设定的布袋内外压差进行清灰。新布袋投运时，初级尘饼还未形成，清灰规律尚未掌握，采用压差清灰方式较为合理，经过一段时间运行，清灰的时间间隔稳定后，可切换为定时清灰，将差压表关闭以延长其使用寿命。清灰可以在运行状态下边运行边清灰，称作“在线清灰”，由于清灰时布袋周围的灰尘浓度较大，刚脱落的灰尘又随烟气回到布袋上，清灰的效果稍差，但清灰时布袋除尘器的压降变化不大，对系统影响较小；另一种方式称作“离线清灰”，清灰时将气室的气门关闭，清灰的气室不参与运行，清灰的效果好，但因有气室退出运行，气布比发生变化、使除尘器压降有较大幅度增加，由于气室的退出和投入造成除尘器压降的波动较大，对系统运行有一定的影响。

布袋除尘器性能的优劣、价格的高低、寿命的长短完全取决于用来制造布袋的滤料，滤料的品种、品牌繁多，价格、质量差距甚大，选择滤料要考虑的因素很多，首先是滤料的性能是否能满足耐温、耐酸、耐碱、抗水等的使用要求，选错滤料将是灾难性的事故，然后是滤料的价格和滤料的使用寿命，一般来说，价格低廉的滤料使用寿命要短一些，如果节省下来的资金抵不了更换布袋所花的费用也就得不偿失了，所以要作全面的经济分析比较。目前，垃

圾焚烧厂常选用的滤料有 Ryton、Nomex、P84、玻璃纤维、玻璃纤维复膜等等，表 11-59 列出这些滤料的性能比较。

滤料性能比较 **表 11-59**

性 能	Ryton	Nomex	P84	玻璃纤维	玻纤复膜
连续使用温度(℃)	180	200	240	240	230
最高使用温度(℃)	200	220	260	280	260
耐 酸 性	4	2	4	4	5
耐 碱 性	4	4	2	3	5
抗 水 性	5	2	2	5	5
抗 磨 损	3	5	4	1	3

注：1—差；2—一般；3—较好；4—好；5—很好。

相同材质不同厂家的产品，性能、寿命相差很大，表中的性能排序仅供参考。玻璃纤维 PTFE 复膜的滤料以美国 GORE 公司产品的性能为最好，但价格也最高，宁波枫桥垃圾焚烧厂选用了该公司的滤料。复膜是滤料技术的一大进步，PTFE(聚四氟乙烯)薄膜是一种透气极好而又十分致密的材料，滤料复上薄膜后灰尘就不会渗入到织物的内部而导致滤料堵塞失效，即所谓"表面过滤"(见图 11-115)，"表面过滤"的初始压降虽较普通滤料高，但由于其清灰性能好，延长了滤料的使用寿命，而且较原来的"深层过滤"运行阻力小(见图 11-116)，可以这样说，复膜技术和脉冲清灰技术是标志着布袋除尘器发展的里程碑。

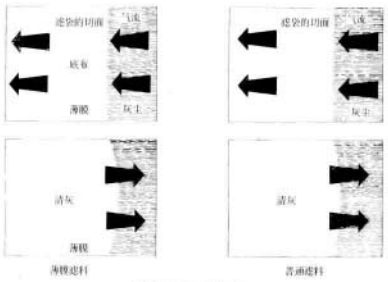


图 11-115 表面过滤

影响布袋使用寿命的因素还有很多，诸如布袋笼架的制造质量、笼架与布袋的配合间隙、笼架筋条的疏密与滤料是否匹配、布袋的缝制工艺、缝线的质量、清灰喷嘴安装位置是否对中等等。运行不当也会缩短布袋的使用寿命，如反应塔的温度控制不当，布袋除尘器通气前预热不当等等。

布袋除尘器因其除尘效率高发展潜力很大，随着技术的完善和成本的降低，应用范围将

越加广阔。由于静电除尘器的工作温度范围正是二噁英再生成的温度区域，为了控制垃圾焚烧处理厂的二噁英排放，国家环保总局在发布的《生活垃圾焚烧污染控制标准》中明确规定烟气除尘处理必须要采用布袋除尘器，该标准已作为国家标准(GB—18485)向全国发布。垃圾焚烧处理厂采用布袋除尘器除尘，一般工作温度在150℃左右，能避开二噁英再生成的温度区域，同时二噁英极易吸附在灰尘上，只有小部分呈气态排出，布袋除尘器的高效除尘也是降低二噁英排放的有效手段，另外，反应过程残留的石灰随着烟气的流动沉积在布袋的表面上，对未被中和的酸性气体进行二次反应(见图11-117)，这对降低酸性气体的排放浓度、节省石灰的消耗十分有利。

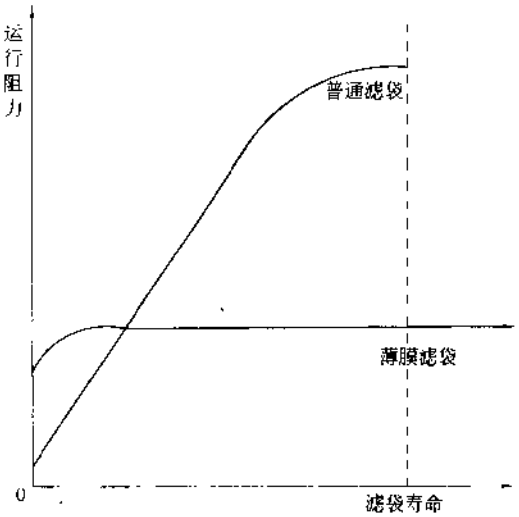


图11-116　阻力比较

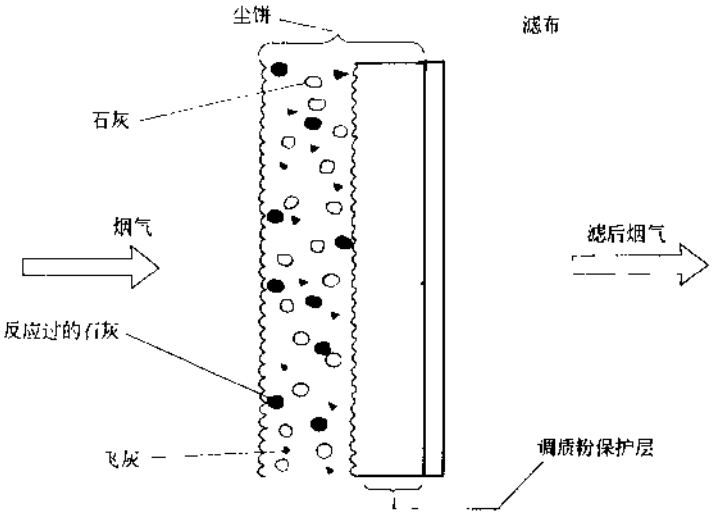


图11-117　二次反应

布袋除尘器(150t/d)的主要技术参数如下：

处理烟气量：35000Nm^3/h。

外形尺寸(长×宽×高)：6.2m×8m×12m。

仓室个数：8个。

每室滤袋条数：60条。

滤袋尺寸：ϕ0.164m×4.9m。

过滤风速(气布比)：≤1m/min。

每条滤袋过滤面积:2.5m²。

除尘器总过滤面积:1200m²。

滤袋材料:玻璃纤维复膜。

滤袋最高使用温度:200℃。

设备压力降:1500Pa。

清灰方式:脉冲清灰。

压缩空气压力:0.7MPa。

压缩空气消耗量:1.2m³/min。

11.3.2.4 垃圾焚烧厂的运行

(1) 垃圾焚烧厂发电与火电厂的差别:垃圾焚烧厂因利用垃圾焚烧产生的热能进行发电,安装有余热锅炉、汽轮发电机组以及发配电装置,所以其运行操作与火电厂相类似,所不同的是火电厂是以发电为目的,必须根据用户的用电需要调整锅炉的负荷,即所谓"以电定汽",而垃圾焚烧厂是以处理垃圾为最终目的,发电只是垃圾焚烧的副产品,锅炉的产汽量决定于垃圾的焚烧处理量及其燃烧工况,汽轮机跟着锅炉走,也就是"以汽定电",还有,当垃圾焚烧厂发电不能向电网送电时,垃圾的焚烧处理还必须继续正常运行,即所谓"孤岛运行",这也是垃圾焚烧发电厂不同于火电厂的特有工况。

为了适应垃圾焚烧发电厂的运行特点,热力系统的设计与火电厂在以下方面有着明显的差别:

1) 主蒸汽压力调节系统:垃圾焚烧厂发电的锅炉产汽量受垃圾处理量、垃圾热值和燃烧工况的影响会有较大的波动,维持热力系统主蒸汽压力稳定有两种调节方式:

① 旁路调节方式:根据锅炉蒸发量的波动情况将汽轮发电机组设定在相对较低的负荷,当锅炉蒸发量降至最低时,主蒸汽压力旁路调节阀处于关闭状态,蒸汽全部进入汽轮发电机组作功发电,当锅炉蒸发量增加时,系统压力上升,旁路调节阀开启,将多余的蒸汽经旁路冷凝器冷凝回收,维持系统压力不变。深圳引进的成套设备就是这种旁路调节方式。

旁路调节方式较为简单,但由于蒸汽没有被充分地利用,旁路的蒸汽还需要消耗一定的能源进行冷凝回收,系统效率较低。

② 机前压力调节方式:将主蒸汽压力调节阀作为汽轮发电机组的主汽门,汽门的开度随锅炉的蒸发量变化进行自动调节,当锅炉蒸发量增加时,系统压力上升,汽门的开度增大,蒸汽全部进入汽轮机组作功发电,而当锅炉蒸发量减少时,系统压力下降,汽门的开度减小,维持系统压力稳定。如果系统(母管制)中有两台以上的汽轮发电机组,可选择其中一台机组作为调节机组,其余为定功率机组。

机前压力调节方式将锅炉产生的蒸汽全部用于发电或热电联产,提高了蒸汽的利用率,特别适合垃圾焚烧发电厂热力系统的波动工况,系统效率较旁路调节方式高。深圳在二期扩建工程时,对原热力系统进行改造,将原来的旁路调节改为机前压力调节,取得了显著的效果,运行情况良好,并被国内垃圾焚烧发电厂广为采用。

2) 汽轮机旁路系统:垃圾焚烧厂发电的正常工况是汽轮发电机组并网运行,如果采用机前压力调节方式,锅炉产生的蒸汽全部进入汽轮机作功发电,汽轮机旁路系统为空载状态。但当出现不能向电网送电的非正常工况时,汽轮发电机组从正常负荷急降至厂用电负荷,变成"孤岛运行",大量的多余蒸汽经过汽轮机旁路系统减温降压后进入旁路冷凝器冷凝

回收，这种突变工况对旁路系统的减温减压装置的响应速度要求很高。还有一种工况是锅炉正常运行，汽轮发电机组发生故障，停机检修，不能发电，全部的蒸汽通过旁路系统经旁路冷凝器冷凝回收，为了保证垃圾焚烧处理量不受影响，旁路系统设计的处理能力应大于或等于100%额定蒸发量。由于垃圾焚烧厂首先是城市的市政环卫设施，任何工况下都必须保证垃圾的正常处理，所以垃圾焚烧发电厂都应设置汽轮机旁路系统，国内有的设计院和业主对其重要性认识不足，为了节省投资不设旁路系统，得到了教训。

(2) 垃圾焚烧发电厂的起炉和停炉：垃圾焚烧厂发电的起炉与停炉操作也不同于火电厂，为了延长垃圾焚烧炉的使用寿命，应该尽可能按设备生产厂家规定的起炉升温曲线和停炉降温曲线进行操作。下面介绍的是三菱-马丁炉起炉操作与停炉操作：

1) 起炉操作：图 11-118 为起炉的升温曲线。

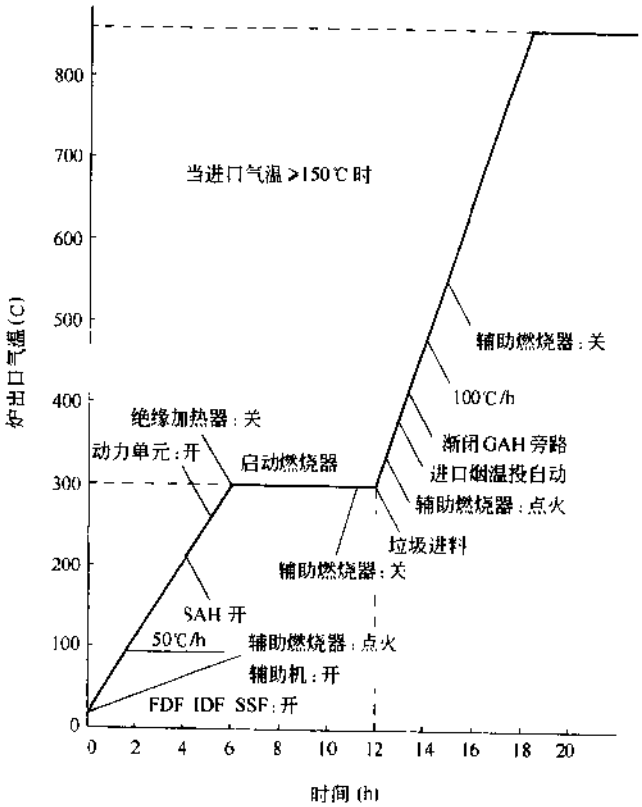


图 11-118　起炉升温曲线

注：根据 GB 18485—2001 炉温应该提高至 850℃。

起炉前所有的有关附属设备如锅炉给水泵、炉排液压装置、炉排润滑装置、炉排密封风机、引风机、鼓风机、燃油系统等及相应的控制回路应先行投入正常运行，此前，静电除尘器的绝缘子加热(或布袋除尘器的热风循环系统)还应先期投入。

当系统处于正常状态，炉内负压稳定，锅炉汽包水位正常偏低(受热后会上升)，这时可起动燃烧器点火升温，着火后调整燃烧器的油门，使炉温以每小时 50℃ 的速度上升，可根据温度记录曲线进行适时的修正。升温过程中，锅炉开始产生蒸汽，如果热力系统中有其他锅炉在运行，蒸汽可从点火排汽门排走，如果热力系统中无其他锅炉运行，蒸汽可供低压蒸汽

的热力设备使用，如蒸汽暖风器、除氧器、蒸汽伴热管等，多余的蒸汽从旁路冷凝器回收，以免排汽噪声扰民。炉温达到300℃后暂停升温，开始6h左右的保温过程。除尘器的投入时间决定于其入口处的烟温，当入口处烟温高于150℃时，除尘器可投入运行（静电除尘器：通电并随后关闭绝缘子加热器；布袋除尘器：从旁路烟道切换到布袋除尘器并关闭热风循环系统，投入烟温控制系统以保护布袋除尘器）。

垃圾投放作业是在保温6h后进行，暂时关闭燃烧器，向料斗连续投入垃圾，开启隔料门让垃圾下落至给料平台，直到料槽内充满垃圾，料斗保持正常的料位水平。手动操作给料装置作两三次最大行程往复，将给料平台上的垃圾推到炉排上。重新起动燃烧器，加大油门继续升温，升温速度提高到100℃/h，手动操纵给料装置与炉排作间歇运动，注意观察炉床上垃圾的着火燃烧及料层状态，垃圾着火燃烧后炉温上升很快，燃烧器的油门逐步关小，当炉温达到600℃，垃圾完全自燃，燃烧器可以关闭并退出，投入燃烧自动控制，将控制模式设定为“炉温控制”，仔细调整炉排往复速度与给料装置往复速度、行程的配合关系，使干燥段和燃烧段的料层厚度合适、均匀，结合各段风室风门的调整，合理配风，将“燃切点”（燃烧段与燃烬段间的转切点）调整到第8段（11段炉排）附近，使尚未完全燃烧的垃圾在燃烬段有足够的停留时间，以保证灰渣的热灼减率符合环保要求，调整排渣滚筒的步进频率，也可以控制燃烬段灰渣的厚薄和停留时间。投入燃烧自动控制后，通过逐步提高炉温设定值使升温速度仍保持为每小时100℃，直到炉温达到850℃（原设计为日本旧标准的800℃）。待炉温在850℃稳定后可切换为“蒸发量控制”的控制模式，焚烧炉进入正常运行状态。

2）停炉操作：停炉分“正常停炉”和“紧急停炉”，当系统出现故障或事故需要停炉进行处理时才采用“紧急停炉”，“紧急停炉”的工况较为复杂，停炉操作不能按常规的程序进行，最常用的非常规操作是“焖炉”：停鼓风机和引风机，停炉排及给料装置，关闭一次风风门，在工况允许的情况下，引风机的风门略开，以免炉内正压过大导致炉膛往外冒烟，由于炉内仍有大量垃圾，炉温很高，必须注意保持锅炉汽包的正常水位。“正常停炉”属于计划中的停炉，除要求按降温曲线进行降温操作外，还要将炉内的垃圾全部处理完毕，便于后来的维护保养工作易于进行。

图11-119为停炉（正常停炉）的降温曲线。

停炉前先停止向料斗投料，待料斗的垃圾全部进入料槽后，将料槽入口处的隔料门关闭，开始停炉操作。燃烧自动控制模式从“蒸发量控制”切换为“炉温控制”，通过逐步降低炉温设定值使炉温以每小时－50℃的速度降温，当炉温降至600℃时，燃烧控制切换为手动，起动燃烧器，调节油门，保持炉温的降温速度，注意清理给料平台上的垃圾，可通过给料装置的全行程往复作最后的清理，控制好炉排的往复运动，将炉排上的垃圾处理完毕。炉温降至300℃时，关闭燃烧器，停给料装置、炉排、排渣滚筒、鼓风机、引风机、炉排密封风机等，关闭静电除尘器电源（或将烟气切换到布袋除尘器旁路烟道），炉体自然冷却，停炉操作完成。

11.3.3 垃圾焚烧厂环境影响评价

11.3.3.1 垃圾焚烧对环境的影响

垃圾焚烧处理厂本身是一个解决垃圾污染生态环境的环保设施，但在生产运行过程中还不可避免地会产生废气、废渣和污水，对环境造成二次污染。一般来说，从焚烧炉出来的

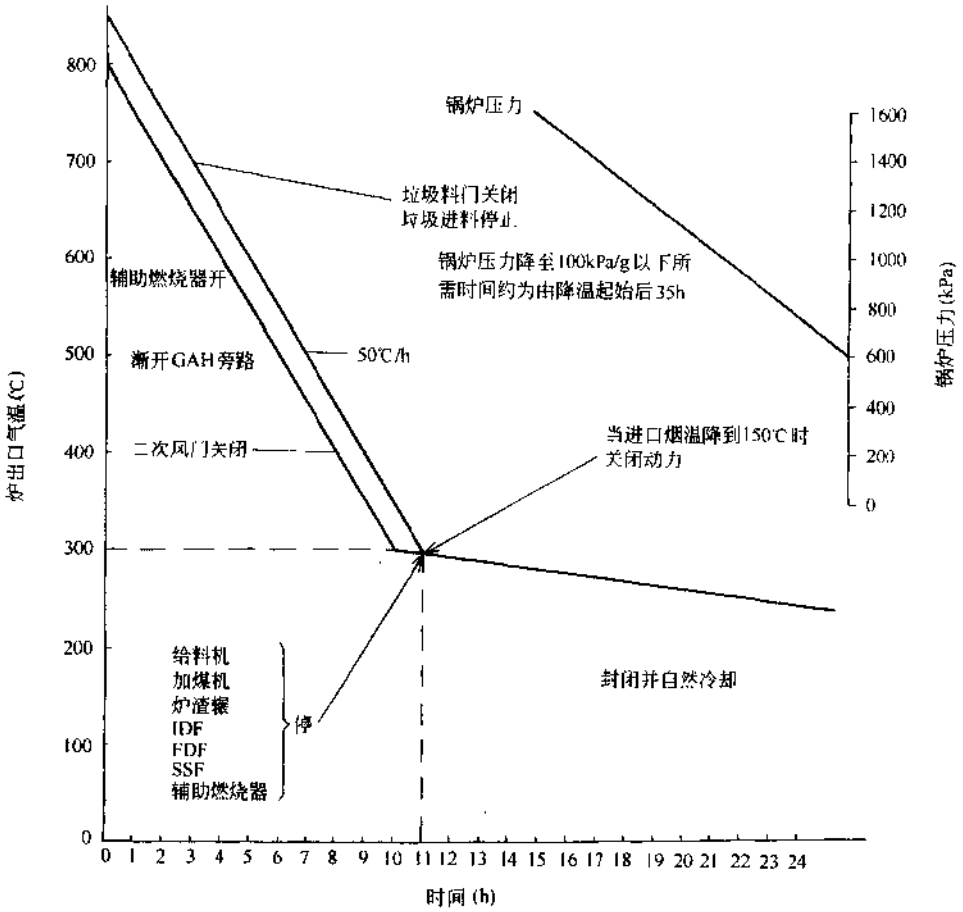


图 11-119　停炉降温曲线

注：根据 GB 18485—2001 炉温应提高至 850℃。

炉渣是稳定无害的，可以作建筑回填等用途，但从反应器和除尘器收集的反应生成物和飞灰因其附有重金属和二噁英等污染物而被定性为危险物，必须按有害固体废弃物进行单独处理。污水有垃圾渗沥液、地面冲洗水、灰渣渗沥液、锅炉废水和制水废水等生产污水和职工生活污水。除从垃圾贮坑收集的垃圾渗沥液外，其他污水经常规处理后可排入下水道或放流到附近的水体。垃圾渗沥液的处理是当前我国垃圾焚烧技术发展进程中亟待解决的重要课题，由于垃圾渗沥液中有机质丰富，COD 高达 30000～60000mg/L，常规工艺难于处理，国外一般都采用将垃圾渗沥液喷入炉内汽化和分解，这是处理垃圾渗沥液最为简单而十分有效的方法，深圳引进的设备中也带有垃圾渗沥液回喷入炉的装置，但是我国目前生活垃圾的特点是水分高、热值低，水分高则渗沥液的量大（约为进厂垃圾量的 12% 左右，国外不到 5%），热值低则炉温调控难，采用回喷入炉的方法将会使炉温急剧下降影响垃圾焚烧，这在深圳的实践中得到验证。从长远观点看，垃圾热值将随着经济的发展而提高，现在设计的垃圾焚烧厂还应设有垃圾渗沥液回喷入炉的装置或留有将来装设该装置的位置。作为过渡期，如果许可的话，垃圾渗沥液最好能通过管道或用槽车送往污水处理厂进行处理，对于不

具备送污水处理厂条件的也可以考虑采用蒸发浓缩等经过小试的新工艺进行处理。废气是垃圾焚烧厂最大的污染源，是评估垃圾焚烧厂对生态环境影响的重要对象，下面重点介绍垃圾焚烧烟气对环境的影响评价。

垃圾的成分十分复杂，在焚烧过程中会产生各种各样的有害气体，如氯化氢、氟化氢、二氧化硫、一氧化碳、氮氧化物等，还有近年来为人们十分关注的二噁英以及重金属。这些污染物可以大致分成颗粒物、酸性气体、重金属和有机污染物四大类(见表 11-60)。

垃圾焚烧烟气中的污染物 表 11-60

类 别	污染物名称	表示符号
颗粒物	灰 尘	
酸性气体	氯化氢	HCl
	硫氧化物	SO_x
	氮氧化物	NO_x
	氟化氢	HF
	一氧化碳	CO
重金属类	汞及其化合物	Hg、Hg^{2+}
	铅及其化合物	Pb、Pb^{2+}
	镉及其化合物	Cd、Cd^{2+}
	其他重金属及其化合物	
有机类	二噁类	$PCDD_S$(Dioxin)
	呋 喃	$PCDF_S$(Furan)
	其他有机物	

这些污染物如果随着烟气排到大气中，对生态环境都有不同程度的危害，造成二次污染，所以垃圾焚烧炉必须配套设置相应的烟气处理设施，对垃圾焚烧过程中产生的污染物进行去除处理，使随烟气排放到大气中的各种污染物的浓度或排放量控制在规定的限值内，称之为达标排放。

11.3.3.2 垃圾焚烧厂大气污染物排放限值标准

不同国家、不同地区、不同城市甚至不同地点对垃圾焚烧厂大气污染物的排放限值会有不同的要求，作为某个国家的“国家标准”是根据该国的环境保护要求和经济能力情况定出的“最低标准”，地方对报建的垃圾焚烧处理厂还必须根据项目环境影响评价报告中的结论意见提出不低于“国家标准”的排放限值要求。欧美、日本等经济发达国家在垃圾焚烧处理技术上一直处于世界领先地位，对垃圾焚烧造成的二次污染问题也十分关注，早在上世纪 70 年代就出台了垃圾焚烧处理厂大气污染物排放的限值标准，随着经济的发展和对环境保护的重视，限值标准的要求越来越严格，使得烟气处理技术日渐成熟和完善，有力地推动了垃圾焚烧处理技术的发展。表 11-61 所列的是部分经济发达国家对垃圾焚烧厂污染物排放限值标准的变化，隐约可以看出其发展轨迹。

关于二噁英的排放限值，欧共体、德国、瑞典、加拿大、日本等国都在垃圾焚烧厂大气污染物排放限值标准中规定为 0.1TEQng/Nm^3。

经济发达国家的排放限值标准(部分)(mg/Nm^3)　　表 11-61

国　家	颁发年份	灰　尘	HCl	SO_x	NO_x	HF	CO	Cd	Hg
德　国	1986	30	50	100	500	2	100	0.1	0.1
	1990	10	10	150	200	1	50	0.05	0.05
荷　兰	1986	50	50	—	—	3	—	0.1	0.1
	1993	6	10	40	70	1	50	0.05	0.05
法　国	1986	50	100	—	—	—	100	共 0.3	
	1991	30	50	300	—	2	100	0.1	0.1
欧共体	1989	30	50	300	—	2	100	0.1	0.1
	1996	5	10	50	80	1	50	0.05	0.05
日　本	1977	80	700		525	—	313	—	—
	现　行	20	25	57	105	—	88	—	0.05

我国城市生活垃圾焚烧处理技术的发展起步较晚,1985 年深圳市与外国厂商洽谈垃圾焚烧厂项目时,由于没有自己的国家标准,只能采用制造国的国家标准,十来年全国只有深圳一家垃圾焚烧厂,但近几年来,随着经济的发展和对环境保护要求的提高,国内不少经济发达的城市开始转向采用焚烧工艺处理生活垃圾,垃圾焚烧厂的建设方兴未艾,一些企业也在开发垃圾焚烧设备。为了规范我国垃圾焚烧厂的建设标准,避免二次污染造成生态环境的危害,国家环境保护总局于 2000 年 6 月 1 日颁布了《生活垃圾焚烧污染控制标准》(GWKB 3—2000),目前已正式升格为国家标准,内容没有改变,标准号为 GB 18485—2001。表 11-62 是标准中规定的垃圾焚烧炉大气污染物排放限值,在欧美、日本等经济发达国家的限值标准相比较,限值要求稍低一些,但符合我国的国情。

焚烧炉大气污染物排放限值(GB 18485—2001)　　表 11-62

序　号	项　目	单　位	数值含义	限　值
1	烟　尘	mg/m^3	测定均值	80
2	烟气黑度	林格曼黑度级	测定值	1
3	一氧化碳	mg/m^3	小时均值	150
4	氮氧化物	mg/m^3	小时均值	400
5	二氧化硫	mg/m^3	小时均值	260
6	氯化氢	mg/m^3	小时均值	75
7	汞	mg/m^3	测定均值	0.2
8	镉	mg/m^3	测定均值	0.1
9	铅	mg/m^3	测定均值	1.6
10	二噁英类	$TEQng/m^3$	测定均值	1.0

注:1. 本表规定的各项标准限值,均以标准状态下含 11% O_2 的干烟气为参考值换算。

2. 烟气最高黑度时间,在任何 1h 内累计不得超过 5min。

11.3.3.3 垃圾焚烧烟气处理技术

随着排放限值要求的提高,促进了烟气处理技术的不断发展和完善,对于垃圾焚烧产生

的各类污染物都已经有相应的和有效的处理工艺和设备。应该说垃圾焚烧处理厂与其他有污染源的行业相比较，排放标准要高得多，在国外有不少垃圾焚烧处理厂就建在居民区内，方便垃圾的清运和热能的输送，这表明垃圾焚烧处理厂可以将二次污染控制在相当低的水平。

灰尘和酸性气体(不包括氮氧化物)的处理技术，在前面介绍设备时已经作了简单的叙述，这里不再重复。下面只就氮氧化物、重金属和二噁英的处理技术作概略的介绍。

(1) 氮氧化物的去除：氮氧化物(NO_x)属于惰性物质，不易发生化学反应，又难溶于水，所以不好处理。垃圾焚烧烟气中的氮氧化物以一氧化氮(NO)居多，约占氮氧化物总量的95%，常见的处理工艺有选择性非催化还原法(SNCR)、选择性催化还原法(SCR)、氧化吸收法、吸收还原法等。其中氧化吸收法和吸收还原法属于湿式工艺，目前国外垃圾焚烧厂大多采用选择性非催化还原法(SNCR)和选择性催化还原法(SCR)。SCR法(图11-120)是在催化剂存在的条件下，NO_x被还原剂(一般为氨)还原为对环境无害的N_2，由于有催化剂的作用，还原反应能在低于400℃的条件下完成。SNCR法(见图11-121)不需要催化剂，它是在高温(800～1000℃)条件下，利用还原剂氨或碳酰胺(尿素)将NO_x还原为N_2。因此，SNCR法的还原反应是在高温的炉膛内完成，而SCR法是在除尘器下游的专用催化脱氮器中完成，为了达到SCR法的还原反应温度，烟气在进入催化脱氮器前还必须通过换热器，将烟气再加热到400℃。SNCR法设备简单，投资省，但去除效率低(30%～50%)，SCR法的去除效率高，能控制氮氧化物的排放浓度在50mg/Nm³以下，但设备复杂，投资大。

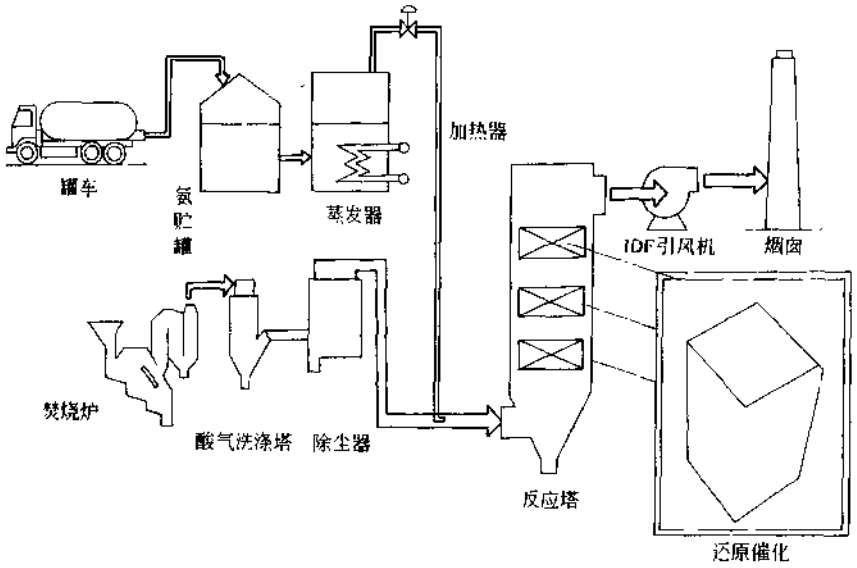


图 11-120 选择性催化还原法

垃圾焚烧炉的炉温较燃煤锅炉低，一般情况下氮氧化物的浓度不会太高，约为300mg/Nm³左右，低于国家规定的限值标准400mg/Nm³，如地方无特殊要求，可以不用加设脱硝装置。

(2) 重金属的去除：垃圾焚烧过程中，重金属在高温条件下气化，以气态的形式随着烟气离开炉膛，当烟气温度降低时又以固态或液态的形式出现，大部分在通过除尘器时被除

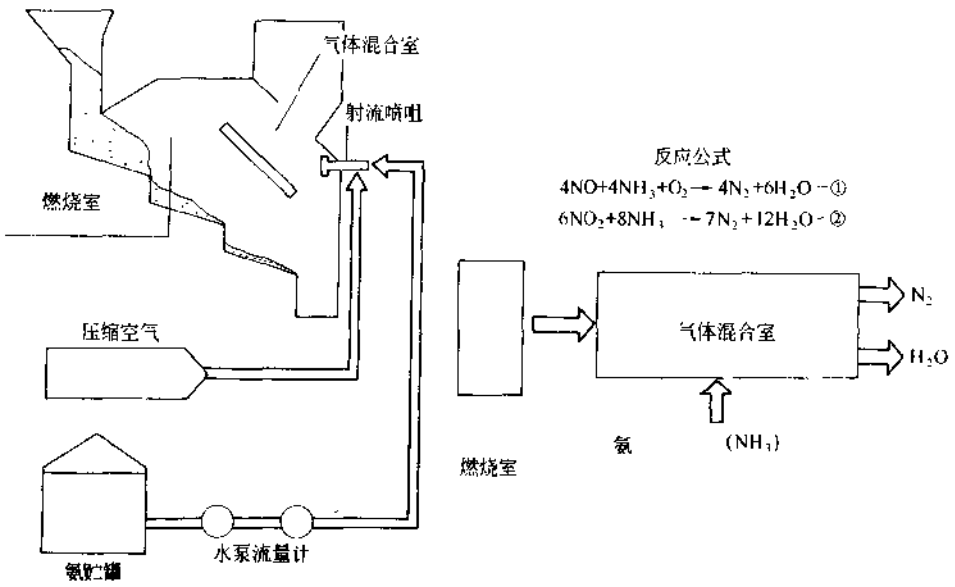


图 11-121　选择性非催化还原法

去。由于烟气处理工艺将温度控制在 150℃ 左右，一些挥发性强的汞、镉等重金属，仍会随烟气排入大气，有效的方法是在除尘器前面将活性炭喷入烟气中，活性炭有极强的吸附能力，可将其吸附、捕获，再由除尘器除去。

(3) 有机污染物的去除：有机污染物种类繁多，通常统称为“二噁英”，检测时以毒性当量计。虽然对二噁英的生成机理尚在研究中，但国内外的研究和实践均表明，降低垃圾焚烧厂烟气排放二噁英浓度的主要方法是：

1) 选择性能良好的炉型，合理的配风，使垃圾的燃烧完全、充分，并加强二次风对燃烧气的扰动，降低烟气的 CO 浓度(50ppm 以下)，可有效地减少二噁英在燃烧过程中的生成。

2) 确保炉内烟气在 850℃ 以上的温度下停留时间不少于 2s，能使燃烧过程中生成的二噁英在高温下有足够的分解时间，可有效地降低二噁英的浓度。垃圾焚烧炉的设计还应有燃烧器的自动投入功能，当炉温下降时能自动投入补燃，维持炉温不低于 850℃。

3) 采用低烟温的烟气处理工艺，避免烟气在 250～300℃ 的温度区间停留时间过长，可以减少二噁英的再合成。

4) 采用除尘效率极高的布袋除尘器，尽可能地除去烟气中的尘粒，这可以同时除去吸附在烟尘上的二噁英，因以气态排出的二噁英所占的比例不高，从而有效地降低了二噁英的排放浓度。

5) 如果对二噁英的排放限值有更高的要求(<1.0TEQng/Nm^3)，应设置活性炭吸附装置，在布袋除尘器前将活性炭粉喷入烟气中，可将二噁英吸附、除去。

11.3.4　垃圾焚烧厂发电技术经济参数

11.3.4.1　主要技术参数

(1) 处理能力：

1) 日处理能力:以日处理生活垃圾的重量为单位(t/d)。

随着垃圾热值的提高,处理能力将下降,一般是以处理设计热值的垃圾作为评判标准。

2) 年处理能力:以年处理生活垃圾的重量为单位(t/a)。

由于例行保养、锅炉年检、计划修理以及故障停炉等因素,垃圾焚烧炉年连续运行时间一般只有7200h左右,国外厂商能承诺的年连续运行时间为8000h,这是作为运营商与政府签订合同的重要参数指标。

3) 负荷调节能力:城市垃圾的清运量有着季节性的变化规律,垃圾焚烧厂的处理能力要有一个较为弹性的适应范围,一般为额定处理能力的70%~110%。

(2) 炉机配置与装机容量:

1) 炉机配置:显示焚烧炉和发电机组台数。

垃圾焚烧厂的炉机配置一般不多于四座炉、两台机。

2) 装机容量:发电机组总的额定功率(MW)。

装机容量应留有垃圾热值提高的余地。

(3) 垃圾低位热值:适应的垃圾低位热值范围(kJ/kg)。

设计点的垃圾低位热值(设计热值)(kJ/kg)。

不投油助燃能维持850℃炉温的垃圾低位热值(kJ/kg)。

(4) 蒸汽参数:

1) 蒸汽压力(MPa)。

2) 蒸汽温度(℃)。

3) 额定蒸发量(单炉的和全厂的)(t/h)。

4) 最大蒸发量(单炉的和全厂的)(t/h)。

(5) 烟气处理工艺及排放指标。

11.3.4.2 主要经济参数

(1) 工程投资:垃圾焚烧厂的投资一般是以吨处理能力的投资作为比较基准(万元/t)。

影响工程投资的因素很多,如设备产地(国产化率)、建厂规模、环保要求、自动化程度和厂房景观等等,国内已建或在建的垃圾焚烧发电厂有全国产设备的,也有主要设备进口其余国产配套的,投资(不含征地费用),最低的约为25万元/t,最高的达80万元/t。

(2) 运行费用:除工资福利部分外,主要有如下一些运行费用:

1) 灰渣处理费用:灰渣的外运、飞灰的处理。

2) 污水处理费用:垃圾渗沥液的处理、其他污水的处理。

3) 原材料费用:燃油、石灰、水、化学药品、润滑油(脂)。

4) 修理费用:大修、小修、备件。

5) 影响运行费用的因素也很多,如垃圾热值、处理规模、环保要求、设备质量、管理水平等等,以处理每吨垃圾的运行费用计(元/t)。

(3) 处理成本:包括资本回收,利息支付、设备折旧、运行费用以及税收、利润等,以每吨垃圾的处理成本计(元/t)。

(4) 营运收入:

1) 售电收入:售电是垃圾焚烧发电厂的主要经济来源,发电除自用电外全部向电网输送,并享受政府的有关优惠政策。售电收入决定于垃圾的热值以及上网的电价。深圳市垃

圾焚烧发电厂的上网电价为0.52元/度,其他城市一般都参照修订。

2）售汽收入:附近有热用户的垃圾焚烧发电厂采用热电联产的方式可获得更好的经济效益,0.7MPa的蒸汽售价约为70～90元/t。

3）垃圾处理费:采用BOT企业方式运营的垃圾焚烧处理厂,除非上网电价订得特别高,售电、售汽的收入是不足以还本付息的,政府必须在垃圾处理费方面给予合理的补贴才能吸引企业参与垃圾焚烧发电厂的建设和运营。目前国内垃圾焚烧处理的市场还不成熟,垃圾处理补贴费没有标准可供参考,垃圾处理补贴费也与垃圾热值、处理规模、环保要求和上网电价等因素有关,较难核定,上海和深圳都采用先运行后核算的方式,也有一些城市与企业签订0.70～0.85元/t的处理补贴费合同。

4）废金属回收出售:垃圾中约有1%～2%的废金属可以回收出售,数量不少,但罐头铁占的比例较大,由于经过高温焚烧氧化,还混有砂土,回收价值不大,售价不高。

12 有关标准、规范、规程

(1) 有关监测、分析方法、附录等内容一般从略。

(2) 标准号和章节编序与原标准、规范、规程相同,以便核查使用。

12.1 地表水环境质量标准 (GB 3838—2002)

前 言

为贯彻《中华人民共和国环境保护法》和《中华人民共和国水污染防治法》,防治水污染,保护地表水水质,保障人体健康,维护良好的生态系统,制定本标准。

本标准将标准项目分为:地表水环境质量标准基本项目、集中式生活饮用水地表水源地补充项目和集中式生活饮用水地表水源地特定项目。地表水环境质量标准基本项目适用于全国江河、湖泊、运河、渠道、水库等具有使用功能的地表水水域;集中式生活饮用水地表水源地补充项目和特定项目适用于集中式生活饮用水地表水源地一级保护区和二级保护区。集中式生活饮用水地表水源地特定项目由县级以上人民政府环境保护行政主管部门根据本地区地表水水质特点和环境管理的需要进行选择,集中式生活饮用水地表水源地补充项目和选择确定的特定项目作为基本项目的补充指标。

本标准项目共计 109 项,其中地表水环境质量标准基本项目 24 项,集中式生活饮用水地表水源地补充项目 5 项,集中式生活饮用水地表水源地特定项目 80 项。

与 GHZB 1—1999 相比,本标准在地表水环境质量标准基本项目中增加了总氮一项指标,删除了基本要求和亚硝酸盐、非离子氨及凯氏氮三项指标,将硫酸盐、氯化物、硝酸盐、铁、锰调整为集中式生活饮用水地表水源地补充项目,修订了 pH、溶解氧、氨氮、总磷、高锰酸盐指数、铅、粪大肠菌群七个项目的标准值,增加了集中式生活饮用水地表水源地特定项目 40 项。本标准删除了湖泊水库特定项目标准值。

县级以上人民政府环境保护行政主管部门及相关部门根据职责分工,按本标准对地表水各类水域进行监督管理。

与近海水域相连的地表水河口水域根据水环境功能按本标准相应类别标准值进行管理,近海水功能区水域根据使用功能按《海水水质标准》相应类别标准值进行管理。批准划定的单一渔业水域按《渔业水质标准》进行管理;处理后的城市污水及与城市污水水质相近的工业废水用于农田灌溉用水的水质按《农田灌溉水质标准》进行管理。

《地面水环境质量标准》(GB 3838—83)为首次发布,1988 年为第一次修订,1999 年为第二次修订,本次为第三次修订。本标准自 2002 年 6 月 1 日起实施,《地面水环境质量标准》(GB 3838—88)和《地表水环境质量标准》(GHZB 1—1999)同时废止。

本标准由国家环境保护总局科技标准司提出并归口。

本标准由中国环境科学研究院负责修订。

本标准由国家环境保护总局 2002 年 4 月 26 日批准。

本标准由国家环境保护总局负责解释。

1　范围

1.1　本标准按照地表水环境功能分类和保护目标,规定了水环境质量应控制的项目及限值,以及水质评价、水质项目的分析方法和标准的实施与监督。

1.2　本标准适用于中华人民共和国领域内江河、湖泊、运河、渠道、水库等具有使用功能的地表水水域。具有特定功能的水域,执行相应的专业用水水质标准。

2　引用标准

《生活饮用水卫生规范》(卫生部,2001 年)和本标准表 4 ~ 表 6 所列分析方法标准及规范中所含条文在本标准中被引用即构成为本标准条文,与本标准同效。当上述标准和规范被修订时,应使用其最新版本。

3　水域功能和标准分类

依据地表水水域环境功能和保护目标,按功能高低依次划分为五类:

Ⅰ类　主要适用于源头水、国家自然保护区;

Ⅱ类　主要适用于集中式生活饮用水地表水源地一级保护区、珍稀水生生物栖息地、鱼虾类产卵场、仔稚幼鱼的索饵场等;

Ⅲ类　主要适用于集中式生活饮用水地表水源地二级保护区、鱼虾类越冬场、洄游通道、水产养殖区等渔业水域及游泳区;

Ⅳ类　主要适用于一般工业用水区及人体非直接接触的娱乐用水区;

Ⅴ类　主要适用于农业用水区及一般景观要求水域。

对应地表水上述五类水域功能,将地表水环境质量标准基本项目标准值分为五类,不同功能类别分别执行相应类别的标准值。水域功能类别高的标准值严于水域功能类别低的标准值。同一水域兼有多类使用功能的,执行最高功能类别对应的标准值。实现水域功能与达功能类别标准为同一含义。

4　标准值

4.1　地表水环境质量标准基本项目标准限值见表 1。

4.2　集中式生活饮用水地表水源地补充项目标准限值见表 2。

4.3　集中式生活饮用水地表水源地特定项目标准限值见表 3。

地表水环境质量标准基本项目标准限值 单位:mg/L **表 1**

序号	标准值 / 项目 / 分类		Ⅰ类	Ⅱ类	Ⅲ类	Ⅳ类	Ⅴ类
1	水温(℃)		人为造成的环境水温变化应限制在: 周平均最大温升≤1 周平均最大温降≤2				
2	pH 值(无量纲)		6~9				
3	溶解氧	≥	饱和率 90% (或 7.5)	6	5	3	2
4	高锰酸盐指数	≤	2	4	5	10	15
5	化学需氧量(COD)	≤	15	15	20	30	40
6	五日生化需氧量(BOD_5)	≤	3	3	4	6	10
7	氨氮(NH_3-N)	≤	0.15	0.5	1.0	1.5	2.0
8	总磷(以 P 计)	≤	0.02 (湖、库 0.01)	0.1 (湖、库 0.025)	0.2 (湖、库 0.05)	0.3 (湖、库 0.1)	0.4 (湖、库 0.2)
9	总氮(湖、库、以 N 计)	≤	0.2	0.5	1.0	1.5	2.0
10	铜	≤	0.01	1.0	1.0	1.0	1.0
11	锌	≤	0.05	1.0	1.0	2.0	2.0
12	氟化物(以 F^- 计)	≤	1.0	1.0	1.0	1.5	1.5
13	硒	≤	0.01	0.01	0.01	0.02	0.02
14	砷	≤	0.05	0.05	0.05	0.1	0.1
15	汞	≤	0.00005	0.00005	0.0001	0.001	0.001
16	镉	≤	0.001	0.005	0.005	0.005	0.01
17	铬(六价)	≤	0.01	0.05	0.05	0.05	0.1
18	铅	≤	0.01	0.01	0.05	0.05	0.1
19	氰化物	≤	0.005	0.05	0.2	0.2	0.2
20	挥发酚	≤	0.002	0.002	0.005	0.01	0.1
21	石油类	≤	0.05	0.05	0.05	0.5	1.0
22	阴离子表面活性剂	≤	0.2	0.2	0.2	0.3	0.3
23	硫化物	≤	0.05	0.1	0.2	0.5	1.0
24	粪大肠菌群(个/L)	≤	200	2000	10000	20000	40000

集中式生活饮用水地表水源地补充项目标准限值 单位:mg/L **表 2**

序号	项目	标准值	序号	项目	标准值
1	硫酸盐(以 SO_4^{2-} 计)	250	4	铁	0.3
2	氯化物(以 Cl^- 计)	250	5	锰	0.1
3	硝酸盐(以 N 计)	10			

集中式生活饮用水地表水源地特定项目标准限值　单位:mg/L　　表 3

序号	项目	标准值	序号	项目	标准值
1	三氯甲烷	0.06	37	2,4,6-三氯苯酚	0.2
2	四氯化碳	0.002	38	五氯酚	0.009
3	三溴甲烷	0.1	39	苯胺	0.1
4	二氯甲烷	0.02	40	联苯胺	0.0002
5	1,2-二氯乙烷	0.03	41	丙烯酰胺	0.0005
6	环氧氯丙烷	0.02	42	丙烯腈	0.1
7	氯乙烯	0.005	43	邻苯二甲酸二丁酯	0.003
8	1,1-二氯乙烯	0.03	44	邻苯二甲酸二(2-乙基己基)酯	0.008
9	1,2-二氯乙烯	0.05	45	水合肼	0.01
10	三氯乙烯	0.07	46	四乙基铅	0.0001
11	四氯乙烯	0.04	47	吡啶	0.2
12	氯丁二烯	0.002	48	松节油	0.2
13	六氯丁二烯	0.0006	49	苦味酸	0.5
14	苯乙烯	0.02	50	丁基黄原酸	0.005
15	甲醛	0.9	51	活性氯	0.01
16	乙醛	0.05	52	滴滴涕	0.001
17	丙烯醛	0.1	53	林丹	0.002
18	三氯乙醛	0.01	54	环氧七氯	0.0002
19	苯	0.01	55	对硫磷	0.003
20	甲苯	0.7	56	甲基对硫磷	0.002
21	乙苯	0.3	57	马拉硫磷	0.05
22	二甲苯①	0.5	58	乐果	0.08
23	异丙苯	0.25	59	敌敌畏	0.05
24	氯苯	0.3	60	敌百虫	0.05
25	1,2-二氯苯	1.0	61	内吸磷	0.03
26	1,4-二氯苯	0.3	62	百菌清	0.01
27	三氯苯②	0.02	63	甲萘威	0.05
28	四氯苯③	0.02	64	溴氰菊酯	0.02
29	六氯苯	0.05	65	阿特拉津	0.003
30	硝基苯	0.017	66	苯并(a)芘	2.8×10^{-6}
31	二硝基苯④	0.5	67	甲基汞	1.0×10^{-6}
32	2,4-二硝基甲苯	0.0003	68	多氯联苯⑥	2.0×10^{-5}
33	2,4,6-三硝基甲苯	0.5	69	微囊藻毒素-LR	0.001
34	硝基氯苯⑤	0.05	70	黄磷	0.003
35	2,4-二硝基氯苯	0.5	71	钼	0.07
36	2,4-二氯苯酚	0.093	72	钴	1.0

续表

序 号	项 目	标准值	序 号	项 目	标准值
73	铍	0.002	77	钡	0.7
74	硼	0.5	78	钒	0.05
75	锑	0.005	79	钛	0.1
76	镍	0.02	80	铊	0.0001

① 二甲苯:指对-二甲苯、间-二甲苯、邻-二甲苯。

② 三氯苯:指1,2,3-三氯苯、1,2,4-三氯苯、1,3,5-三氯苯。

③ 四氯苯:指1,2,3,4-四氯苯、1,2,3,5-四氯苯、1,2,4,5-四氯苯。

④ 二硝基苯:指对-二硝基苯、间-二硝基苯、邻-二硝基苯。

⑤ 硝基氯苯:指对-硝基氯苯、间-硝基氯苯、邻-硝基氯苯。

⑥ 多氯联苯:指PCB-1016、PCB-1221、PCB-1232、PCB-1242、PCB-1248、PCB-1254、PCB-1260。

5 水质评价

5.1 地表水环境质量评价应根据应实现的水域功能类别,选取相应类别标准,进行单因子评价,评价结果应说明水质达标情况,超标的应说明超标项目和超标倍数。

5.2 丰、平、枯水期特征明显的水域,应分水期进行水质评价。

5.3 集中式生活饮用水地表水源地水质评价的项目应包括表1中的基本项目、表2中的补充项目以及由县级以上人民政府环境保护行政主管部门从表3中选择确定的特定项目。

6 水质监测

6.1 本标准规定的项目标准值,要求水样采集后自然沉降30min,取上层非沉降部分按规定方法进行分析。

6.2 地表水水质监测的采样布点、监测频率应符合国家地表水环境监测技术规范的要求。

6.3 本标准水质项目的分析方法应优先选用表4~表6规定的方法,也可采用ISO方法体系等其他等效分析方法,但须进行适用性检验。

7 标准的实施与监督

7.1 本标准由县级以上人民政府环境保护行政主管部门及相关部门按职责分工监督实施。

7.2 集中式生活饮用水地表水源地水质超标项目经自来水厂净化处理后,必须达到《生活饮用水卫生规范》的要求。

7.3 省、自治区、直辖市人民政府可以对本标准中未作规定的项目,制定地方补充标准,并报国务院环境保护行政主管部门备案。

12.2 海水水质标准(GB 3097—97)❶

❶ 本手册从略,详见给水排水设计手册第6册《工业排水》第13章。

12.3　地下水质量标准(GB/T 14848—93)❶

12.4　渔业水质标准(GB 11607—89)❶

12.5　农田灌溉水质标准(GB 5084—92)❶

12.6　生活杂用水水质标准(CJ 25.1—89)❶

12.7　土壤环境质量标准(GB 15618—95)❶

12.8　污水综合排放标准(GB 8978—96)❶

12.9　污水排入城市下水道水质标准(CJ 3082—99)❶

12.10　农用污泥中污染物控制标准(GB 4284—84)❶

12.11　恶臭污染物排放标准(GB 14554—93)❶

12.12　上海市污水综合排放标准(DB 31/199—97)❶

12.13　北京市中水水质标准❶

12.14　污水海洋处置工程污染控制标准(GWKB 4—2000)

❶ 本手册从略,详见给水非水设计手册第6册《工业排水》第13章。

1 主题内容与适用范围

1.1 主题内容

本标准规定了污水海洋处置工程主要水污染物排放浓度限值、初始稀释度、混合区范围及其他一般规定。

1.2 适用范围

本标准适用于利用放流管和水下扩散器向海域或向排放点含盐度大于5‰的年概率大于10%的河口水域排放污水(不包括温排水)的一切污水海洋处置工程。

2 引用标准

下列标准所含条文,在本标准中引用即构成本标准的条文。

GB 3097—1997 海水水质标准

GB 8978—1996 污水综合排放标准

GHZB 1—1999 地表水环境质量标准

当上述标准被修订时,应使用其最新版本。

3 定义

3.1 污水扩散器

沿着管道轴线设置多个出水口,使污水从水下分散排出的设施称为污水扩散器,其形状有直线型,L型和Y型等。

3.2 放流管

由陆上污水处理设施将污水送至扩散器的管道或隧道称为放流管。大型放流管一般在岸边设有竖井。

3.3 污水海洋处置

放流管加污水扩散器合称为污水放流系统;将污水由陆上处理设施经放流系统从水下排入海洋称为污水海洋处置。

3.4 初始稀释度

污水由扩散器排出后,在出口动量和浮力作用下与环境水体混合并被稀释,在出口动量和浮力作用基本完结时污水被稀释的倍数称为初始稀释度。

3.5 混合区

污水自扩散器连续排出,各个瞬时造成附近水域污染物浓度超过该水域水质目标限值的平面范围的叠加(亦即包络)称为混合区。

3.6 污染物日允许排放量

指本标准涉及的每种污染物通过污水海洋处置工程的日允许排放总量。

4 技术内容

4.1 标准值

4.1.1 进入放流管的水污染物浓度日均值必须满足表1的规定。

4.1.2 表1中未列出的项目可参照《污水综合排放标准》(GB 8978—1996)执行。

污水海洋处置工程主要水污染物排放浓度限值　mg/L　表 1

序号	污染物项目		标准值	序号	污染物项目		标准值
1	pH(单位)		6.0~9.0	21	总汞	≤	0.05
2	悬浮物(SS)	≤	200	22	总镉	≤	0.1
3	总 α 放射性,Bq/L	≤	1	23	总铬	≤	1.5
4	总 β 放射性,Bq/L	≤	10	24	六价铬	≤	0.5
5	大肠菌群,个/ml	≤	100	25	总砷	≤	0.5
6	粪大肠菌群,个/ml	≤	20	26	总铅	≤	1.0
7	生化需氧量(BOD_5)	≤	150	27	总镍	≤	1.0
8	化学需氧量(COD_{Cr})	≤	300	28	总铍	≤	0.005
9	石油类	≤	12	29	总银	≤	0.5
10	动植物油类	≤	70	30	总硒	≤	1.0
11	挥发性酚	≤	1.0	31	苯并(a)芘,μg/L	≤	0.03
12	总氰化物	≤	0.5	32	有机磷农药(以 P 计)	≤	0.5
13	硫化物	≤	1.0	33	苯系物	≤	2.5
14	氟化物	≤	15	34	氯苯类	≤	2.0
15	总氮	≤	40	35	甲醛	≤	2.0
16	无机氮	≤	30	36	苯胺类	≤	3.0
17	氨氮	≤	25	37	硝基苯类	≤	4.0
18	总磷	≤	8.0	38	丙烯腈	≤	4.0
19	总铜	≤	1.0	39	阴离子表面活性剂(LAS)	≤	10
20	总锌	≤	5.0	40	总有机碳(TOC)	≤	120

4.2　初始稀释度的规定

污水海洋处置排放点的选取和放流系统的设计应使其初始稀释度在一年 90% 的时间保证率下满足表 2 规定的初始稀释度要求。

90%时间保证率下初始稀释度要求　表 2

排放水域	海域		按地面水分类的河口水域		
水质类别	第三类	第四类	Ⅲ类	Ⅳ类	Ⅴ类
初始稀释度≥	45	35	50	40	30

注：对经特批在第二类海域划出一定范围设污水海洋处置排放点的情形，按 90% 保证率下初始稀释度应≥55。

4.3　混合区规定

污水海洋处置工程污染物的混合区规定如下：

若污水排往开敞海域或面积≥600km²(以理论深度基准面为准)的海湾及广阔河口、允许混合区范围：$A_a \leqslant 3.0km^2$

若污水排往<600km² 的海湾，混合区面积必须小于按以下两种方法计算所得允许值(A_a)中的小者：

(一) $A_a = 2400(L + 200)(m^2)$

式中 L——扩散器长度(m)。

(二) $A_a=\frac{A_0}{200}\times10^6(m^2)$

式中 A_0——计算至湾口位置的海湾面积(m^2)。

对于重点海域和敏感海域,划定污水海洋处置工程污染物的混合区时还需要考虑排放点所在海域的水流交换条件、海洋水生生态等。

4.4 一般规定

4.4.1 污水海洋处置的排放点必须选在有利于污染物向外海输移扩散的海域,并避开由岬角等特定地形引起的涡流及波浪破碎带。

4.4.2 污水海洋处置排放点的选址不得影响鱼类回游通道,不得影响混合区外邻近功能区的使用功能。在河口区,混合区范围横向宽度不得超过河口宽度的1/4。

4.4.3 扩散器必须铺设在全年任何时候水深至少达7m的水底,其起点离低潮线至少200m。

4.4.4 必须综合考虑排放点所在海域的水质状况、功能区的要求和周边的其他排放源,计算表1中所列各类污染物的允许排放量。对实施污染物排放总量控制的重点海域,确定污水海洋处置工程污染物的允许排放量时,应考虑该海域的污染物排放总量控制指标。

4.4.5 污水通过放流系统排放前须至少经过一级处理。

4.4.6 污水海洋处置不得导致纳污水域混合区以外生物群落结构退化和改变。

4.4.7 污水海洋处置不得导致有毒物质在纳污水域沉积物或生物体中富集到有害的程度。

5 监测

5.1 污水监测

5.1.1 采样点:进入放流管的污水水质监测在陆上处理设施出水口或竖井中采样。

5.1.2 采样频率:实测的水污染物排放浓度按日均值计算,每次监测要24小时连续采样,每4小时采一个样。

5.1.3 污水水样监测按《污水综合排放标准》规定的方法进行。

5.2 初始稀释度与混合区监测

5.2.1 初始稀释度:根据每个采样时刻的水流条件在出水口周围沿扩散器轴线适当布点采样监测,并取各点同一时刻监测值的平均计算该时刻的初始稀释度。每次监测时间必须覆盖至少一个潮周期,等时间间隔采样不少于8次。

5.2.2 混合区:根据排放点处的具体水文条件合理布点采样监测。每个点须采上、中、下混合样。每次监测采样时间必须覆盖至少一个潮周期,采样时刻应抓住高潮、低潮、涨急、落急等特定水流条件。

5.2.3 海水水样监测按《海水水质标准》规定的方法进行。

6 标准实施监督

6.1 本标准由县级以上人民政府环境保护行政主管部门负责监督实施。

6.2 沿海各省、自治区、直辖市人民政府可根据当地的实际情况需要,制定地方污水海

洋处置工程污染控制标准，并报国家环境保护行政主管部门备案。

12.15 城镇污水处理厂污染物排放标准 (GB 18918—2002)

前　言

为贯彻《中华人民共和国环境保护法》、《中华人民共和国水污染防治法》、《中华人民共和国海洋环境保护法》、《中华人民共和国大气污染防治法》、《中华人民共和国固体废物污染环境防治法》，促进城镇污水处理厂的建设和管理，加强城镇污水处理厂污染物的排放控制和污水资源化利用，保障人体健康，维护良好的生态环境，结合我国《城市污水处理及污染防治技术政策》，制定本标准。

本标准分年限规定了城镇污水处理厂出水、废气和污泥中污染物的控制项目和标准值。

本标准自实施之日起，城镇污水处理厂水污染物、大气污染物的排放和污泥的控制一律执行本标准。

排入城镇污水处理厂的工业废水和医院污水，应达到 GB 8978《污水综合排放标准》、相关行业的国家排放标准、地方排放标准的相应规定限值及地方总量控制的要求。

本标准为首次发布。

本标准由国家环境保护总局科技标准司提出并归口。

本标准由北京市环境保护科学研究院、中国环境科学研究院负责起草。

本标准由国家环境保护总局 2002 年 12 月 2 日批准。

本标准由国家环境保护总局负责解释。

1. 范围

本标准规定了城镇污水处理厂出水、废气排放和污泥处置(控制)的污染物限值。

本标准适用于城镇污水处理厂出水、废气排放和污泥处置(控制)的管理。

居民小区和工业企业内独立的生活污水处理设施污染物的排放管理，也按本标准执行。

2. 规范性引用文件

下列标准中的条文通过本标准的引用即成为本标准的条文，与本标准同效。

GB 3838　地表水环境质量标准

GB 3097　海水水质标准

GB 3095　环境空气质量标准

GB 4284　农用污泥中污染物控制标准

GB 8978　污水综合排放标准

GB 12348　工业企业厂界噪声标准

GB 16297　大气污染物综合排放标准

HJ/T 55　大气污染物无组织排放监测技术导则

当上述标准被修订时,应使用其最新版本。

3. 术语和定义

3.1 城镇污水(municipal wastewater)

指城镇居民生活污水,机关、学校、医院、商业服务机构及各种公共设施排水,及允许排入城镇污水收集系统的工业废水和初期雨水等。

3.2 城镇污水处理厂(municipal wastewater treatment plant)

指对进入城镇污水收集系统的污水进行净化处理的污水处理厂。

3.3 一级强化处理(enhanced primary treatment)

在常规一级处理(重力沉降)基础上,增加化学混凝处理、机械过滤或不完全生物处理等,以提高一级处理效果的处理工艺。

4. 技术内容

4.1 水污染物排放标准

4.1.1 控制项目及分类

4.1.1.1 根据污染物的来源及性质,将污染物控制项目分为基本控制项目和选择控制项目两类。基本控制项目主要包括影响水环境、城镇污水处理厂一般处理工艺可以去除的常规污染物,以及部分一类污染物,共19项。选择控制项目包括对环境有较长期影响或毒性较大的污染物,共计43项。

4.1.1.2 基本控制项目必须执行。选择控制项目,由地方环境保护行政主管部门根据污水处理厂接纳工业污染物的类别和水环境质量要求选择控制。

4.1.2 标准分级

根据城镇污水处理厂排入地表水域环境功能和保护目标,以及污水处理厂的处理工艺,将基本控制项目的常规污染物标准值分为一级标准、二级标准、三级标准。一级标准分为A标准和B标准。一类重金属污染物和选择控制项目不分级。

4.1.2.1 一级标准的A标准是城镇污水处理厂出水作为回用水的基本要求。当污水处理厂出水引入稀释能力较小的河湖作为城镇景观用水和一般回用水等用途时,执行一级标准的A标准。

4.1.2.2 城镇污水处理厂出水排入GB 3838地表水Ⅲ类功能水域(划定的饮用水水源保护区和游泳区除外)、GB 3097海水二类功能水域和湖、库等封闭或半封闭水域时,执行一级标准的B标准。

4.1.2.3 城镇污水处理厂出水排入GB 3838地表水Ⅳ、Ⅴ类功能水域或GB 3097海水三、四类功能海域,执行二级标准。

4.1.2.4 非重点控制流域和非水源保护区的建制镇的污水处理厂,根据当地经济条件和水污染控制要求,采用一级强化处理工艺时,执行三级标准。但必须预留二级处理设施的位置,分期达到二级标准。

4.1.3 标准值

4.1.3.1 城镇污水处理厂水污染物排放基本控制项目,执行表1和表2的规定。

4.1.3.2 选择控制项目按表3的规定执行。

表 1　基本控制项目最高允许排放浓度(日均值)　　单位　mg/L

序　号	基本控制项目		一级标准		二级标准	三级标准
			A标准	B标准		
1	化学需氧量(COD)		50	80	100	120①
2	生化需氧量(BOD_5)		10	20	30 30 40	60①
3	悬浮物(SS)		10	20	30	50
4	动植物油		1	3	5	20
5	石油类		1	3	5	15
6	阴离子表面活性剂		0.5	1	2	5
7	总氮(以N计)		15	20	—	—
8	氨氮(以N计)②		5(8)	8(15)	25(30)	—
9	总磷(以P计)	2005年12月31日前建设的	1	1.5	3	5
		2006年1月1日起建设的	0.5	1	3	5
10	色度(稀释倍数)		30	30	40	50
11	pH		6～9			
12	粪大肠菌群数(个/L)		10^3	10^4	10^4	—

注：① 下列情况下按去除率指标执行：当进水COD浓度大于350mg/L，去除率应大于60%；BOD大于160mg/L时，去除率应大于50%。

② 括号外数值为水温＞12℃时的控制指标，括号内数值为水温≤12℃时的控制指标。

表 2　一类重金属污染物最高允许排放浓度(日均值)　　单位　mg/L

序　号	项　目	标准值	序　号	项　目	标准值
1	总汞	0.001	5	六价铬	0.05
2	烷基汞	不得检出	6	总砷	0.1
3	总镉	0.01	7	总铅	0.1
4	总铬	0.1			

表 3　选择控制项目最高允许排放浓度(日均值)　　单位　mg/L

序　号	选择控制项目	标准值	序　号	选择控制项目	标准值
1	总　镍	0.05	11	硫化物	1.0
2	总　铍	0.002	12	甲　醛	1.0
3	总　银	0.1	13	苯胺类	0.5
4	总　铜	0.5	14	总硝基化合物	2.0
5	总　锌	1.0	15	有机磷农药(以P计)	0.5
6	总　锰	2.0	16	马拉硫磷	1.0
7	总　硒	0.1	17	乐　果	0.5
8	苯并(a)芘	0.00003	18	对硫磷	0.05
9	挥发酚	0.5	19	甲基对硫磷	0.2
10	总氰化物	0.5	20	五氯酚	0.5

续表

序 号	选择控制项目	标 准 值	序 号	选择控制项目	标 准 值
21	三氯甲烷	0.3	33	1,2-二氯苯	1.0
22	四氯化碳	0.03	34	对硝基氯苯	0.5
23	三氯乙烯	0.3	35	2,4-二硝基氯苯	0.5
24	四氯乙烯	0.1	36	苯 酚	0.3
25	苯	0.1	37	间-甲酚	0.1
26	甲 苯	0.1	38	2,4-二氯酚	0.6
27	邻-二甲苯	0.4	39	2,4,6-三氯酚	0.6
28	对-二甲苯	0.4	40	邻苯二甲酸二丁酯	0.1
29	间-二甲苯	0.4	41	邻苯二甲酸二辛酯	0.1
30	乙 苯	0.4	42	丙烯腈	2.0
31	氯 苯	0.3	43	可吸附有机卤化物(AOX 以 CL 计)	1.0
32	1,4-二氯苯	0.4			

4.1.4 取样与监测

4.1.4.1 水质取样在污水处理厂处理工艺末端排放口,在排放口应设污水水量自动计量装置、自动比例采样装置、pH、水温、COD 等主要水质指标应安装在线监测装置。

4.1.4.2 取样频率为至少每 2h 一次,取 24h 混合样,以日均值计。

4.1.4.3 监测分析方法按表 4 国家环境保护总局认定的替代方法,等效方法执行。

表 4 水污染物监测分析方法(从略)。

4.2 大气污染物排放标准

4.2.1 标准分级

根据城镇污水处理厂所在地区的大气环境质量要求和大气污染物治理技术和设施条件,将标准分为三级。

4.2.1.1 位于 GB 3095 一类区的所有(包括现有和新建、改建、扩建)城镇污水处理厂,自本标准实施之日起,执行一级标准。

4.2.1.2 位于 GB 3095 二类区和三类区的城镇污水处理厂,分别执行二级标准和三级标准。其中 2003 年 6 月 30 日之前建设(包括改、扩建)的城镇污水处理厂,实施标准的时间为 2006 年 1 月 1 日;2003 年 7 月 1 日起建设(包括改、扩建)的城镇污水处理厂,自本标准实施之日起开始执行。

4.2.1.3 新建(包括改、扩建)城镇污水处理厂周围应建设绿化带,并设有一定的防护距离,防护距离的大小由环境影响评价确定。

4.2.2 标准值

城镇污水处理厂废气的排放标准值按表 5 规定执行。

4.2.3 取样与监测

4.2.3.1 氨、硫化氢、臭气浓度监测点设于城镇污水处理厂厂界或防护带边缘的浓度最高点;甲烷监测点设于厂区浓度最高点。

4.2.3.2 监测点的布置方法与采样方法按 GB 16297 中附录 C 和 HJ/T 55 的有关规

定执行。

表5　厂界(防护带边缘)废气排放最高允许浓度标准值　单位 mg/m³

序号	控制项目	一级标准	二级标准	三级标准
1	氨	1.0	1.5	4.0
2	硫化氢	0.03	0.06	0.32
3	臭气浓度(无量纲)	10	20	60
4	甲烷(厂区最高体积浓度%)	0.5	1	1

4.2.3.3　采样频率,每2h采样一次,共采集4次,取其最大测定值。

4.2.3.4　监测分析方法按表6执行(从略)。

表6 大气污染物监测分析方法(从略)。

4.3　污泥控制标准

4.3.1　城镇污水处理厂的污泥应进行稳定化处理,经稳定化处理后应达到表7规定。

表7　污泥稳定化控制标准

稳定化方法	控制项目	标准指标
厌氧消化	有机物降解率(%)	>40
好氧消化	有机物降解率(%)	>40
好氧堆肥	含水率(%)	<65
	有机物降解率(%)	>50
	蠕虫卵死亡率(%)	>95
	粪大肠菌群菌值	>0.01

4.3.2　城镇污水处理厂的污泥应进行污泥脱水处理,脱水后污泥含水率应小于80%。

4.3.3　处理后的污泥进行卫生填埋时,应达到卫生填埋的相关环境保护要求。

4.3.4　处理后的污泥用于农业时,其污染物含量应满足表8的要求。其施用条件须符合GB 4284的有关规定。

4.3.5　取样与监测

4.3.5.1　取样方法,采用多点取样,样品应有代表性,样品重量不小于1kg。

表8　污泥农用时污染物控制标准值

序号	控制项目	最高允许含量(以干污泥计,mg/kg)	
		酸性土壤 (pH<6.5)	中性和碱性土壤 (pH≥6.5)
1	总镉	5	20
2	总汞	5	15
3	总铅	300	1000
4	总铬	600	1000
5	总砷	75	75
6	总镍	100	200
7	总锌	2000	3000

续表

序 号	控 制 项 目	最高允许含量(以干污泥计,mg/kg)	
		酸性土壤 (pH<6.5)	中性和碱性土壤 (pH≥6.5)
8	总 铜	800	1500
9	硼	150	150
10	石 油 类	3000	3000
11	苯并(a)芘	3	3
12	多氯代二苯并二噁英/多氯代二苯并呋喃 (PCDD/PCDF 单位:ng/kg)	100	100
13	可吸附有机卤化物(AOX)以 CL 计	500	500
14	多氯联苯(PCB)	0.2	0.2

4.3.5.2 监测分析方法按表 9 执行。

表 9 污泥特性及污染物监测分析方法(从略)。

4.4 城镇污水处理厂噪声控制按 GB 12348 执行。

4.5 城镇污水处理厂的建设(包括改、扩建)时间以环境影响评价报告书批准的时间为准。

5 其他规定

城市污水处理厂出水作为水资源用于农业、工业、市政、地下水回灌等方面不同用途时,还应达到相应的用水水质要求,不得对人体健康和生态环境造成不利影响。

6 标准的实施与监督

6.1 本标准由县级以上人民政府环境保护行政主管部门负责监督实施。

6.2 省、自治区、直辖市人民政府对执行国家污染物排放标准不能达到本地区环境功能要求时,可以根据总量控制要求和环境影响评价结果制定严于本标准的地方污染物排放标准,并报国家环境保护行政主管部门备案。

12.16 城市污水处理厂污水污泥排放标准(CJ 3025—93)

1 主题内容与适用范围

本标准规定了城市污水处理厂排放污水污泥的标准值及其检测、排放与监督。

本标准适用于全国各地的城市污水处理厂。地方可根据本标准并结合当地特点制订地方城市污水处理厂污水污泥排放标准。如因特殊情况,需宽于本标准时,应报请标准主管部门批准。

2 引用标准

CJ 18 污水排入城市下水道水质标准

GB 3838 地面水环境质量标准

GB 4284　农用污泥中污染物控制标准
GB 3097　海水水质标准
CJ 26　城市污水水质检验方法标准
CJJ 31　城镇污水处理厂附属建筑和附属设备设计标准

3 污水排放标准

3.1 进入城市污水处理厂的水质，其值不得超过 CJ 18 标准的规定。

3.2 城市污水处理厂，按处理工艺与处理程度的不同，分为一级处理和二级处理。

3.3 经城市污水处理厂处理的水质排放标准，应符合表 1 的规定。

城市污水处理厂污水水质排放标准　mg/L　**表 1**

序号	处理分级 / 标准值 / 项目	一级处理		二级处理
		最高允许排放浓度	处理效率%	最高允许排放浓度
1	pH 值	6.5～8.5		6.5～8.5
2	悬浮物	120	不低于 40	<30
3	生化需氧量(5d,20℃)	150	不低于 30	<30
4	化学需氧量(重铬酸钾法)	<250	不低于 30	<120
5	色度(稀释倍数)	—	—	<80
6	油类	—	—	<60
7	挥发酚	—	—	<1
8	氰化物	—	—	<0.5
9	硫化物	—	—	<1
10	氟化物	—	—	<15
11	苯胺	—	—	<3
12	铜	—	—	<1
13	锌	—	—	<5
14	总汞	—	—	<0.05
15	总铅	—	—	<1
16	总铬	—	—	<1.5
17	六价铬	—	—	<0.5
18	总镍	—	—	<1
19	总镉	—	—	<0.1
20	总砷	—	—	<0.5

注：1. pH、悬浮物、生化需氧量和化学需氧量的标准值系指 24h 定时均量混合水样的检测值；其他项目的标准值为季均值。

2. 当城市污水处理厂进水悬浮物、生化需氧量或化学需氧量处于 CJ 18 中的高浓度范围，且一级处理后的出水浓度大于表 1 中一级处理的标准值时，可只按表 1 中一级处理的处理效率考核。

3. 现有城市二级污水处理厂，根据超负荷情况与当地环保部门协商，标准值可适当放宽。

3.4 城市污水处理厂处理后的污水应排入 GB 3838 标准规定的Ⅳ、Ⅴ类地面水水域。

4 污泥排放标准

4.1 城市污水处理厂污泥应本着综合利用,化害为利,保护环境,造福人民的原则进行妥善处理和处置。

4.2 城市污水处理厂污泥应因地制宜采取经济合理的方法进行稳定处理。

4.3 在厂内经稳定处理后的城市污水处理厂污泥宜进行脱水处理,其含水率宜小于80%。

4.4 处理后的城市污水处理厂污泥,用于农业时,应符合 GB 4284 标准的规定。用于其他方面时,应符合相应的有关现行规定。

4.5 城市污水处理厂污泥不得任意弃置。禁止向一切地面水体及其沿岸、山谷、洼地、溶洞以及划定的污泥堆场以外的任何区域排放城市污水处理厂污泥。城市污水处理厂污泥排海时应按 GB 3097 及海洋管理部门的有关规定执行。

5 检测、排放与监督

5.1 城市污水处理厂应在总进、出口处设置监测井、对进、出水水质进行检测。检测方法应按 CJ 26 的有关规定执行。

5.2 城市污水处理厂应设置计量装置,以确定处理水量。

5.3 城市污水处理厂排放污泥的质和量的检测应按有关规定执行。

5.4 城市污水处理厂化验室及其化验设备应按 CJJ 31 的规定配备。

5.5 城市污水处理厂的检验人员,必须经技术培训,并经主管部门考核合格后,承担检验工作。

5.6 处理构筑物或设备等发生故障,使未经处理或处理不合格的污水污泥排放时,应及时排除故障,做好监测记录并上报主管部门。

5.7 当进水水质超标或水量超负荷时,必须上报主管部门处理。

5.8 本标准由城市污水处理厂的建设、规划和运行管理等单位执行,城市污水处理厂的主管部门负责监督和检查。

附加说明:

本标准由建设部标准定额研究所提出。

本标准由建设部城镇水质标准技术归口单位中国市政工程中南设计院归口。

本标准由建设部城市建设研究院、上海市城市排水管理处、天津市排水管理处、中国市政工程西南设计院、西安市市政工程局、长沙市排水管理处负责起草。

本标准主要起草人:杨肇蕃、吕士健、严嫣、谈志德、欧阳超、雷寤初、刘永令、李和平。

本标准委托建设部城市建设研究院负责解释。

12.17 城镇污水处理厂附属建筑和附属设备设计标准(GJJ 31—89)

第一章 总　则

第1.0.1条 为了使城镇污水处理厂(以下简称污水厂)附属建筑和附属设备的设计做到基本统一,严格控制建设规模,正确掌握建设标准,特制定本标准。

第1.0.2条 本标准适用于新建、扩建和改建的污水厂的附属建筑和附属设备的设计。不适用于污水厂主管部门(公司或管理处、所)的附属建筑和附属设备设计。

注:1. 厂外污水泵站和管渠,可参照本标准有关条文执行。

2. 类似城镇污水水质的工业污水处理厂的附属建筑和附属设备可参照本标准执行。

第1.0.3条 设计污水厂附属建筑和附属设备时,除应遵守本标准的规定外,还必须遵守国家现行的《中华人民共和国环境保护法(试行)》、《城市规划条例》和《室外排水设计规范》(GBJ 14)的规定。

第1.0.4条 污水厂规模按污水流量(单位以 $10^4m^3/d$ 计)可分为六档:小于0.5、0.5~2、2~5、5~10、10~50和大于50(第二至第四档的下限值含该值,上限值不含该值)。污水厂分为一级处理和二级处理(包括污泥消化和脱水处理)两种级别。

注:一级污水处理厂简称一级厂;二级污水处理厂简称二级厂。

第1.0.5条 本标准中有变化范围的数据,应以内插法确定。

第二章 附属建筑面积

第一节 一般规定

第2.1.1条 污水厂的附属建筑应根据总体布局,结合厂址环境、地形、气象和地质等条件进行布置,布置方案应达到经济合理、安全适用、方便施工和方便管理等要求。

第2.1.2条 本标准所规定的附属建设面积应指使用面积。

第2.1.3条 生产管理用房、行政办公用房、化验室和宿舍等组建成的综合楼,其建筑系数可按55~65%选用。

第二节 生产管理用房

第2.2.1条 生产管理用房包括计划室、技术室、调度室、劳动工资室、财会室、技术资料室、电话总机室和活动室等,其总面积应按表2.2.1采用。

生产管理用房面积表　　表2.2.1

污水厂规模($10^4m^3/d$)	二级厂生产管理用房总面积(m^2)	污水厂规模($10^4m^3/d$)	二级厂生产管理用房总面积(m^2)
0.5~2	80~170	5~10	220~300
2~5	170~220	10~50	300~480

第2.2.2条 一级厂的生产管理用房面积宜按表2.2.1的下限值采用。

第三节 行政办公用房

第2.3.1条 行政办公用房包括办公室、打字室、资料室和接待室等。它宜跟生产管理用房等联建,并应跟污水厂区环境相协调。

第2.3.2条 行政办公用房,每人(即每一编制定员)平均面积为5.8~6.5m²。

第四节 化 验 室

第2.4.1条 化验室一般由水分析室、泥分析室、BOD分析室、气体分析室、生物室、天平室、仪器室、贮藏室(包括毒品室)、办公室和更衣间等组成。

第2.4.2条 化验室面积和定员应根据污水厂规模和污水处理级别等因素确定,其面积和定员应按表2.4.2采用。

化验室面积和定员表 **表2.4.2**

污水厂规模($10^4m^3/d$)	面积(m^2)		定员(人)
	一级厂	二级厂	二级厂
0.5~2	70~100	85~140	2~3
2~5	100~120	140~200	3~5
5~10	120~180	200~280	5~7
10~50	180~250	280~380	7~15

第2.4.3条 一级厂定员可按表2.4.2的下限值采用。

第五节 维 修 间

第2.5.1条 维修间一般包括机修间、电修间和泥木工间。

第2.5.2条 机修间面积和定员,应根据污水厂规模、处理级别等因素确定,宜按表2.5.2采用。

机修间面积与定员表 **表2.5.2**

规模($10^4m^3/d$)		0.5~2	2~5	5~10	10~50
一级厂	车间面积(m^2)	50~70	70~90	90~120	120~150
	辅助面积(m^2)	30~40	30~40	40~60	60~70
	定员(人)	3~4	4~6	6~8	8~10
二级厂	车间面积(m^2)	60~90	90~120	120~150	150~180
	辅助面积(m^2)	30~40	40~60	60~70	70~80
	定员(人)	4~6	6~8	8~12	12~18

第2.5.3条 辅助面积指工具间、备品库、男女更衣室、卫生间和办公室的总面积。规模小于$5\times10^4m^3/d$时,可不设置办公室。

第2.5.4条 机修间可设置冷工作棚,其面积可按车间面积的30~50%计算。

第2.5.5条 小修的机修间面积可按表2.5.2的下限值酌减。

第2.5.6条　电修间面积和定员应按表2.5.6采用。

电修间面积与定员表　　**表2.5.6**

污水厂规模 ($10^4m^3/d$)	一级厂		二级厂	
	面积(m^2)	定员(人)	面积(m^2)	定员(人)
0.5～2	15	2	20～30	2～3
2～5	15	2～3	30～40	3～5
5～10	20	3～5	40～50	5～8
10～50	20	5～8	50～70	8～14

第2.5.7条　设有控制系统的污水厂宜设置仪表维修间。

第2.5.8条　泥木工间包括木工、泥工和漆工等的工作场所和工具堆放等场地，其面积和定员应按表2.5.8采用。

注：如有污泥消化池和机械脱水等工艺，其面积和定员还应酌情增加。

泥木工间的面积和定员表　　**表2.5.8**

污水厂规模 ($10^4m^3/d$)	一级厂		二级厂	
	面积(m^2)	定员(人)	面积(m^2)	定员(人)
5～10	30～40	2～3	40～50	3～5
10～50	40～70	3～5	50～100	5～8

第六节　车　　库

第2.6.1条　车库一般由停车间、检修坑、工具间和休息室等组成。其面积应根据车辆配备确定。

第七节　仓　　库

第2.7.1条　仓库可集中或分散设置，其总面积应按表2.7.1采用。

仓库面积表　　**表2.7.1**

污水厂规模($10^4m^3/d$)	二级厂仓库总面积(m^2)	污水厂规模($10^4m^3/d$)	二级厂仓库总面积(m^2)
0.5～2	60～100	5～10	150～200
2～5	100～150	10～50	200～400

第2.7.2条　一级厂的仓库面积可按表2.7.1的下限值采用。

第八节　食　　堂

第2.8.1条　食堂包括餐厅和厨房(烧火、操作、贮藏、冷藏、烘烤、办公和更衣用房等)，其面积定额应按表2.8.1采用。

食堂就餐人员面积定额表 表 2.8.1

污水厂规模($10^4m^3/d$)	面积定额(m^2/人)	污水厂规模($10^4m^3/d$)	面积定额(m^2/人)
0.5~2	2.6~2.4	5~10	2.2~2.0
2~5	2.4~2.2	10~50	2.0~1.8

注：就餐人员宜按最大班人数计(即当班的生产人员加上白班的生产辅助人员和管理人员)。

第 2.8.2 条 如食堂兼作会场时，餐厅面积可适当增加。

第 2.8.3 条 寒冷地区可增设菜窖。

第九节 浴室和锅炉房

第 2.9.1 条 男女浴室的总面积(包括淋浴间、盥洗间、更衣室、厕所等)应按表 2.9.1 采用。

浴室面积表 表 2.9.1

污水厂规模($10^4m^3/d$)	二级厂浴室面积(m^2)	污水厂规模($10^4m^3/d$)	二级厂浴室面积(m^2)
0.5~2	25~50	5~10	120~140
2~5	50~120	10~50	140~150

第 2.9.2 条 一级厂的浴室面积可按表 2.9.1 的下限值采用。

第 2.9.3 条 钢炉房的面积宜根据需要确定。

第十节 堆 棚

第 2.10.1 条 污水厂应设堆棚，其面积应按表 2.10.1 采用。

管配件堆棚面积表 表 2.10.1

污水厂规模($10^4m^3/d$)	面积(m^2)	污水厂规模($10^4m^3/d$)	面积(m^2)
0.5~2	30~50	5~10	80~100
2~5	50~80	10~50	100~250

第十一节 绿 化 用 房

第 2.11.1 条 绿化用房面积应根据绿化工定员和面积定额确定。绿化面积在 7000m^2 或 7000m^2 以下时绿化工定员为 2 人；绿化面积在 7000m^2 以上时，每增加 7000~10000m^2 增配 1 人。绿化用房面积定额可按 5~10m^2/人采用。暖房面积可根据实际需要确定。

注：绿化面积，新建或扩建厂不宜少于厂面积的 30%，现有厂不宜少于厂面积的 20%。

第十二节 传 达 室

第 2.12.1 条 传达室可根据需要分为 1~3 间(收发和休息等)，其面积应按表 2.12.1 采用。

传达室面积表　　表 2.12.1

污水厂规模($10^4m^3/d$)	面积(m^2)	污水厂规模($10^4m^3/d$)	面积(m^2)
0.5～2	15～20	5～10	20～25
2～5	15～20	10～50	25～35

第十三节　宿　　舍

第 2.13.1 条　宿舍包括值班宿舍和单身宿舍。

第 2.13.2 条　值班宿舍是中、夜班工人临时休息用房。其面积宜按 $4m^2$/人考虑，宿舍人数可按值班总人数的 45%～55%采用。

第 2.13.3 条　单身宿舍是指常住在厂内的单身男女职工住房，其面积可按 $5m^2$/人考虑。宿舍人数宜按污水厂定员人数的 35%～45%考虑。

第十四节　其　　他

第 2.14.1 条　污水厂应设置露天操作工的休息室(带卫生间)，其面积定额可按 $5m^2$/人采用，总面积应不小于 $25m^2$。

第 2.14.2 条　污水厂宜设置球类等活动场地，其面积可按 30m×20m 考虑。

第 2.14.3 条　厂内可设自行车车棚，车棚面积应由存放车辆数及其面积定额确定。存放车辆数可按污水厂定员的 30%～60%采用，面积定额可按 $0.8m^2$/辆考虑。

第 2.14.4 条　跟污水厂有关的生活福利设施(如家属宿舍、托儿所等)应按国家有关规定执行。

第三章　附属建筑装修

第一节　一　般　规　定

第 3.1.1 条　污水厂附属建筑装修，包括室内外装修和门窗装修，但不包括有特殊要求的装修工程。

第 3.1.2 条　附属建筑装修应力求简洁，明朗、美观大方，并考虑与厂内其他生产性建筑物和构筑物以及周围环境相协调。

第 3.1.3 条　附属建筑装修标准，应根据污水厂建筑类别标准而定。污水厂建筑类别按污水厂规模及要求分为Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ类(见表 3.1.3)。

污水厂建筑类别　　表 3.1.3

类　别	污　水　厂　特　征
Ⅰ	大城市的大型污水厂 对环境设计有特殊要求的污水厂
Ⅱ	中等城市的中型污水厂 大城市的小型污水厂
Ⅲ	Ⅰ、Ⅱ类以外的污水厂

注：大型污水厂指规模大于 $10\times10^4m^3/d$，中型污水厂规模为 $2\sim10\times10^4m^3/d$。

第3.1.4条 附属建筑按其功能重要性,可分为主要建筑和次要建筑。本标准规定的建筑装修标准,是指主要建筑的主要部位。对次要部位和次要建筑的装修标准可酌情降低。

第3.1.5条 位于城区附近的污水厂建筑,在城市规划中有一定要求时,其外装修面可按下列表(表3.2.1-1和表3.2.1-2)中规定的装修等级标准适当地提高。

第3.1.6条 室外装修,可按其效果、施工操作工序及所用的材料,分成1~3级。

第3.1.7条 室外装修应考虑建筑总体的装饰效果。

第3.1.8条 本标准未列入新型装饰材料,可根据当地实际情况,按其材料的相应等级选用。

第二节 室 外 装 修

第3.2.1条 室外装修系指建筑外立面,包括墙面、勒脚、腰线、壁柱、台阶、雨篷、檐口、门罩、门窗套等基层以上的各种贴面或涂料、抹面等。

室外装修分类及其等级分别见表3.2.1-1和表3.2.1-2。

室外装修分类 表3.2.1-1

建筑物分类 \ 等级 \ 污水厂类别		Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ
1	生产管理用房、行政办公用房、化验室、接待室、传达室、厂大门	外墙1	外墙2	外墙2
2	食堂、浴室、宿舍	外墙2	外墙2	外墙3
3	维修车间、仓库、车库、电修间、泥木工间、绿化用房、围墙	外墙2	外墙3	外墙3

注:临街面围墙立面的装修标准可适当提高。

室外装修等级 表3.2.1-2

等　级	选用材料及作法
外墙1	高级贴面材料、高级涂料等
外墙2	普通贴面材料、中级涂料、剁假石、水刷石等
外墙3	干粘石、水泥砂浆抹面、混合砂浆抹面、弹涂抹灰等

第三节 室 内 装 修

第3.3.1条 室内装修系指室内楼面、地面、墙面、顶棚等装修。

第3.3.2条 室内楼地面系指地面基层以上的面层所选用的各种装修材料及作法,其装修分类及其等级见表3.3.2-1和表3.3.2-2。

室内地面装修分类 表3.3.2-1

建筑物分类 \ 等级 \ 污水厂类别		Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ
1	接待室、会议室	地面1	地面2	地面2

续表

建筑物分类	等级 / 污水厂类别	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ
2	化验室、活动室、门厅	地面 1～2	地面 2	地面 2
3	餐厅、浴室、厕所	地面 2	地面 2	地面 2
4	生产管理用房、行政办公用房、传达室、楼梯间、走廊	地面 2	地面 2	地面 2～3
5	电话总机室	地面 1	地面 1	地面 1
6	维修车间、仓库、车库、电修间、泥木工间、暖房、绿化用房	地面 3	地面 3	地面 3

室内地面装修等级　　**表 3.3.2-2**

等　级	选用材料及作法
地面 1	高级贴面材料、彩色水磨石、高级涂料、木地板等
地面 2	普通贴面材料、普通水磨石、中级涂料等
地面 3	水泥泥面、水泥砂浆、混凝土压光、涂料等

第 3.3.3 条　内墙装修指室内墙面基层以上的贴面或抹灰。其装修分类及其等级见表 3.3.3-1 和表 3.3.3-2。

内墙面装修分类　　**表 3.3.3-1**

建筑物分类	等级 / 污水厂类别	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ
1	接待室、会议室、化验室	内墙面 1	内墙面 1	内墙面 2
2	食堂、浴室、厕所	内墙面 3	内墙面 3	内墙面 3
3	生产管理用房、行政办公用房、走廊、楼梯间、门厅、活动室	内墙面 2	内墙面 2	内墙面 3
4	传达室、宿舍、绿化用房	内墙面 3	内墙面 3	内墙面 3
5	维修车间、仓库、车库、电修间、泥木工间	内墙面 4	内墙面 4	内墙面 4

内墙面装修等级　　**表 3.3.3-2**

等　级	选用材料及作法
内墙面 1	化纤墙布、塑料墙纸、高级涂料、高级贴面墙裙、高级涂料墙裙等
内墙面 2	中级涂料、中级抹灰、普通贴面墙裙、中级涂料墙裙等
内墙面 3	普通涂料、普通抹灰、水磨石墙裙、普通涂料墙裙等
内墙面 4	普通抹灰、水泥砂浆嵌缝压光喷白、水泥砂浆墙裙等

第 3.3.4 条　室内顶棚装修系指平顶或吊顶外层所选用不同面层材料及作法，其装修分类及其等级分别见表 3.3.4-1 和表 3.3.4-2。

顶棚装修分类 表 3.3.4-1

建筑物分类 \ 等级 \ 污水厂类别		Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ
1	接待室、会议室、门厅	顶棚 1	顶棚 1	顶棚 2
2	化验室、餐厅、门厅	顶棚 1	顶棚 2	顶棚 2
3	生产管理用房、行政办公用房、活动室、厨房、浴室、厕所、传达室、宿舍	顶棚 2	顶棚 2	顶棚 2
4	维修车间、仓库、车库、泥木工间、绿化用房	顶棚 3	顶棚 3	顶棚 3

顶棚装修等级 表 3.3.4-2

等 级	选用材料及作法	等 级	选用材料及作法
顶棚 1	钙塑、石膏、高级抹灰、高级涂料等	顶棚 3	水泥砂浆嵌缝压光喷白等
顶棚 2	纤维板装饰品顶、普通抹灰、普通涂料等		

第四节 门 窗 装 修

第 3.4.1 条 门窗装修指建筑内外门窗的选用材料及做法，包括窗帘盒、窗台板等附属装饰，其装修分类及等级分别见表 3.4.1-1 和表 3.4.1-2。

门窗装修分类 表 3.4.1-1

建筑物分类 \ 等级 \ 污水厂分类		Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ
1	接待室、会议室、门厅	门窗 1	门窗 2	门窗 2
2	生产管理用房、行政办公用房、化验室、活动室、餐厅、传达室	门窗 2	门窗 2	门窗 2
3	浴室、厕所、维修车间、仓库、车库、泥木工间、绿化用房	门窗 3	门窗 3	门窗 3

门窗装修等级 表 3.4.1-2

等 级	装修选材及作法
门窗 1	钢窗、硬木弹簧门、铝合金门窗、木窗帘合、中级贴面材窗台板、木窗台板等
门窗 2	钢门、钢窗、木门、木窗、水磨石窗台板、普通贴面窗台板等
门窗 3	钢门、钢窗、木门、木窗、普通砂浆窗台板等

第 3.4.2 条 厂区内的食堂、接待室及主要建筑物应设纱门窗。

第四章 附 属 设 备

第一节 一 般 规 定

第 4.1.1 条 选用附属设备，应满足工艺要求，做到设置合理、使用可靠，以不断提高污水厂的管理水平。对于大型先进仪表设备，要充分发挥其使用效益。

第二节 化 验 设 备

第4.2.1条 化验设备的配置，应根据常规化验项目、污水厂的规模和处理级别等决定。污水厂不宜考虑全分析项目的化验。

污水厂的常规化验主要设备应按表4.2.1选用。

常规化验主要设备数量表 **表4.2.1**

序号	处理厂级别 / 规模 / 设备名称	一级厂($10^4m^3/d$)					二级厂($10^4m^3/d$)				
			0.5～2	2～5	5～10	10～50	0.5～2	2～5	5～10	10～50	
1	高温炉		1	1	1	2	1	1	1	2	
2	电热恒温干燥箱		1	1	1～2	2	1	1～2	2～3	3～4	
3	电热恒温培养箱		1	1	1	1～2	1	1	1	2	
4	BOD培养箱		1	1	1～2	2	1	1	2	2～3	
5	电热恒温水浴锅		1	1	1～2	2～3	1	1～2	2～3	3～5	
6	分光光度计		1	1	1～2	2	1	1	1～2	2～3	
7	酸度计		1	1	1～2	2	1	1	1～2	2～3	
8	溶解氧测定仪		—	—	—	—	2	2	2～3	3～4	
9	水分测定仪		1	1	1～2	2	1	1	1～2	2～3	
10	气体分析仪				2	2			3	3	
11	精密天平		2	2	2	2～3	2	2	2～3	3～4	
12	物理天平		2	2	2	2	1	1	1～2	2～3	
13	生物显微镜		—	—	—	—	1	1	1	1～2	
14	离子交换纯水器		1	1	1	1～2	1	1	1	2	
15	电冰箱		1	1	2	2～3	1	1～2	2～3	3～4	
16	电动离心机		1	1	1	1	1	1	1	1	
17	真空泵		1	1	1	1	1	1	1～2	2～3	
18	灭菌器		1	1	1	1	1	1	1	1	
19	磁力搅拌器		1	1	2	2	1	1	2	2	
20	微型电子计算机				1	1			1	1	
21	COD测定仪		1	1	1	2	1	1	1	2	
22	空调器		1	1	1	2	1	1	1	2	

第4.2.2条 承担监测工业废水水质或独立性较强的污水厂的化验室，化验设备可相应增加如气相色谱仪、原子吸收分光光度仪等。

第三节 维 修 设 备

第4.3.1条 机修间常用主要设备的配置，应按污水厂规模和处理级别等因素确定。设备种类和数量应按表4.3.1选用。

机修间常用主要设备数量表 表 4.3.1

设备类型		技术规格				数量 / 规模及处理厂级别	0.5～2(×10⁴m³/d)		2～5(×10⁴m³/d)		5～10(×10⁴m³/d)		10～50(×10⁴m³/d)	
							一级厂	二级厂	一级厂	二级厂	一级厂	二级厂	一级厂	二级厂
车床		最大加工直径(mm)	300	最大加工长度(mm)	750					1		1	1	
			410		750									1
			410		1500		1	1	1	1	1			
			615		2800							1	1	1
牛头刨床		最大刨削长度 650mm					1	1	1	1	1	1	1	1
钻床	台钻	最大钻孔直径 12mm					1	1	1	1	1	1	1	1
	立钻	最大钻孔直径 25mm						1	1					
		最大钻孔直径 35mm								1	1			
	摇臂钻床	最大钻孔直径 25mm										1	1	
		最大钻孔直径 50mm												1
铣床		最大宽度 320mm×1250mm												1
砂轮	台式	最大直径 200mm					1							1
	落地	最大直径 300mm						1	1	1	1	1	1	1
弓锯床		最大锯料直径 220mm					1	1	1	1	1	1	1	1
空压机		0.5m³/7kg										1	1	1
台钳							2～3	2～4	3～4	4～5	4～5	5～6	5～6	5～6
起重设备		手拉葫芦 1～2t					1	2	2	2				
		电动葫芦 2～5t									1	1	1	1
电焊机	交流	额定电流最大 330A					1	1	1	1	1	1		1
		额定电流最大 500A											1	
	直流	额定电流最大 375A										1		1
乙炔发生器		发气量 1m³/h					1	1	1	1	1	1	1	1
氧气瓶		40kg					1－2	2	2－3	2－3	3－4	4～5	4～5	5～6
卷扬机												1	1	1

注：1. 规模小于 0.5×10⁴m³/d 和大于 50×10⁴m³/d 时，机修间常用设备可酌情确定。
2. 台钳和卷扬机的技术规格可酌情确定。

第4.3.2条　电修间、仪修间和泥木工间的设备种类及数量可根据具体情况自行选用。

附加说明：

本标准主编单位，参加单位和主要起草人名单

主编单位：中国市政工程西南设计院

参加单位：上海市政工程设计院

中国市政工程中南设计院

西安市市政工程管理局

主要起草人：刘章富、吴松华、王泰、陆荣、张跃英、张学兵、刘戴德、查眉娉、赵海金、戴秀芳、刘永令、徐均官、孟素珍

12.18　城市污水水质检验方法标准（CJ 51～79—1999）❶

12.19　景观娱乐用水水质标准（GB 12941—91）

为贯彻《中华人民共和国水污染防治法》及《中华人民共和国海洋环境保护法》，保护和改善景观、娱乐用水水体的水质，恢复并保持其水体的自然生态系统，促进旅游事业的发展，特制订本标准。

1　标准的适用范围

本标准适用于以景观、疗养、度假和娱乐为目的的江、河、湖（水库）、海水水体或其中一部分。

2　标准的分类与标准值

2.1　标准的分类

本标准按照水体的不同功能，分为三大类：

A类：主要适用于天然浴场或其他与人体直接接触的景观、娱乐水体。

B类：主要适用于国家重点风景游览区及那些与人体非直接接触的景观娱乐水体。

C类：主要适用于一般景观用水水体。

2.2　标准值

各类水质标准项目及标准值列于表1。

---

❶ 本手册从略。

景观娱乐用水水质标准 表 1

序号	项目 \ 标准值 \ 分类		A类	B类	C类
1	色		颜色无异常变化	不超过25色度单位	
2	嗅		不得含有任何异嗅	无明显异嗅	
3	漂浮物		不得含有漂浮的浮膜、油斑和聚集的其他物质		
4	透明度,m	≥	1.2		0.5
5	水温,℃		不高于近十年当月平均水温2℃[2]		不高于近十年当月平均水温4℃
6	pH值		6.5~8.5		
7	溶解氧(DO),mg/L	≥	5	4	3
8	高锰酸盐指数,mg/L	≤	6	6	10
9	生化需氧量(BOD_5),mg/L	≤	4	4	8
10	氨氮[1],mg/L	≤	0.5	0.5	0.5
11	非离子氨,mg/L	≤	0.02	0.02	0.2
12	亚硝酸盐氮,mg/L	≤	0.15	0.15	1.0
13	总铁,mg/L	≤	0.3	0.5	1.0
14	总铜,mg/L	≤	0.01(浴场0.1)	0.01(海水0.1)	0.1
15	总锌,mg/L	≤	0.1(浴场1.0)	0.1(海水1.0)	1.0
16	总镍,mg/L	≤	0.05	0.05	0.1
17	总磷,(以P计)mg/L	≤	0.02	0.02	0.05
18	挥发酚,mg/L	≤	0.005	0.01	0.1
19	阴离子表面活性剂,mg/L	≤	0.2	0.2	0.3
20	总大肠菌群,个/L	≤	10000		
21	粪大肠菌群,个/L	≤	2000		

注:1)氨氮和非离子氨在水中存在化学平衡关系,在水温高于20℃、pH>8时,必须用非离子氨作为控制水质的指标。

2)浴场水温各地区可根据当地的具体情况自行规定。

本标准未作明确规定的项目,执行GB 3838《地面水环境质量标准》和GB 3097《海水水质标准》中的标准值及其有关规定。

3 标准的实施与管理

3.1 各地环境保护部门会同同级有关部门划定景观、娱乐水域的保护范围及其使用类型。

3.2 若是景观、娱乐水体中有些标准项目的自然本底值(即没有受到人为的污染)高于本标准所规定的标准值,应维持原自然状态。

3.3 在不发生事故和特殊自然条件干扰情况下,景观、娱乐水体的水质一年内应有95%以上的分析样品数符合本标准值的规定。

3.4 A类水体内的天然浴场在游泳季节内水质应保证全部分析样品符合本水质标准。

3.5 含有毒有害污染物的废水，禁止排入景观、娱乐用水水域，一般工业废水、生活污水禁止直接排入A类、B类水域，该废水必须经过处理并保证其受纳水体符合水标准的情况下方可排入C类水域。

3.6 同一水域兼有多种功能的，执行最高功能用水的水质标准。

4 水质监测

4.1 本标准各项目的分析方法按表2执行，水样的采集和保存严格按照《环境监测技术规范》有关规定执行。

4.2 海水水样的采集，保存和分析方法按《海洋监测规范》执行。其中分析方法未做规定的项目按表2执行。

景观娱乐用水水质标准项目分析方法　　**表2**

序号	标准项目	测定方法	测定方法标准编号
1	色	铂钴标准比色法	GB 11903
2	嗅	文字描述法	1)
3	漂浮物	文字描述法	1)
4	透明度	塞氏盘法	1)
5	水温	水温计法	1)
6	pH	玻璃电极法	GB 6820
7	溶解氧(DO)	碘量法	GB 7489
8	高锰酸盐指数	酸性法	GB 11892
		碱性法	
9	生化需氧量(BOD_5)	稀释与接种法	GB 7488
10	氨氮	纳氏试剂比色法	GB 7479
11	非离子氨	纳氏试剂比色法[2]	GB 7479
12	亚硝酸盐氮	分光光度法	GB 7493
13	总铁	二氮杂菲分光光度法	GB 5750
		火焰原子吸收分光光度法	GB 11911
14	总锌	双硫腙分光光度法	GB 7472
		原子吸收分光光度法	GB 7475
15	总铜	原子吸收分光光度法	GB 7475
		二乙基二硫代氨基甲酸钠分光光度法	GB 7474
		2,9-二甲基-1,10-菲罗啉分光光度法	GB 7473
16	总镍	火焰原子吸收分光光度法	GB 11912
17	总磷	钼酸铵分光光度法	GB 11893
18	挥发酚	蒸馏后4-氨基安替比林分光光度法	GB 7490
19	阴离子表面活性剂	亚甲蓝分光光度法	GB 7494
20	总大肠菌群	多管发酵法	GB 5750
		滤膜法	
21	粪大肠菌群	多管发酵法	2)
		滤膜法	

注：1) 按《水和废水监测分析方法》第三版，中国环境科学出版社，1989。

2) 测得结果为 NH_3、NH_4^+ 总浓度，然后按下表换算为非离子氨浓度。

4.3 监测采样点,应选择具有代表性的位置。不得使用瞬时一次监测值作为水质判断依据。在任何情况下,采样频率不得少于一月一次。对有迹象表明水质可能恶化的水体及游泳季节内天然浴场水体均应适当增加采样频率,增加的采样频率由各地监测部门根据水体具体情况确定,并将分析结果连同采样情况报告当地环境保护主管部门。

氨的水溶液中非离子氨的百分比

温度 ℃	pH值								
	6.0	6.5	7.0	7.5	8.0	8.5	9.0	9.5	10.0
5	0.013	0.040	0.12	0.39	1.2	3.8	11	28	56
10	0.019	0.059	0.19	0.59	1.8	5.6	16	37	65
15	0.027	0.087	0.27	0.86	2.7	8.0	21	46	73
20	0.040	0.13	0.40	1.2	3.8	11	28	56	80
25	0.057	0.18	0.57	1.8	5.4	15	36	64	85
30	0.080	0.25	0.80	2.5	7.5	20	45	72	89

附加说明:

本标准由国家标准保护局提出。

本标准由中国环境科学研究院组织制订。

本标准由国家环境保护局负责解释。

本标准主要起草人刘载芳、刘和平、杨延捷。

12.20 再生水回用于景观水体的水质标准(CJ/T—95—2000)

前 言

再生水回用于景观水体的水质标准的制定在国内尚属首次。本标准是在总结"七五"国家科技攻关课题《高效絮凝沉淀过滤技术研究》和"八五"国家科技攻关课题《城市污水回用于景观水体的研究》科技成果的基础上进行编制的。本标准引用并参考了国内外相关标准。

本标准由建设部标准定额研究所提出。

本标准由建设部给水排水产品标准化技术委员会归口。

本标准由中国市政工程华北设计研究院负责起草。

本标准主要起草人:陈立、刘晓松、杨坤。

本标准委托中国市政工程华北设计研究院负责解释。

1 范围

本标准适用于进入或直接作为景观水体的二级或二级以上城市污水处理厂排放的水。

2　引用标准

下列标准所包含的条文，通过在本标准中引用而构成为本标准的条文。本标准出版时，所示版本均为有效。所有标准都会被修订，使用本标准的各方应探讨使用下列标准最新版本的可能性。

GB/T 5750—1985　生活饮用水标准检验法
GB/T 6920—1986　水质　pH 值的测定　玻璃电极法
GB/T 7488—1987　水质　五日生化需氧量(BOD_5)的测定　释释与接种法
GB/T 7490—1987　水质　挥发酚的测定　蒸馏后 4-氨基安替比林分光光度法
GB/T 7494—1987　水质　阴离子表面活性剂的测定　亚甲基蓝分光光度法
GB 8978—1996　污水综合排放标准
GB/T 11891—1989　水质　凯氏氮的测定
GB/T 11893—1989　水质　总磷的测定　钼酸铵分光光度法
GB/T 11897—1989　水质　游离氯和总氯的测定　N,N-二乙基-1,4-苯二胺滴定法
GB/T 11898—1989　水质　游离氯和总氯的测定　N,N-二乙基-1,4-苯二胺分光光度法
GB/T 11901—1989　水质　悬浮物的测定　重量法
GB/T 11903—1989　水质　色度的测定
GB/T 11906—1989　水质　锰的测定　高锰酸钾分光光度法
GB/T 11911—1989　水质　铁、锰的测定　火焰原子吸收分光光度法
GB/T 11914—1989　水质　化学需氧量的测定　重铬酸钾法
GB/T 16488—1996　水质　石油类和动植物油的测定　红外光度法

3　定义

本标准采用下列定义。

3.1　再生水　reclaimed wastewater

指工业废水与生活污水进入城市污水处理厂经二级或二级以上处理后排放的水的总称。

3.2　景观水体　scenic water

分为两类，一类为人体非全身性接触的娱乐性景观水体，另一类为人体非直接接触的观赏性景观水体。它们或全部由再生水组成，或部分由再生水组成(另一部分由天然水体组成)。

这两种景观水体均可作为城市绿化用水(不宜采用喷灌)，但均不宜作为瀑布、喷泉使用。

4　技术要求

再生水回用于景观水体的水质应满足表 1 的规定。

5　监测

5.1　采样点及采样要求

再生水回用于景观水体的水质标准 单位[1]:mg/L 表1

序号	项目 \ 标准值 \ 回用类型	人体非直接接触	人体非全身性接触
1	基本要求	无漂浮物,无令人不愉快的嗅和味	无漂浮物,无令人不愉快的嗅和味
2	色度 (度)	30	30
3	pH	6.5~9.0	6.5~9.0
4	化学需氧量(COD)	60	50
5	五日生化需氧量(BOD_5)	20	10
6	悬浮物(SS)	20	10
7	总磷(以P计)	2.0	1.0
8	凯氏氮	15	10
9	大肠菌群(个/L)	1000	500
10	余氯[2]	0.2~1.0[3]	0.2~1.0[3]
11	全盐量	1000/2000[4]	1000/2000[4]
12	氯化物(以Cl^-计)	350	350
13	溶解性铁	0.4	0.4
14	总锰	1.0	1.0
15	挥发酚	0.1	0.1
16	石油类	1.0	1.0
17	阴离子表面活性剂	0.3	0.3

① pH及注明单位处除外。

② 为管网末梢余氯。

③ 1.0为夏季水温超过25℃时采用值。

④ 2000为盐碱地区采用值。

采样点及采样要求参照GB 8978中第二类污染物的采样方式。

5.2 测定方法

本标准采用的测定方法见表2。

测 定 方 法 表2

序号	项目	测定方法	执行标准
1	色度	铂钴比色法	GB/T 11903
2	pH	玻璃电极法	GB/T 6920
3	化学需氧量(COD)	重铬酸钾法	GB/T 11914
4	五日生化需氧量(BOD_5)	稀释与接种法	GB/T 7488
5	悬浮物	重量法	GB/T 11901
6	总磷(TP)	钼酸铵分光光度法	GB/T 11893
7	凯氏氮	容量法	GB/T 11891
8	大肠菌群	多管发酵法 滤膜法	GB/T 5750

续表

序　号	项　目	测 定 方 法	执行标准
9	余氯	N,N-二乙基1,4-苯二胺分光光度法 N,N-二乙基1,4-苯二胺滴定法	GB/T 11898 GB/T 11897
10	全盐量	重量法	①
11	氯化物(以 Cl^- 计)	硝酸银容量法 硝酸汞容量法	GB/T 5750
12	溶解性铁	二氮杂菲比色法 原子吸收分光光度法	GB/T 5750
13	总锰	火焰原子吸收分光光度法 高锰酸钾分光光度法	GB/T 11911 GB/T 11906
14	挥发酚	蒸馏后4-氨基安替比林分光光度法	GB/T 7490
15	石油类	红外光度法	GB/T 16488
16	阴离子表面活性剂	亚甲基蓝分光光度法	GB/T 7494

①《水和废水标准检验法》(第15版),北京:中国建筑出版社,1980。

12.21　城市污水回用设计规范(CECS 61:94)

1　总　　则

1.0.1　为缓解我国水资源紧张状况,实现城市污水资源化,减轻污水对环境的污染,促进城市和生产发展,推广城市污水回用是必要的和可能的。为使城市污水回用工程设计做到安全适用、经济合理、技术先进,特制定本规范。

1.0.2　城市污水再生后可用作工业用水、生活杂用水、景观河道用水、农业灌溉用水和地下回注水等。目前不提倡用作与人体接触的娱乐用水和饮用水。

本规范适用于以工业用水、生活杂用水和景观河道用水为回用目标的新建、扩建和改建的城市污水回用工程设计。

1.0.3　污水回用工程设计应贯彻执行我国水污染防治和水资源开发技术政策,以城市总体规划为依据,从全局出发,做好城市污水回用规划。应妥善处理开发天然水资源与开发污水资源的关系,提倡优先开发污水资源;妥善处理污水排放与污水回用关系,城市新建和原有的污水处理厂,都应积极发展污水回用。

1.0.4　污水回用工程应做好向用户的宣传和对用户的调查工作,明确用水对象的水质水量要求。工程设计之前,宜进行污水回用试验,以选择合理的再生处理流程。

1.0.5　污水回用工程必须确保用水安全可靠和水质水量稳定。污水回用必须加强水质监测。

1.0.6　城市污水回用设计除执行本规范外,尚应符合现行的《室外排水设计规范》、《室外给水设计规范》和《工业循环冷却水处理设计规范》等有关国家标准、规范的规定。

2　术　　语

2.0.1　深度处理 advanced treatment:

进一步去除常规二级处理所不能完全去除的污水中杂质的净化过程。深度处理通常由以下单元技术优化组合而成:混凝、沉淀(澄清)、过滤、活性炭吸附、离子交换、反渗透、电渗析、氨吹脱、臭氧氧化、消毒等。

2.0.2 再生水 reclaimed water

一般指污水经一级处理、二级处理和深度处理后供作回用的水。当一级处理或二级处理出水满足特定回用要求、并已回用时,一级或二级处理出水也可称为再生水。

2.0.3 再生水厂 water reclamation plant

以回用为目的的污水处理厂。常规污水处理厂是以去除污染物质后排放为目的的。再生水厂一般包括深度处理或仅深度处理。

2.0.4 改进型二级处理 upgraded secondary treatment

改进型二级处理是指在常规二级处理去除污水中含碳有机物的同时,也能脱氮除磷的处理工艺。

3 回 用 水 源

3.0.1 排入城市排水系统、并符合 3.0.2,3.0.3,3.0.4 条文规定的城市污水,可作为回用水源。

3.0.2 回用水源水质必须符合《污水排入下道水质标准》、《生物处理构筑物进水中有害物质允许浓度》和《污水综合排放标准》的要求。

排污单位排出口污水浓度超过下列指标时,该排出口污水不宜作为回用水源:

氯化物	500mg/L
色 度	100(稀释倍数)
氨 氮	100mg/L
总溶解固体	1500mg/L

3.0.3 回用水源应以生活污水为主,尽量减少工业废水所占比重。对于使用再生水的工业用户,其排水如对回用水源水质有较大影响时,不宜再作为回用水源。

3.0.4 严禁放射性废水作为回用水源。

3.0.5 回用水源的设计水质应根据污水收集区域现有水质资料和规划预测资料确定。对于只包括深度处理的再生水厂,当水源为城市二级污水处理厂出水时,其原水水质可按 $BOD_5=30mg/L$、$SS=30mg/L$、$COD_{cr}=120mg/L$ 考虑。

4 回用水质标准

4.0.1 再生水作为工业冷却用水时,其回用水质最高允许浓度标准可参照表 4.0.1 确定。

再生水用作冷却用水的建议水质标准 **表 4.0.1**

项 目	直流冷却水	循环冷却补充水
pH 值	6.0~9.0	6.5~9.0
SS(mg/L)	30	—
浊度(度)	—	5

续表

项　目	直流冷却水	循环冷却补充水
BOD_5(mg/L)	30	10
COD_{cr}(mg/L)	—	75
铁(mg/L)	—	0.3
锰(mg/L)	—	0.2
氯化物(mg/L)	300	300
总硬度(以 $CaCO_3$ 计 mg/L)	850	450
总碱度(以 $CaCO_3$ 计 mg/L)	500	350
总固体(mg/L)	1000	1000
游离余氯(mg/L)	—	0.1～0.2
异养菌总数(个/mL)	—	5×10^5

4.0.2　再生水用于厕所洁具冲洗、城市绿化、洗车、清扫等生活杂用时，应符合现行的《生活杂用水水质标准》的规定。

4.0.3　再生水用作市区景观河道用水时，其回用水质最高允许浓度可参照表4.0.3确定。

再生水用作市区景观河道用水的建议水质标准　　**表4.0.3**

项　目	标　准　值	项　目	标　准　值
pH值	6.5～9.0	总磷*(mg/L)	夏季<2，非夏季不控制
SS(mg/L)	30	铁(mg/L)	0.4
臭	无不快感	氯化物(mg/L)	350
BOD_5(mg/L)	20	总固体(mg/L)	1500
COD_{cr}(mg/L)	75	总大肠菌群数(个/L)	10000
氨氮*(以N计 mg/L)	夏季<10，非夏季<20		

注：*允许根据河道功能作适当调整

4.0.4　再生水用作工业生产工艺用水、锅炉用水时，其水质应达到相应的水质标准。如无相应标准，可通过试验或参照对天然水的水质要求，经技术经济综合比较确定。

4.0.5　当再生水回用多种用途时，其水质标准应按最高要求确定。对于向工业区多用户成片供水的城市再生水厂，可按用水量最大的工业冷却用水水质标准考虑。个别水质要求高的用户，可自行补充处理，直至达到该用户的回用水质标准。

5　回　用　系　统

5.0.1　城市污水回用系统一般由污水收集、二级处理、深度处理、再生水输配、用户用水管理等部分组成，回用工程设计应按系统工程综合考虑。

5.0.2 污水收集应依靠城市排水管网进行。不宜采用明渠。排水管网可采用分流制或合流制系统,使原水以最佳路线流入再生水厂。

5.0.3 再生水厂的处理工艺流程,应通过试验或参考实际经验,根据回用水水质标准,经技术经济比较,确定最佳工艺流程。

5.0.4 水质再生的二级处理,可采用常规二级处理,也可采用改进型二级处理。

5.0.5 水质再生的深度处理,应按照简单可靠原则,进行单元技术优化组合。过滤通常是必需的。深度处理设计,应充分考虑以污水为水源的特点。

5.0.6 再生水厂宜靠近回用水源收集区和用户集中地区,以便于原水收集和缩短输水距离。

5.0.7 再生水厂应有溢流和事故排放管道。当排入水体时,其水质应尽量满足水体的水质要求。

5.0.8 再生水厂产生的污泥,可由本厂自行处理,也可送往其他处理厂集中处理。

5.0.9 再生水厂设在城市污水处理厂内,也可设在工业区内或某一特定用户内。再生水厂应搞好绿化、防臭、防爆、消防、防噪、抗震等。

5.0.10 再生水的输配水系统应建成独立系统。可新建再生水管道,也可利用原有给水管道输送再生水,而建新的给水管道。再生水输配水管道应防止微生物腐蚀,一般以非金属管道为宜,当使用金属管道时,应做好防腐蚀处理。用户内再生水的配水系统宜由用户自行设置。当水压不足时,用户可自行增建泵站。

5.0.11 用户的用水管理,应根据用水设施的要求确定。当用于工业冷却时,一般包括水质稳定处理、菌藻处理和进一步改善水质的其他特殊处理。其处理程度和药剂的选择,可由用户与再生水供水单位,通过试验或经验共同确定。

5.0.12 污水处理厂和再生水厂的厂内杂用水,应采用再生水作为自用水源。

6 再生处理工艺与构筑物设计

6.0.1 城市再生水厂宜采用下列基本工艺:一级处理——二级处理——混凝、沉淀(澄清)——过滤——消毒。

当有试验依据或回用水水质有特殊要求时,也可选用其他再生工艺。对于水质要求更高的回用水用户,还可在深度处理中增加活性炭吸附、氨吹脱、离子交换、折点加氯、反渗透、臭氧氧化等单元技术中一种或几种组合。

6.0.2 一级处理初沉池可按常规污水处理厂设计,沉淀时间宜稍长,可采用 1.5~2.5h。

6.0.3 二级处理的设计应安全、稳妥。应考虑低温和冲击负荷的影响。当采用活性污泥法时,为防止污泥膨胀,宜设有厌氧段。有条件的可采用改进型二级处理技术,其设计参数可通过试验或参考相似条件的运行资料确定。

6.0.4 混凝沉淀和过滤的处理效率和目标水质可参照表 6.0.4 确定。

6.0.5 深度处理的活性炭吸附、氨吹脱、离子交换、折点加氯、反渗透、臭氧氧化等单元过程,在无资料情况下,去除效率可参考表 6.0.5。

6.0.6 混凝、沉淀、澄清、过滤和消毒的设计,除应遵守《室外给水设计规范》的规定外,根据再生水水质特点,还应适当调整有关设计参数。

二级出水进行混凝沉淀过滤的处理效率与目标水质　　表 6.0.4

项　目	处理效率(%)			目标水质 (mg/L)
	混凝沉淀	过　滤	综　合	
浊　度	50～60	30～50	70～80	3～5(度)
SS	40～60	40～60	70～80	5～10
BOD_5	30～50	25～50	60～70	5～10
COD_{cr}	25～35	15～25	35～45	40～75
总　氮	5～15	5～15	10～20	—
总　磷	40～60	30～40	60～80	1
铁	40～60	40～60	60～80	0.3

其他单元过程的去除效率(%)　　表 6.0.5

项　目	活性炭吸附	氨吹脱	离子交换	折点加氯	反渗透	臭氧氧化
BOD_5	40～60	—	25～50	—	≥50	20～30
COD_{cr}	40～60	20～30	25～50	—	≥50	≥50
SS	60～70	—	≥50	—	≥50	—
氨　氮	30～40	≥50	≥50	≥50	≥50	—
总　磷	80～90	—	—	—	≥50	—
色　度	70～80	—	—	—	≥50	≥70
浊　度	70～80	—	—	—	≥50	—

6.0.7　混凝、沉淀、澄清的设计应符合下列要求：

6.0.7.1　絮凝时间宜为 10～15min。

6.0.7.2　平流沉淀池沉淀时间宜为 2.0～4.0h，水平流速可采用 4.0～10.0mm/s。

6.0.7.3　澄清池上升流速宜为 0.4～0.6mm/s。

6.0.8　滤池的设计应符合下列要求：

6.0.8.1　滤池的进水浊度宜小于 10 度。

6.0.8.2　滤池宜采用双层滤料滤池，滤料可采用无烟煤和石英砂。滤料厚度，无烟煤 300～400mm，石英砂 400～500mm。滤速宜为 5～10m/h。

6.0.8.3　单层石英砂滤料滤池，滤料厚度可采用 700～1000mm，滤速宜为 4～6m/h。

6.0.8.4　滤池宜设气水冲洗或表面冲洗辅助系统。

6.0.8.5　滤池的工作周期宜采用 12～24h。

6.0.8.6　滤池的构造形式，可根据具体条件，通过比较确定。

6.0.8.7　滤池应备有冲洗水管，以备冲洗滤池表面污垢和泡沫。滤池设在室内时，应安装通风装置。

6.0.9　当采用生物接触氧化池时，其设计参数可通过试验确定。

6.0.10　再生水厂必须进行杀菌消毒处理。采用液氯消毒时，必须采用加氯机加氯。加氯量按余氯量控制。投加量一般为有效氯 5～10mg/L。宜连续投加。接触时间应大于

30min。

6.0.11 再生水的工业用户在菌藻处理时,游离性余氯量可控制在0.5~1.0mg/L,并应保持2h。

6.0.12 在再生水厂应设置清水池,清水池容积应按供水和用水曲线确定,不宜小于日供水量的10%。清水池的个数或分格数不得少于2个,并能单独工作和放空。清水池内应设导流板。

6.0.13 在再生水用户处,如需设置再生水调节池,则调节池的有效容积可根据供水和用水曲线确定。

6.0.14 再生水供水泵站内工作泵不得少于2台,并应设备用泵。当水量变化大时,应考虑水泵的大小搭配。

6.0.15 再生水厂和工业用户,应设置加药间、药剂仓库。药剂仓库的固定储备量可按最大投药量的30天用量计算。

6.0.16 本章中未列入的深度处理及其他单元技术,其设计数据选用根据试验确定。

7 安全措施和监测控制

7.0.1 污水回用必须采取有效措施保证供水水质稳定,水量可靠。再生水厂规模应超过计划回用水量的20%以上。在老厂改造采用再生水系统时,应保留原新鲜水系统,当再生水系统发生事故时,仍能用新鲜水补充,以保证生产安全。

7.0.2 再生水厂与各用户应保持畅通的通讯联系,相互及时通报运转状况,以便采取应变措施。

7.0.3 再生水管道严禁与饮用水给水管道连接。再生水管道必须防渗防漏,埋地时应做特殊的带状标志,明装时应涂上标志颜色。闸门井井盖应铸上"再生水"字样。再生水管道严禁安装饮水器和龙头,防止误饮误用。

7.0.4 再生水管道与饮用水给水管道、排水管道平行埋设时,其水平净距不得小于0.5m;交叉埋设时,再生水管道应位于饮用水给水管道下面,排水管道的上面,其净距均不得小于0.5m。

7.0.5 不得间断供水的泵房,应设两个外部独立电源或设备用动力设备。

7.0.6 再生水厂主要设施应设故障报警装置。

7.0.7 在回用水源收集系统中,对水质特殊的接入口,应设置水质监测点和控制闸门,防止水质不符合接入标准的工业废水排入。

7.0.8 再生水厂和工业用户应设水质分析室,并应设置用水设备监测仪器,监测供水质量和用户使用效果,避免事故发生。

7.0.9 在主要处理构筑物和用水设施上,宜设置取样装置,在出厂管和各用户进户管上应设计量装置。再生水厂有条件时宜采用自动化控制。

7.0.10 管理操作人员应经专门培训。各工序应建立操作规程。操作人员应执行岗位责任制,做到持证上岗。

7.0.11 再生水厂的采暖、通风、噪声和消防的标准,应符合现行的有关规范的规定。

主编部门:中国工程建设标准化协会城市给水排水委员会

主编单位:中国市政工程东北设计研究院

主要起草人:周彤　张杰　姜云海　张富国　吕乃熙

条 文 说 明

1 总 则

1.0.1 本条是编制本规范的宗旨和目的。中国水资源总量28000亿m^3,居世界第6位,但人均占有量却列世界第88位。在三北地区和沿海城市,淡水资源十分缺乏。1985年对全国324个城市调查表明,缺水城市有183个,全国城市总缺水量每天2000万m^3,影响工业产值200亿元。水已经成为制约国民经济发展和人民生活水平提高的重要因素。

一方面城市缺水十分严重,一方面大量的城市污水白白流失,既浪费了资源,又污染了环境。和城市供水量几乎相等的城市污水中,只有0.1%的污染物质,比海水3.5%少得多。其余绝大部分是可再用的清水。水在自然界是惟一不可替代、也是惟一可以重复利用不变质的资源。城市污水就近可得,易于收集。再生处理比海水淡化成本低廉,处理技术也比较成熟,基建投资比远距离引水经济得多。当今世界各国解决缺水问题时,城市污水被选为可靠的第二水源,在未被充分利用之前,禁止随意排到自然水体中去。

国外在污水回用方面,规模很大,历时很长。我国近十年来,随着对水危机认识的提高,城市污水回用已被提到议程。"七五"期间列入国家重点科技攻关计划,"八五"期间,不少城市新建污水处理厂时都包含污水回用,有的城市甚至就是为了回用而建污水处理厂。我国第一个城市污水回用示范工程在大连已建成投产。今后污水回用工程会日渐增多,回用规模会越来越大,对回用设计规范的要求也日渐迫切。当今我国以至国外,还没有成型的权威性的回用水质标准和设计规范,这给推广回用事业带来不少困难。在这种形势下,本着先易后难,满足急用的原则,根据国内外经验,编制一本规范试行,是十分及时和必要的。本规范编制原则是实事求是,立足稳妥,符合国情,简明实用。提倡工艺成熟,易于推广的技术,对一时因国情限制难于采用的技术,虽然先进性高,也不做详尽规定。为了保证回用稳妥可靠,树立良好的信誉,规范对安全性作较严格规定,以免给工业生产和人民健康带来不良影响。本规范仅能满足我国污水回用初级阶段的客观需要,今后随着国民经济的不断发展,污水回用的技术水平也将提高,适当时候可再对本规范进行补充和完善。

1.0.2 本规范适用范围。城市污水回用的最大用户是工业。城市用水中80%是工业用水,工业用水中80%又是水质要求不高的冷却用水。以城市污水替代自来水用作冷却水,在技术上和工程上都易于实现,在规模上又足以缓解城市供水紧张状况。各个城市在制定回用规划时,都把回用于工业放在首要地位,其次是生活杂用水、景观用水等。本规范的适用范围为回用于工业用水、生活杂用水和景观河道用水。

污水农业灌溉也是污水回用的重要方面,在我国有悠久历史,有成功经验也有失败教训,尚需进行科学总结;污水回注地下,则对水质要求很高,以免污染地下水,对此我国实践不多。这二方面内容待积累一定经验后再补充到本规范中去。

作为与人体接触的娱乐用水和饮用水,其处理程度很高,经济上难以承受,加上人们心理障碍,在相当长时间内难以推广,故此本规范不做规定。

1.0.3 我国水污染防治途径是"节水、减污、净化、再用",其中"再用"已被作为一条基本政策提出。城市水资源规划和设计应贯彻国家的技术方针和政策。在解决城市缺水问题时,污水回用方案未得到充分论证之前,不能轻易舍近求远兴建远距离引水工程。要贯彻优先回用的原则。

1.0.4 取得用户理解和支持,是推广污水回用的重要环节。向用户作好宣传和科学普及工作,向他们提供充足论据,带领用户参观已有污水回用工程,使他们对污水回用产生信心,愿意接受再生水,这样确定设计水量和目标水质才能符合实际,才能发挥污水回用工程的最大效益。

1.0.5 用水安全可靠作为总则的一条提出,引起设计人员重视。

1.0.6 再生处理技术,是跨学科技术,包括给水处理和污水处理内容,与二者既有联系又有区别。再生处理技术本身尚不完善,还在发展过程中。《室外排水设计规范》和《室外给水设计规范》大部分仍适用于再生工程设计。本规范未规定的事宜,可参照上述两规范要求执行。对于冷却水来说,要防止腐蚀、结垢和微生物粘泥堵塞等故障,因而要做腐蚀试验和动态模拟试验,这方面的要求可参照《工业循环冷却水处理设计规范》。当城市再生水厂出水供给建筑中水使用时,可参照《建筑中水设计规范》。

2 术 语

2.0.1 深度处理,也称作高级处理、三级处理,一般是污水回用必需的处理工艺。它是将二级处理出水再进一步进行物理化学和生物处理,以更有效地去除污水中各种不同性质的杂质,从而满足用户对水质的不同要求。

2.0.2 长期以来,"污水"一词使人们心理上总是与"污垢的"、"肮脏的"词语相联系,无论处理得怎样好,也只能排放,不能回用。应该改变习惯叫法。这里把处理后的水叫"再生水",以回用为目的的污水处理厂叫"再生水厂",这样一方面定义准确,另一方面也有利于克服人们错误的观念。

2.0.4 改进型二级处理通常包括厌氧—好氧法生物脱磷,缺氧—好氧法生物除氮,厌氧—缺氧—好氧法生物脱磷除氮,生物接触氧化法,氧化沟等工艺。

3 回 用 水 源

3.0.1 城市污水是指排入城镇污水系统的污水的统称。在合流制排水系统中,除生活污水外,还包括生产废水和截流的雨水。一般情况下,城市污水都可作为回用水源,但城市污水中不能回用的除外。

3.0.2 回用水源必须保证对后续回用不产生危害。生物处理和简易深度处理无能为力的氯离子、色度、总溶解固体、硫酸盐、硫化物、油脂、发泡物质、硬度和碱度等,都会影响回用效果,排污单位必须搞好预处理,达到有关标准后才能进入市政排水系统,流入再生水厂。否则只能单独排放。这方面要严格监控。因为万一造成回用事放,其给生产带来的损失会是巨大的。本条对 GB 8978—88《污水综合排放标准》中"三级标准"一栏内未列入的污染物,从回用角度提出了限制:氯化物<500mg/L,指排污单位排出口浓度。在第 4 章回用标准中,氯化物允许浓度为 300~350mg/L,指整个回用系统出水的浓度。氯化物是影响回用的重要指标。因为氯离子对金属产生腐蚀,必须严加控制。沿海城市要防止海水渗入,防止

海产品加工厂废水排入市政管道，以避免回用水源氯化物总量的提高。色高（稀释倍数）<100，参照 GB 8978 二级标准要求提出。一般的印染废水和染料工业废水如不脱色，则不能作为回用水源。氨氮<100mg/L，比 GB 8978 二级标准（40mg/L）放宽 2.5 倍，这是因为在生物处理和循环冷却系统中，氨氮可以去除大部分，但过高会加重再生处理负担。总溶解固体<1500mg/L，考虑到总溶解固体难于去除，而它又影响回用效果，因此对其提出限制。后面提出的冷却水水质标准总溶解固体是 1000mg/L。这里放宽到 1500mg/L，是考虑到生活污水有一定稀释能力。

3.0.3　不同城市的城市污水中，工业废水所占比重不尽相同。同一城市不同区域也不一致。回用水源提倡以生活污水为主，因为生活污水水质稳定，有可预见性，而工业废水事故排放时污染集中，会冲击再生过程。因此再生水厂靠近生活区为宜。对于使用再生水的工厂，其所排废水中不纯物质（如 TDS 等）浓度增高，长期循环使用，会造成恶性积累，影响正常运行。因此这部分废水如水量很大，宜单独排放，不宜再作为回用水源。

3.0.5　不同城市的城市污水水质差异很大，沿海城市的氯离子含量高，南方用水定额高的城市有机物含量低，节水型城市有机物含量高。表 3.0.5 列出了几个城市的污水水质，供参考。

城市污水水质　　**表 3.0.5**

城市	pH	色度（稀释倍数）	COD_{cr}	BOD_5	氨氮	总磷	硬度	Cl^-	总固体	SS	碱度	总氮
大连	7.5	90	608	223	68	10	281	188	802	255	499	78
青岛	6.4～7.5	—	169～1293	223～704	19～96	—	230～550	200～2400	804～2134	244～809	226～950	—
太原	7.9	—	332	243	35	—	265	57	725	116	123	—
威海	6.9	—	482	246	48	12	—	800	—	194	—	51
天津	7.3	100	362	143	32	4	219	159	TDS 757	146	—	43
邯郸	—	—	183	134	22	9	—	—	—	160	213	50
广州大坦沙	7.6	—	84～140	3.2～60	—	2～3	—	—	—	31～318	—	15～27
沈阳	—	—	442	167	—	—	—	—	—	206	—	37
长春	6.7～7.6	—	550～718	203～401	30	5～6	—	124	TDS 422～843	240～463	—	—

注：除 pH 和色度外，单位为 mg/L。

当再生水厂使用二级处理出水为水源时，则按《污水综合排放标准》中，二级处理厂出水标准为 BOD_5<30mg/L，SS<30mg/L，COD_{cr}<120mg/L。设计时可参照上述标准，确定设计水质。实际上国内污水厂出水水质好于上述标准。

4　回用水质标准

4.0.1　这条提出了回用面最广和回用量最大的冷却水建议水质标准。

冷却用水中直流冷却水水质标准提出的依据见表 4.0.1-1。

再生水用作直流冷却水建议水质标准的依据 **表 4.0.1-1**

项　目	标准值	美国国家科学院	天津大学试验	大连红星化工厂	美国1992年建议
pH值	6.0~9.0	5.0~8.3	6.0~9.0	7~8	6.0~9.0
SS(mg/L)	30	—	10	6	30
BOD_5(mg/L)	30	—	—	5	30
COD_{cr}(mg/L)	—	75	60	60	—
氯化物(mg/L)	300	600	300	220	—
总硬度(以$CaCO_3$计mg/L)	850	850	350	280	—
总碱度(以$CaCO_3$计mg/L)	500	500	350	260	—
总固体(mg/L)	1000	1000	803	906	—

主要依据美国1972年和1992年提出的水质标准、天津大学在"七·五"科技攻关中的试验数据以及大连红星化工厂实际使用数据。直流冷却主要用于水泵、压缩机和轴承的冷却，锅轮机冷凝以及直接接触(如息焦)冷凝等。一般来说，二级出水可基本上满足直流冷却水的水质要求，但为了保证输水管道和用水设备长期不淤塞和产生故障，二级出水宜再过滤和杀菌，然后用做直流冷却则更为安全。

冷却用水中循环冷却补充水水质标准提出的依据见表4.0.1-2。标准值与国外基本相符。通过国内几家试验和示范工程实践检验，该标准能够保证用水设备不产生腐蚀、结垢和微生物粘泥等障碍。

该标准对氮、磷没有提出要求，是因为以下原因：日本污水回用三十年，至今一直没有脱氮除磷，实际使用效果尚好；从美国等国家的使用经验看，氮磷没处理的用户也未造成严重危害；我国在"七五"科技攻关研究中发现，在循环水系统中，氨氮有自行硝化趋势。又因为我国尚处于污水回用的初级阶段，为了经济易行，便于推广，故这次推荐标准中，氮磷未列入，即不作为必须限制的项目。但随着经济技术发展，今后脱氮除磷无疑会被回用和改善环境所要求。

表4.0.1-2中以"浊度"而不以"悬浮物"列项，是因为深度处理后，再生水近似自来水，"浊度"容易测定，而"悬浮物"难于准确测定，故采用给水分析项目——"浊度"指标来要求。

再生水作为循环冷却补充水建议水质标准的依据 **表 4.0.1-2**

项　目	标准值	美国国家科学院	日本东京工业水道	大连示范工　程	天津大学试　验	GBJ 50—83
pH值	6.5~9.0	—	6.4~7.0	7~8	6~9	6.5~6.9
浊度(度)	5	SS 100	1~15	3	5	—
BOD_5(mg/L)	10	—	—	5	5	—
COD_{cr}(mg/L)	75	75	—	60	40	—
铁(mg/L)	0.3	0.5	0.13~0.67	0.1	0.6	—
锰(mg/L)	0.2	0.5	—	0.1	0.1	—
氯化物(mg/L)	300	500	96~960	220	300	—
总硬度(以$CaCO_3$计mg/L)	450	650	131~344	280	350	—
总碱度(以$CaCO_3$计mg/L)	350	350	—	260	350	350
总固体(mg/L)	1000	溶解固体500	名古屋930	903	803	—
游离余氯(mg/L)	0.1~0.2	—	—	0.2	—	0.1~0.2
异养菌总数(个/mL)	5×10^5	—	—	$<5\times10^5$	—	5×10^5

4.0.2 城市再生水厂可以满足厂内杂用水需要，还可向周围高层建筑和居民区供生活杂用水。随着城市建设的发展，市政建设用水，如绿化浇灌、清扫洒水、冲洗汽车和施工用水等需要量也逐渐增多，城市再生水厂一般属市政系统，能够很好地承担这方面任务。

4.0.3 这条提出了景观河道用水的建议水质标准，依据见表4.0.3。

再生水作为市区景观河道用水时建议水质标准的依据　　表4.0.3

项　目	标　准　值	天津市政院试验	日本目标值
pH值	6.5～9.0	6.5～8.5	5.8～8.6
SS(mg/L)	30	30	浊度　10度
臭	无不快感觉	无不快感觉	无不快感觉
BOD_5(mg/L)	20	25	10
COD_{cr}(mg/L)	75	65	色度　40度
氨氮(mg/L)	夏季<10 非夏季<20	夏季<10 非夏季<20	—
总磷(mg/L)	夏季<2 非夏季不控制	夏季<2 非夏季不控制	—
铁(mg/L)	0.4	0.4	—
氯化物(mg/L)	350	300	—
总固体(mg/L)	1500	溶解性固体 1200	—
总大肠菌群数 (个/L)	10000	—	10000

城市常有河道穿过，污水截流不入河道后，河道常为干河。引入再生水恢复清流，可以保持河道景观作用。景观河道的水质，要求感观性指标及有机物的指标。在城市污水厂中通过对原水的二级处理，出水基本可满足景观用水的要求。但常规的二级处理出水中氮磷的含量还很高，为防止河道富营养化的发生，标准中对氮磷营养物质要求采取季节性控制。天津市政院在"七·五"攻关中对此专题进行了探讨。但考虑到我国污水处理的实际情况，在氮磷控制上放宽了要求，允许根据河道功能作适当调整，即如果是游览河道，则应限制氮磷含量，如果是一般景观河道，可以暂不控制氮磷。

标准的另一依据是日本的修景水标准，该标准将大肠菌群数作为首要指标加以要求，其次对浊度和色度作了规定，其处理流程是常规二级处理加砂滤和杀菌。日本使用效果较好，起到美化环境作用。

4.0.4 工业生产工艺用水，因工业部门繁多，工艺条件差异很大，用水水质要求不同，所以很难提出统一的使用再生水的水质标准。锅炉用水对硬度和含盐量要求很高，用再生水软化或除盐处理，其费用一般超过对天然水的处理费用。通常情况下不推荐再生水用作锅炉用水。合理的办法是将再生水用于冷却，将因此而节省下的新鲜水用作锅炉用水。

4.0.5 国内外的实践证明，以冷却水水质标准确定城市再生水厂的工艺流程是合理的。高于此标准的，可在用户厂内作相应补充处理，如增加活性炭吸附等；低于此标准的，一

方面水量不大,另方面用此标准使用的效果会更好,而费用又增加不多。

5 回 用 系 统

5.0.1 污水回用是个系统工程,它将排水和给水连接起来,实现水的大循环。污水回用促进城市水资源处在动态平衡中。污水回用工程关连到公用、城建、工业和规划等多部门多行业,要统筹兼顾,综合实施。

5.0.2 污水收集系统在旧市区应适应城市排水系统现状,在新建区可以根据再生水厂位置合理布置。

5.0.3 再生工艺的选择是回用设计的核心,必须在试验基础上或资料可靠基础上慎重进行。

5.0.4 水质再生的二级处理,有条件时,尽量采用改进型二级处理,这样可提高出水水质,增加回用的可靠性;受条件限制,采用常规二级处理也是允许的,但要完善后续的深度处理或用户补充处理,以保证再生水质达到标准。

5.0.5 水质再生的某些深度处理单元技术,采用了给水处理一些技术,形式上相似,但水源不同,设计中应充分注意以污水为水源和以天然水为水源的差异,深度处理设计不能简单套用给水设计。

5.0.6 城市污水回用可由已建成的城市污水厂改扩建,增加深度处理部分来实现;也可在新建污水处理厂中包括回用部分;或建设完全回用的再生水厂。从回用角度出发,再生处理厂不宜过于集中,可根据城市规划,考虑到用户位置分散布局。

5.0.9 大连回用工程是将再生水厂建在城市污水厂内,太原则是使用城市污水厂二级处理出水供给太原化工厂,而将再生水厂设在太化。

5.0.11 用户的用水管理也是非常重要的,特别在冷却用水上。选择合适的水质稳定剂,杀菌灭藻剂,会减轻因使用再生水所带来的副作用。在回用工程设计中,对用户应明确提出用水处理要求,用水处理设施要和再生处理设施同时施工,同时投产。

5.0.12 污水处理厂和再生水厂,自用水量很大,如消泡、溶药、空压机冷却、冲洗、绿化和办公楼杂用水等。厂内回用,既经济又方便。

6 再生处理工艺与构筑物设计

6.0.1 为了保证城市污水回用的安全可靠,这里提出了再生处理的基本工艺。这条基本工艺,是国内外许多回用工程的实际工艺。日本名古屋、东京、大阪以及我国大连示范工程都是如此,美国加州通过法律形式,在加州管理准则第22条"回用水厂的设计标准"中,也提出了这条基本工艺。当然不排除具体工程的特殊性,亦可采用简繁有别的工艺。

6.0.3 关于改进型二级处理工艺:以回用为目标,提高处理能力,改善处理后出水水质,减轻深度处理负担,在提高有机物处理效率的同时,达到脱氮脱磷的目的。这种工艺技术我国已在"七·五"和"八·五"国家科技攻关以及部分城市实践中取得初步经验,现摘录部分数据供参考。

生物脱磷工艺:总停留时间4~6h,容积比1:3~1:2.5;污泥龄5~10d。处理效果,当进水磷7mg/L时,出水<1mg/L,去除率90%。

生物脱氮工艺:总停留时间8~12h,容积比1.5~3.0:6.5~9,气水比3~4,污泥回流

比150～180%，泥龄30～40d，BOD_5负荷0.1～0.2(kg—BOD_5/kg—MLSS·d)总氮负荷0.02～0.04(kg—TN/kg—MLSS·d)总氮进水45mg/L，出水<18mg/L，去除率60%。

生物脱氮除磷工艺：广州大坦沙运转数据：停留时间1:2:3(h)，总氮进水40mg/L，出水<15mg/L，去除率62%；总磷进水5mg/L，出水2mg/L，去除率60%。北京试验：总停留时间5.4～6.5h，分配比为(1.2～1.5)：(1.6～2.0)：(2.6～3.0)，溶解氧A(0.3)A(0.7)O(1.0～0.2)，污泥龄>100d，处理效率，氨氮进水18mg/L，出水0.3mg/L，去除率98%；总氮进水35mg/L，出水14mg/L，去除率60%；总磷进水3.8mg/L，出水1.6mg/L，去除率56%。

改进型二级处理技术，因工程实践不多，故在规范正文中没有给出设计参数，仅在说明里提供参考。

活性污泥法的污泥膨胀会对回用造成严重影响，所以特别提出防止措施。设立厌氧段抑制膨胀作用，这已为许多实践所证实。

6.0.4　为了便于回用工程设计计算，本条给出了深度处理常用的混凝沉淀、过滤的处理效率和出水目标水质。提出的依据是参照国内外经验和有关资料。表6.0.4-1是日本栗林宗人综合日本再生水厂运行情况提出的数据。表6.0.4-2是大连春柳污水回用示范工程运行数据。

各再生工序处理效率(日本)　　**表6.0.4-1**

项　目	原水水质(mg/L)	处理率(%)/出水水质(mg/L)					出水计算值(mg/L)	目标水质(mg/L)
		初　沉	二级处理	混凝沉淀	过滤	综合(%)		
BOD_5	180	30/126	90/12.6	50/6.3	30/4.4	97.5	4.4	5
COD_{Mn}	100	25/75	75/18.8	40/11.3	20/9.0	91.0	9.0	10
SS	150	40/90	75/22.5	45/12.4	75/3.1	97.9	3.1	6
总　氮	30	13/26.1	60/10.4	10/9.4	10/8.5	71.6	8.5	10
总　磷	3.3	13/2.9	30/2.0	87.5/0.3	40/0.2	93.9	0.2	0.5

各再生工序处理效率(大连)　　**表6.0.4-2**

项　目	去除率(%)			出水水质(mg/L)
	澄　清	过　滤	综　合	
浊　度	62	33	75	4(度)
BOD_5	37	48	73	5
COD_{cr}	25	20	39	39
总　氮	—	—	21	29
总　磷	50	28	64	0.9
SS	10	80	82	6
铁	—	—	62	0.1

6.0.5　深度处理除了混凝沉淀和过滤外，其他单元技术的处理效率，参见条文中表6.0.5。因国内实践不多，该表是参照美国《WATER REUSE》一书提出。

6.0.7 本条设计参数是参照国内外污水回用工程实践运行数据提出的。深度处理的絮凝时间较常规给水絮凝时间缩短,是因为深度处理的进水中含有活性污泥絮粒,以它们为核心可以在较短时间内完成絮凝过程。但这种絮体较轻,不易沉淀,所以沉淀池和澄清池的设计参数与常规给水设计不同。大连污水回用示范工程运行表明,澄清池上升流速宜低不宜高,否则会出现矾花上浮现象。

6.0.8 滤池是再生水水质把关构筑物,其设计上要注意稳妥,留有余地。滤速只是常规滤池滤速的一半左右为宜。凡在常规给水上可采用的各种池型或各种滤料,在深度处理上也都可采用,但设计参数要通过试验取得。

滤池设置在室内时,在夏季稍许有嗅味,应安装通风装置。在滤池上部易长生物垢和起泡沫,应经常清洗。

6.0.9 这条列出了国内外正在开发的深度处理新技术——生物膜过滤技术,其主要处理装置为生物接触氧化池,也叫淹没式生物滤池。太原市政院和清华大学等单位采用以矿碴为填料的生物接触氧化池和生物活性炭池,进行深度处理试验,取得了良好效果。

6.0.10 为了保证用水安全,杀菌消毒是必须的。杀菌剂除了液氯外,还可用二氧化氯,次氯酸钠、臭氧、氯酚类和季胺盐类等。与给水处理不同的是投加量大,要保证杀菌剂的货源充足和一定量的储备。

大连市污水回用示范工程不同投氯量的杀菌效果列于表 6.0.10 中,供参考。

不同投氯量杀菌效果(大连) **表 6.0.10**

投氯量(mg/L)	5~10	15~17
余氯(mg/L)	0.1	0.2
异养菌(个/L)	$45\sim(1.0\times10^5)$	17~240
氨化菌(个/mL)	$30\sim(10\times10^5)$	27~225
真菌(个/mL)	6	4
铁细菌(个/mL)	$0\sim14\times10^2$	0~4
硫化菌(个/mL)	0~30	0~15
硝化菌(个/mL)	0~40	0~7
亚硝酸菌(个/mL)	0~45	0
硫酸盐还原菌(个/mL)	0~140	0

6.0.12 污水回用,特别是回用到工业,供水稳定是保证生产安全的需要。污水厂变为再生水厂,标志着人为环境保护服务到为生产直接服务,因此在再生水厂的设计中,清水池、调节池、泵站等都要按工业供水考虑,要有安全系数和备用设施。

6.0.16 本章对混凝沉淀和过滤的部分设计参数作了规定,除此之外,深度处理的其他单元技术未作详细规定。今后随着我国回用工程日渐增多,回用技术会逐步提高,届时再对本规范进行补充和完善。

7 安全措施和监测控制

7.0.1 再生水厂要精心设计,以确保水质达到回用标准。再生水厂规模应超过计划回

用水量的20%以上，以此来提高供水保证率。工业用户要保留原有新鲜水系统，这样可保证事故时不中断供水。

7.0.2 再生水厂受来水变化影响较大，加上一般的污水厂供电保证率低，因此再生水厂事故停水、停电，或水量减少、水质变劣等情况会时有发生。这时要及时通知用户。由于再生水厂通常由城建部门管理，而用户大多是工业部门，因而二者间通讯联系不很通畅，这给用户事故时采取应急措施带来困难，建议双方间设立专门有线或无线电话联系。

7.0.3 城市道路增设了一条再生水输水管道，用户厂内也增设了再生水配水管道，这就要求再生水管道不要与自来水管道误接，防止污染自来水，防止人们误饮误用。

7.0.4 管道的相互距离，美国要求很严。考虑到我国实际情况，做了最短距离规定，在特殊情况下，如能采取保护措施，还可以减少距离。

7.0.5 这是指向工业供水的再生水厂而言。

7.0.8 再生水厂和用户都要进行水质分析和用水效果检验，以免发生事故时分不清责任。最好有连续测定装置。分析检验结果应做好记录、报表的和存档工作。

7.0.10 过去污水处理厂操作人员是以排放为目的进行操作的，技术水平和工作责任心远不适应再生水厂的要求。为保证回用系统运行正常，回用工程投产前，必须对管理和操作人员进行职业培训。

（下略）

12.22 城镇垃圾农用控制标准(GB 8172—87)

根据《中华人民共和国环境保护法(试行)》，为防止城镇垃圾农用对土壤、农作物、水体的污染，保护农业生态环境，保证农作物正常生长，特制定本标准。

本标准适用于供农田施用的各种腐熟的城镇生活垃圾和城镇垃圾堆肥工厂的产品，不准混入工业垃圾及其他废物。

1 标 准 值

1.1 农田施用城镇垃圾要符合下表规定。

城镇垃圾农用控制标准值

编　号	项　目		标 准 限 值
1	杂物，%	≤	3
2	粒度，mm	≤	12
3	蛔虫卵死亡率，%		95～100
4	大肠菌值		10^{-1}～10^{-2}
5	总镉(以Cd计)，mg/kg	≤	3
6	总汞(以Hg计)，mg/kg	≤	5
7	总铅(以Pb计)，mg/kg	≤	100
8	总铬(以Cr计)，mg/kg	≤	300
9	总砷(以As计)，mg/kg	≤	30

续表

编 号	项 目		标 准 限 值
10	有机质(以C计),%	≥	10
11	总氮(以N计),%	≥	0.5
12	总磷(以P_2O_5计),%	≥	0.3
13	总钾(以K_2O计),%	≥	1.0
14	pH		6.5~8.5
15	水分,%		25~35

注:① 表中除2、3、4项外,其余各项均以干基计算。

② 杂物指塑料、玻璃、金属、橡胶等。

2 其 他 规 定

2.1 上表中1~9项全部合格者方能施用于农田:在10~15项中,如有一项不合格,其他五项合格者,可适当放宽。但不合格项目的数值,不得低于我国垃圾的平均数值。即有机质不少于8%,总氮不少于0.4%,总磷不小于0.2%,总钾不少于0.8%,pH值最高不超过9,最低不低于6,水分含量最高不超过40%。

2.2 施用符合本标准的垃圾,每年每亩农田用量,粘性土壤不超过1t,砂性土壤不超过3t,提倡在花卉、草地、园林和新菜地、粘土地上施用。大于1mm粒径的渣砾含量超过30%及粘粒含量低于15%的渣砾化土壤、老菜地、水田不宜施用。

2.3 对于表中1~9项都接近本标准值的垃圾,施用时其用量应减半。

3 标准的监督实施

3.1 农业、环卫和环保部门,必须对城镇垃圾农用的土壤、作物进行长期定点监测,农业部门建立监测点,环卫部门提供合乎标准化的城镇垃圾,环保部门进行有效的监督。

3.2 发现因施用垃圾导致土壤污染、水源污染或影响农作物的生长、发育和农产品中有害物质超过食品卫生标准时,要停止施用垃圾,并向有关部门报告。

3.3 在分析方法国家标准颁布之前,暂时参照《城镇垃圾农用监测分析方法》进行监测。

附加说明:

本标准由中华人民共和国农牧渔业部提出。

本标准由中国农业科学院土壤肥料研究所负责起草。

本标准由国家环保局负责解释。

12.23 生活垃圾填埋污染控制标准(GB 16889—97)

1 主题内容与适用范围

本标准从保护环境的需要规定了生活垃圾填埋场选址要求,工程设计要求,填埋场入场要求,填埋作业要求,封场要求和污染物排放限值及环境监测等要求。

本标准适用于生活垃圾填埋处置场所;不适用于工业固体废物及危险物的处置场所。

2 引用标准

下列标准包含的条文,通过在本标准中引用而构成为本标准的条文。所有标准都会被修订,使用本标准的各方,应按下列标准的最新版本执行。

GB 3097—82　海水水质标准

GB 3838—88　地面水环境质量标准

GB 12348—90　工业企业厂界噪声标准

GB 8978—1996　污水综合排放标准

GB/T 14848—93　地下水质量标准

GB 14554—93　恶臭污染物排放标准

GB/T 14675—93　空气质量　恶臭的测定　三点比较式　臭袋法

GB/T 14679—93　空气质量　氨的测定　次氯酸钠-水杨酸分光光度法

GB/T 14678—93　空气质量　硫化氢　甲硫醇　甲硫醚　二甲二硫的测定　气相色谱法

GB/T 15432—1995　环境空气　总悬浮颗粒物的测定　重量法

GB 11901—89　水质　悬浮物的测定　重量法

GB 11914—89　水质　化学需氧量的测定　重铬酸盐法

GB 7488—87　水质　五日生化需氧量(BOD_5)的测定稀释与接种法

GB 7478—87　水质　铵的测定　蒸馏和滴定法

GB 7959—87　大肠菌值测定　多管发酵法

3 生活垃圾填埋场选址环境保护要求

3.1　生活垃圾填埋场选址应符合当地城乡建设总体规划要求,应与当地的大气污染防治、水资源保护、自然保护相一致。

3.2　生活垃圾填埋场应设在当地夏季主导风向的下风向,在人畜居栖点 500m 以外。

3.3　生活垃圾填埋场不得建在下列地区:

a. 国务院和国务院有关主管部门及省、自治区、直辖市人民政府划定的自然保护区、风景名胜区、生活饮用水源地和其他需要特别保护的区域内。

b. 居民密集居住区。

c. 直接与航道相通的地区。

d. 地下水补给区、洪泛区、淤泥区。

e. 活动的坍塌地带、断裂带、地下蕴矿带、石灰坑及溶岩洞区。

4 生活垃圾填埋场工程设计环境保护要求

4.1 生活垃圾填埋场设计应包含防渗工程,垃圾渗滤液输导、收集和处理系统。

4.2 生活垃圾填埋场的防渗层的渗透系数 $K \leqslant 10^{-7}$cm/s。

4.3 防渗工程应采用水平防渗和垂直防渗相结合的工艺。

4.4 填埋场基底为抗压的平衡层,不应因垃圾分解沉陷而使场底变形。

4.5 填埋场底最低处应设有集液池(井),其内应设有总管通向地面,并高出地面100cm,以便抽出垃圾渗滤液。

4.6 垃圾填埋场设计应包含气体输导、收集和排放处理系统。

4.7 气体输导系统应设置横竖相通的排气管,排气总管应高出地面 100cm,以采气和处理气体用。

4.8 对填埋场产生的可燃气体达到燃烧值的要收集利用;对不能收集利用的可燃气体要烧掉排空,防止火灾及爆炸,填埋场设计时,应设有相应设施。

4.9 建筑物应保持良好通风,防止可燃气体集聚遇明火爆炸。

4.10 填埋场设计时,应设有导流坝和顺水沟,将自然降水排出场外或进入蓄水池。

5 填埋物入场要求

5.1 进入生活垃圾填埋场的填埋物应是生活垃圾。

5.2 严禁将生活垃圾和危险性废弃物混合一起;严禁爆炸性、易燃性、浸出毒性、腐蚀性、传染性、放射性等有毒有害废弃物进入生活填埋场。

6 生活垃圾填埋场大气污染物排放控制项目及其限值

6.1 生活垃圾填埋场大气污染物控制项目:颗粒物(TSP)、氨、硫化氢、甲硫醇、臭气浓度。

6.2 大气污染物排放限值

生活垃圾填埋场大气污染物排放限值是对无组织排放源的控制。

6.2.1 颗粒物场界排放限值$\leqslant$1.0mg/m^3。

6.2.2 氨、硫化氢、甲硫醇、臭气浓度场界排放限值:

根据生活垃圾填埋场所在区域,分别按照 GB 14554—93《恶臭污染物排放标准》表 1 相应级别的指标值执行。

7 生活垃圾填埋场垃圾渗滤液排放控制项目及其限值

7.1 生活垃圾填埋场垃圾渗滤液排放控制项目为:悬浮物(SS)、化学需氧量(COD)、生化需氧量(BOD_5)和大肠菌值。

其他项目,视各地垃圾成分,由地方环境保护行政主管部门确定。

7.2 生活垃圾渗滤液排放限值

7.2.1 生活垃圾渗滤液不得排入 GB 3838—88 中规定的Ⅰ、Ⅱ类水域和Ⅲ类水域的饮用水源保护区及 GB 3097—82 一类海域。

7.2.2 对排入 GB 3838—88 三类水域或 GB 3097—82 二类海域的生活垃圾渗滤液，其排放限值执行表 1 中的一级指标值。

生活垃圾渗滤液排放限值　mg/L(大肠菌值除外)　**表 1**

	一　级	二　级	三　级
悬浮物	70	200	400
生化需氧量(BOD_5)	30	150	600
化学需氧量(COD_{Cr})	100	300	1000
氨　氮	15	25	—
大肠菌值	10^{-1}～10^{-2}	10^{-1}～10^{-2}	

7.2.3 对排入 GB 3838—88Ⅳ、Ⅴ类水域或 GB 3097—82 三类海域的生活垃圾渗滤液，其排放限值执行表 1 中的二级指标值。

7.2.4 排入设置城市二级污水处理厂的生活垃圾渗沥液，其排放限值执行表 1 中的三级指标值。具体限度还可以与环保部门、市政部门协商。

7.2.5 排入未设置污水处理厂的城镇排污系统的生活垃圾渗滤液，必须根据排水系统出水受纳水域的功能要求，分别执行 7.2.2 和 7.2.3 的规定。

7.2.6 由地方环境保护行政主管部门确定的其他项目，其排放限值按照 GB 8978—1996《污水综合排放标准》的有关规定执行。

8 生活垃圾填埋场蓄水池废水的排放要求

蓄水池的废水应进入渗滤液处理设施进行处理后方可排放。若单独排放，应做适当处理后方可排放。排放控制项目及其限值按照渗滤液的排放要求执行。

9 生活垃圾填埋场噪声控制限值

生活垃圾填埋场噪声控制限值，根据生活垃圾填埋场所在区域，分别按照 GB 12348—90 工业企业厂界噪声标准相应级别的指标植执行。

10 生活垃圾填埋场地下水污染评价标准

生活垃圾填埋场渗滤液不应对地下水造成污染。生活垃圾填埋场地下水污染评价指标及其限值按照 GB/T 14848—93 地下水质量标准执行。

对于因地质化学结构而造成地下水本底含量较高的特殊项目，应以场区地下水上游观测井水质指标作为参考指标。

11 填埋作业及封场的环境保护要求

11.1 填埋施工应实行单元填埋，随倒随压、层层压实，当日覆盖，填入的垃圾厚度应以当地的实际情况确定。

11.2 当作业场所降尘过高时，应洒水降尘，或将蓄水池内净化的水回喷到填埋场表层。

11.3 填埋场封场时，应做好地表面处理，并在其表面覆 30cm 厚的自然土，其上再覆

15～20cm 厚的粘土,并压实,防止降水渗入填体内。

11.4 封场时终场表面应有一定的坡度倾向一方,以排出降水。

11.5 在填埋场未达到安定化前不准作为建筑用地。

12 监测

12.1 大气监测

12.1.1 采样

颗粒物采样点数目和采样点设置按照 GB 16297—1996《大气污染物综合排放标准》附录 C 的规定执行。

恶臭污染物采样点、采样频率按 GB 14554—93《恶臭污染物排放标准》中的 6.2 的规定执行。

12.1.2 监测项目与分析方法

监测项目与分析方法按表 2 执行。

大气污染物监测项目分析方法 **表 2**

项 目	分 析 方 法	方 法 来 源
颗粒物	重量法	GB/T 15432—1995
臭气强度	三点比较式 臭袋法	GB/T 14675—93
氨	次氯酸盐-水杨酸分光光度法	GB/T 14679—93
硫化氢	气相色谱法	GB/T 14678—93
甲硫醇	气相色谱法	GB/T 14678—93

12.2 噪声监测

生活垃圾填埋场界噪声监测按 GB 12349—90《工业企业厂界噪声测量方法》规定执行。

12.3 地下水监测

12.3.1 采样点的布设

填埋场地下水采样点应布设五点:

本底井一眼:设在填埋场地下水流向上游 30～50mm 处。

污染扩散井两眼:设在填埋场两旁各 30～50m。

污染监视井两眼:设在填埋场地下水流向下游 30m 处、50m 处各一眼井。

12.3.2 采样方法

用特制的小水桶提取水样,严禁用水泵抽吸水样,每个样品采集 2000ml,特殊项目的采样量和固定方法按其所监测项目的分析方法要求进行。

12.3.3 采样频率

在填埋场投入使用前监测一次本底水平;在使用过程中每年按枯、丰、平水期各监测一次,直到填埋场达到安定化为止。

12.3.4 监测项目与分析方法

12.3.4.1 填埋场投入使用前的地下水本底水平监测项目,按照 GB/T 14848—93 地下水质量标准规定的项目进行;使用过程中的监测,可根据当地垃圾成分选择监测项目。

12.3.4.2 分析方法按国家有关水质测定方法进行。

12.4　垃圾渗沥液排放监测

12.4.1　采样点的布设

采样点设在垃圾填埋场渗沥液处理设施排放口(即填埋场废水外排口)。

12.4.2　监测项目及分析方法(见表3)。

垃圾渗滤液排放监测项目和分析方法　　表3

项　目	分析方法	方法来源
悬浮物	重量法	GB 11901—89
化学需氧量(COD_{cr})	重铬酸钾法	GB 11914—89
生化需氧量(BOD_5)	稀释与接种法	GB 7488—87
氨　氮	蒸馏和滴定法	GB 7478—87
大肠菌值	多管发酵法	GB 7959—87

12.5　蓄水池排放监测(单独排放时)

12.5.1　采样点的布设

采样点设在蓄水池的排放口。

12.5.2　监测项目及分析方法

同表3,但应增加溶解氧的监测(DO—碘量法,GB 7489—87)。

13　标准实施监督

本标准由县级以上人民政府环境保护行政主管部门负责监督实施。

12.24　生活垃圾焚烧污染控制标准(GWKB 3—2000)

1　范围

本标准规定了生活垃圾焚烧厂选址原则、生产垃圾入厂要求、焚烧炉基本技术性能指标、焚烧厂污染物排放限值等要求。

本标准适用于生活垃圾焚烧设施的设计、环境影响评价、竣工验收以及运行过程中污染控制及监督管理。

2　引用标准

以下标准所含条文,在本标准中被引用而构成本标准条文,与本标准同效。

GB 14554—93　恶臭污染物排放标准

GB 8978—1996　污水综合排放标准

GB 12348—90　工业企业厂界噪声标准

GB 5085.3—1996　危险废物鉴别标准—浸出毒性鉴别

GB 5086.1～5086.2—1997　固体废物　浸出毒性浸出方法

GB/T 15555.1～15555.11—1995　固体废物　浸出毒性测定方法

GB/T 16157—1996　固定污染源排气中颗粒物测定与气态污染物采样方法

GB 5468—91 锅炉烟尘测试方法

HJ/T 20—1998 工业固体废物采样制样技术规范

当上述标准被修订时,应使用其最新版本。

3 定义

3.1 危险废物

列入国家危险废物名录或者根据国家规定的危险废物鉴别标准和鉴别方法认定的具有危险性的废物。

3.2 焚烧炉

利用高温氧化作用处理生活垃圾的装置。

3.3 处理量

单位时间焚烧炉焚烧垃圾的质量。

3.4 烟气停留时间

燃烧气体从最后空气喷射口或燃烧器到换热面(如余热锅炉换热器等)或烟道冷风引射口之间的停留时间。

3.5 焚烧炉渣

生活垃圾焚烧后从炉床直接排出的残渣。

3.6 热灼减率

焚烧炉渣经灼热减少的质量占原焚烧炉渣质量的百分数,其计算方法如下:

$$P=\frac{A-B}{A}\times 100\%$$

式中 P——热灼减率,100%;

A——干燥后的原始焚烧炉渣在室温下的质量,g;

B——焚烧炉渣经 600±25℃ 3h 灼热,然后冷却至室温后的质量,g。

3.7 二噁英类

多氯代二苯并-对-二噁英和多氯代二苯并呋喃的总称。

3.8 二噁英类毒性当量(TEQ)

二噁英类毒性当量因子(TEF)是二噁英类毒性同类物与 2,3,7,8-四氯代二苯并-对-二噁英对 Ah 受体的亲和性能之比。二噁英类毒性当量可以通过下式计算:

$$TEQ=\Sigma(\text{二噁英毒性同类物浓度}\times TEF)$$

3.9 标准状态

烟气温度为 273.16K,压强为 101 325 Pa 时的状态。

4 生活垃圾焚烧厂选址原则

生活垃圾焚烧厂选址应符合当地城乡建设总体规划和环境保护规划的规定,并符合当地的大气污染防治、水资源保护、自然保护的要求。

5 生活垃圾入厂要求

危险废物不得进入生活垃圾焚烧厂处理。

6 生活垃圾贮存技术要求

进入生活垃圾焚烧厂的垃圾应贮存于垃圾贮存仓内。

垃圾贮存仓应具有良好的防渗性能。贮存仓内部应处于负压状态，焚烧炉所需的一次风应从垃圾贮存仓抽取。垃圾贮存仓还必须附设污水收集装置，收集沥滤液和其他污水。

7 焚烧炉技术要求

7.1 焚烧炉技术性能指标

焚烧炉技术性能要求见表1。

焚烧炉技术性能指标　　表1

项　目	烟气出口温度 ℃	烟气停留时间 s	焚烧炉渣热灼减率 %	焚烧炉出口烟气中氧含量 %
指　标	≥850	≥2	≤5	6～12
	≥1000	≥1		

7.2 焚烧炉烟囱技术要求

7.2.1 焚烧炉烟囱高度要求

焚烧炉烟囱高度应按环境影响评价要求确定，但不能低于表2规定的高度。

焚烧炉烟囱高度要求　　表2

处理量 t/d	烟囱最低允许高度 m	处理量 t/d*	烟囱最低允许高度 m
<100	25	>300	60
100～300	40		

注：*在同一厂区内如同时有多台垃圾焚烧炉，则以各焚烧炉处理量总和作为评判依据。

7.2.2 焚烧炉烟囱周围半径200m距离内有建筑物时，烟囱应高出最高建筑物3m以上，不能达到该要求的烟囱，其大气污染物排放限值应按表3规定的限值严格50%执行。

焚烧炉大气污染物排放限值[1)]　　表3

序　号	项　目	单　位	数值含义	限　值
1	烟尘	mg/m^3	测定均值	80
2	烟气黑度	林格曼黑度，级	测量值[2)]	1
3	一氧化碳	mg/m^3	小时均值	150
4	氮氧化物	mg/m^3	小时均值	400
5	二氧化硫	mg/m^3	小时均值	260
6	氯化氢	mg/m^3	小时均值	75
7	汞	mg/m^3	测定均值	0.2
8	镉	mg/m^3	测定均值	0.1
9	铅	mg/m^3	测定均值	1.6
10	二噁英类	$ng\ TEQ/m^3$	测定均值	1.0

注：1）本表规定的各项标准限值，均以标准状态下含11%O_2的干烟气为参考值换算。

2）烟气最高黑度时间，在任何1h内累计不得超过5min。

7.2.3 由多台焚烧炉组成的生活垃圾焚烧厂,烟气应集中到一个烟囱排放或采用多筒集合式排放。

7.2.4 焚烧炉的烟囱或烟道应按 GB/T 16157 的要求,设置永久采样孔,并安装采样监测用平台。

7.3 生活垃圾焚烧炉除尘装置必须采用袋式除尘器。

8 生活垃圾焚烧厂污染排放限值

8.1 焚烧炉大气污染物排放限值

焚烧炉大气污染物排放限值见表 3。

8.2 生活垃圾焚烧厂恶臭厂界排放限值

氨、硫化氢、甲硫醇和臭气浓度厂界排放限值根据生活垃圾焚烧厂所在区域,分别按照 GB 14554 表 1 相应级别的指标值执行。

8.3 生活垃圾焚烧厂工艺废水排放限值

生活垃圾焚烧厂工艺废水必须经废水处理系统处理,处理后的水应优先考虑循环再利用,必须排放时,废水中污染物最高允许排放浓度按 GB 8978 执行。

9 其他要求

9.1 焚烧残余物的处置要求

9.1.1 焚烧炉渣与除尘设备收集的焚烧飞灰应分别收集、贮存和运输。

9.1.2 焚烧炉渣按一般固体废物处理,焚烧飞灰应按危险废物处理。其他尾气净化装置排放的固体废物按 GB 5085.3 危险废物鉴别标准判断是否属于危险废物,如属于危险废物,则按危险废物处理。

9.2 生活垃圾焚烧厂噪声控制限值

生活垃圾焚烧厂噪声控制限值按 GB 12348 执行。

10 检测方法

10.1 监测工况要求

在对焚烧炉进行日常监督性监测时,采样期间的工况应与正常运行工况相同,生活垃圾焚烧厂的人员和实施监测的人员都不应任意改变运行工况。

10.2 焚烧炉性能检验

10.2.1 烟气停留时间根据焚烧炉设计书检验。

10.2.2 出口温度用热电偶在燃烧室出口中心处测量。

10.2.3 焚烧炉渣热灼减率的测定

按 HJ/T 20 采样制样技术规范采样,依据本标准 3.7 所列公式计算,取平均值作为判定值。

10.2.4 氧气浓度测定按 GB/T 16157 中的有关规定执行。

10.3 烟尘和烟气监测

10.3.1 烟尘和烟气的采样方法

10.3.1.1 烟尘和烟气的采样点和采样方法按 GB/T 16157 中的有关规定执行。

10.3.1.2 本标准规定的小时均值是指以连续 1h 的采样获取的平均值，或在 1h 内，以等时间间隔至少采取 3 个样品计算的平均值。

本标准规定测定均值是指以等时间间隔至少采样 3 个样品计算的平均值。

10.3.2 监测方法

焚烧炉大气污染物监测方法见表 4。

焚烧炉大气污染物监测方法　　**表 4**

序　号	项　目	监 测 方 法	方 法 来 源
1	烟　尘	重量法	GB/T 16157—1996
2	烟气黑度	林格曼烟度法	GB 5468—91
3	一氧化碳	非色散红外吸收法	HJ/T 44—1999
4	氮氧化物	紫外分光光度法	HJ/T 42—1999
5	二氧化硫	甲醛吸收-副玫瑰苯胺分光光度法	1)
6	氯化氢	硫氰酸汞分光光度法	HJ/T 27—1999
7	汞	冷原子吸收法分光光度法	1)
8	镉	原子吸收分光光度法	1)
9	铅	原子吸收分光光度法	1)
10	二噁英类	色谱-质谱联用法	2)

注：1) 暂时采用《空气和废气监测分析方法》(中国环境科学出版社，北京，1990 年)，待国家环境保护总局发布相应标准后，按标准执行。

2) 暂时采用《固体废弃物试验分析评价手册》(中国环境科学出版社，北京，1992 年)，待国家环境保护总局发布相应标准后，按标准执行。

10.4 固体废物浸出毒性测定方法

其他尾气净化装置排放的固体废物按 GB 5086.1～5086.2 做浸出试验，按 GB/T 15555.1～15555.11 浸出毒性测定方法测定。

11 标准实施

11.1 自本标准实施之日起，二噁英类污染物排放限值在北京市、上海市、广州市、深圳市试行。2003 年 6 月 1 日之日起在全国执行。

11.2 本标准由县级以上人民政府环境保护行政主管部门负责监督实施。

附 录 A
(标 准 的 附 录)

二噁英同类物毒性当量因子表

PCDDs	TEF	PCDFs	TEF
2,3,7,8-TCDD	1.0	2,3,7,8-TCDF	0.1
1,2,3,7,8-P_5CDD	0.5	1,2,3,7,8-P_5CDF	0.05
		2,3,4,7,8-P_5CDF	0.5

续表

PCDDs	TEF	PCDFs	TEF
2,3,7,8-取代 H_6CDD	0.1	2,3,7,8-取代 H_6CDF	0.1
1,2,3,4,6,7,8-H_7CDD	0.01	2,3,7,8-取代 H_7CDF	0.01
OCDD	0.001	OCDF	0.001

注:PCDDs:多氯代二苯并-对-二噁英(Polychlorinated dibenzo-*p*-dioxins);
PCDFs:多氯代二苯并呋喃(Polychlorinated dibenzofurans)

12.25 城市生活垃圾卫生填埋技术规范(CJJ 17—2001)

前 言

根据建设部建标[1995]175号文的要求,规范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技术,并在广泛征求意见基础上,修订了《城市生活垃圾卫生填埋技术标准》(CJJ 17—88)。

本规范的主要技术内容是:1. 总则;2. 术语;3. 填埋物;4. 卫生填埋场选址;5. 填埋场地基与防渗;6. 填埋作业;7. 填埋场工程验收。

修订的主要内容是:1. 对原标准的适用范围作了补充;2. 增加了术语一章;3. 对填埋物含水量、有机成分、外形尺寸做出定性要求;4. 增加了环境影响评价及环境污染治理等内容;5. 增加了复合衬层和帷幕灌浆等垂直、水平防渗及填埋场防火等内容;6. 增加了填埋场工程验收。

本规范由建设部城镇环境卫生标准技术归口单位上海市市容环境卫生管理局归口管理,授权由主编单位负责具体解释。

本规范主编单位:沈阳市环境卫生工程设计研究院(地址:沈阳市沈河区广宜街50号42甲;邮政编码110013)

本规范参加单位:杭州市天子岭废弃物处理总场、上海市环境工程设计科学研究院、建设部城市建设研究院。

本规范主要起草人员:孟繁柱、吉崇哲、邱爱芳、梁文、俞觊觎、于孝增、李悦、李淑梅、丁景元、张金城、贾丽、张楠、梁志顺、陈勇

1 总 则

1.0.1 为了在城市生产垃圾实施卫生填埋的设计和施工中贯彻执行国家的技术经济政策,保证填埋工程质量,做到技术先进、经济合理、安全卫生、防止污染,制定本规范。

1.0.2 本规范适用于新建、改建、扩建的城市生活垃圾卫生填埋工程的选址、设计、施工、验收及作业管理;不适用于有毒有害固体废弃物及工业固体废弃物的填埋工程。

1.0.3 城市生活垃圾卫生填埋工程除应符合本规范规定外,尚应符合国家现行有关强制性标准的规定。

2 术 语

2.0.1 城市生活垃圾 municipal domestic refuse

在城市日常生活中或者为城市日常生活提供服务的活动中产生的固体废物。

2.0.2 卫生填埋 sanitary landfill

采取防渗、铺平、压实、覆盖对城市生活垃圾进行处理和对气体、渗沥液、蝇虫等进行治理的垃圾处理方法。

2.0.3 有害垃圾 harmful refuse

在生活垃圾中含有对人体健康或自然环境可能造成直接危害或潜在危害的废充物。如废电池、油漆、灯泡、灯管、过期药品等。

2.0.4 渗透系数 permeability coefficient

表示防渗材料透水性大小的指标。在数值上等于水力坡度为 1 时的地下水的渗流速度。

2.0.5 垃圾坝 refuse dam

建在垃圾填埋作业区前,由块石或建筑材料构成,起到挡阻垃圾或通透垃圾渗沥液作用的堤坝。

2.0.6 截洪沟 cut-off-ditch

在填埋场区外围坡地沿等高线开挖的水沟,用以拦截及排泄坡面水流。

2.0.7 集液池 leaching pool

在填埋场最低处修筑的汇集渗沥液,并可自流或用提升泵将积液排出的构筑物。

2.0.8 调节池 regulating reservoir

为减少水量和水质变化对污水处理工艺的影响,在污水处理系统前设置的污水预处理或具有调蓄功能的构筑物。

2.0.9 渗沥液(渗滤液) leachate

填埋过程中垃圾分解产生的液体及渗入的地表水的混合液。

2.0.10 粘土类衬里 clay liners

渗透系数小的自然形成粘土或改性土经压实铺设的填埋场防渗层。

2.0.11 人工衬里 artificial liners

利用人工合成材料等铺设的填埋场防渗层。如高密度聚乙烯、土工织物、土工膜、土工复合材料等。

2.0.12 复合衬里 composite liners

采用粘土类衬里或人工衬里等复合铺设的防渗层。

2.0.13 盲沟 underground ditch

采用高滤过性能材料铺设于防渗层上,用于导排渗沥液或气体迁移的地下暗床(管)。

2.0.14 填埋场封场 seal of landfill site

填埋垃圾作业至设计封顶标高或填埋场停止使用后,对填埋库区表面进行覆土或铺设防渗材料等进行防渗处理、地表水异流、填埋气体导排、场区绿化等工程的实施过程。

3 填 埋 物

3.0.1 填埋物应是下列城市生活垃圾:

1 居民生活垃圾;

2 商业垃圾;

3 集市贸易市场垃圾;

4 街道清扫垃圾;

5 公共场所垃圾;

6 机关、学校、厂矿等单位的生活垃圾。

3.0.2 填埋物严禁包含下列有毒有害物:

1 有毒工业制品及其残物;

2 有毒药物;

3 有化学反应并产生有害物的物质;

4 有腐蚀性或有放射性的物质;

5 易燃、易爆等危险品;

6 生物危险品和医疗垃圾;

7 其他严重污染环境的物质。

3.0.3 填埋物含水量、有机成分、外形尺寸应符合具体填埋工艺设计要求。

4 卫生填埋场选址

4.0.1 填埋场的场址选择应符合下列规定:

1 填埋场场址设置应符合当地城市建设总体规划要求:符合当地城市区域环境总体规划要求;符合当地城市环境卫生事业发展规划要求。

2 填埋场对周围环境不应产生影响或对周围环境影响不超过国家相关现行标准的规定。

3 填埋场应与当地的大气防护、水土资源保护、大自然保护及生态平衡要求相一致。

4 填埋场应具备相应的库容,填埋场使用年限宜10年以上;特殊情况下,不应低于8年。

5 选择场址应由建设、规划、环保、设计、国土管理、地质勘察等部门有关人员参加。

6 填埋场选址应按下列顺序进行:

1) 场址初选

根据城市总体规划、区域地形、地质资料在图纸上确定3个以上候选场址;

2) 候选场址现场踏勘

选址人员对候选场址进行实地考察,并通过对场地的地形,地貌、植被、水文、气象、交通运输和人口分布等对比分析确定预选场址;

3) 预选场址方案比较

选址人员对2个以上(含2个)的预选场址方案进行比较,并对预选场址进行地形测量、

初步勘探和初步工艺方案设计，完成选址报告，并通过审查确定场址。

7　填埋场防洪应符合表4.0.1的规定：

防　洪　要　求　　表4.0.1

填埋场总容量 (10^4m^3)	防洪标准(重现期：年)	
	设　计	校　核
>500	50	100
200～500	20	50

注：降雨量取值为7d最大降雨量。

8　填埋场宜选在地下水贫乏地区。

4.0.2　填埋场不应设在下列地区：

1　地下水集中供水水源的补给区；

2　洪泛区；

3　淤泥区；

4　填埋区距居民居住区或人畜供水点500m以内的地区；

5　填埋区直接与河流和湖泊相距50m以内地区；

6　活动的坍塌地带、地下蕴矿区、灰岩坑及溶岩洞区；

7　珍贵动植物保护区和国家自然保护区；

8　公园、风景、游览区、文物古迹区、考古学、历史学、生物学研究考察区；

9　军事要地、基地，军工基地和国家保密地区。

4.0.3　填埋场选址应事先进行下列基础资料的收集：

1　城市用地规划、区域环境规划、场址周围人群活动分布与域区的关系；

2　城市环境卫生规划及垃圾处理规划；

3　地形、地貌及相关地形图；

4　地层结构、岩石及地质构造等工程地质条件；

5　地下水水位深度、流向等场址水文地质资料及利用情况；

6　夏季主导风向及风速；

7　降水量、蒸发量等气象背景资料；

8　周围水系流向及用水状况；

9　洪泛周期(年)；

10　待填埋处理的垃圾总量和日填埋量；

11　垃圾类型、性质、组成成分；

12　土石料条件，包括取土石料难易、远近和存储总量；

13　交通运输及供水供电条件。

4.0.4　环境影响评价及环境污染防治应符合下列规定：

1　垃圾卫生填埋建设项目在进行可行性研究的同时，必须对建设项目的环境影响做出评价；

2　垃圾卫生填埋建设项目的环境污染防治设施，必须与主体工程同时设计、同时施工、同时投产使用。

5 填埋场地基与防渗

5.0.1 填埋场必须防止对地下水的污染。不具备自然防渗条件的填埋场必须进行人工防渗。

5.0.2 自然防渗和人工防渗处理应符合下列规定:

1 粘土类衬里(自然防渗)的填埋场,天然粘土类衬里的渗透系数不应大于 1.0×10^{-7} cm/s,场底及四壁衬里厚度不应小于 2m;改良土衬里的防渗性能应达到粘土类防渗性能。

2 当填埋场不具备粘土类衬里或改良土衬里防渗要求时,宜采取自然和人工结合的防渗技术措施。

3 复合衬里应按下列结构铺设:

1) 防渗结构宜采用单复合衬里防渗结构;当不能满足防渗性能时,应采用双复合衬里防渗结构。

2) 高密度聚乙烯土工膜厚度不应小于 1.5mm,并应具有较大延伸率。膜的焊(粘)接处应通过试验、检验。

3) 单复合衬里结构如图 5.0.1-1 所示,铺防渗层时,衬里应覆盖底面及坑壁。

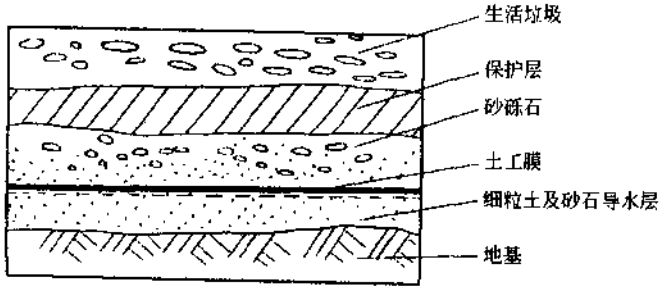


图 5.0.1-1 单复合衬里防渗结构

4) 双复合衬里防渗结构如图 5.0.1-2 所示,铺防渗层时,衬里应覆盖底面及坑壁。主土工膜层以上应为渗沥液的主防渗层;主、副膜之间应为渗沥液检测层和次防渗层。

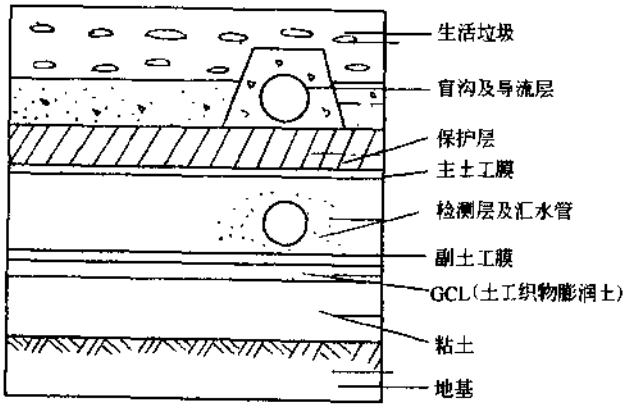


图 5.0.1-2 双复合衬里防渗结构

4 土工合成材料在应用过程中应符合国家现行的标准《非织造复合土工膜》(GB/T 17642)、《聚乙烯土工膜》(GB/T 17643)、《聚氯乙烯土工膜》(GB/T 17688)、《土工合成材料应用技术规范》(GB 50290)中的有关规定。

5.0.3 填埋场地基应符合下列规定：

1 场底地基应是具有承载能力的自然土层或经过碾压、夯实的平稳层，且不应因填埋垃圾的沉陷而使场底变形、断裂。

2 场底应有纵、横向坡度。纵横坡度宜在2%以上，以利于渗沥液的导流。

3 粘土表面经碾压后，方可在其上贴铺人工衬里。

4 铺设人工衬里材料应焊接牢固，达到强度要求，局部不应产生下沉拉断现象。在大坡度斜面铺设时，应设锚定平台。

5.0.4 在地形、地貌和水文地质条件达不到自然防渗要求的生活垃圾卫生填埋场场地，必须采取水平防渗和垂直防渗措施，当采用粘土类衬里、土工合成膜、帷幕灌浆等防渗措施应达到规定要求。

6 填 埋 作 业

6.1 填埋前准备

6.1.1 填埋区规划、定线等各项技术资料和操作规程必须完备。

6.1.2 场区道路、运输、设备、备料、维修、填埋安全等应进行全面规划。

6.1.3 应按填埋工艺要求，对管理人员进行上岗培训。

6.1.4 应按工艺设计要求，配置装载、挖掘、运输、压实、推土等作业设备。

6.2 填埋工艺

6.2.1 填埋场道路应能全天候通行，并应符合现行国家标准《厂矿道路设计规范》(GBJ 22)的规定。填埋作业区道路宜有防滑、防陷设施。

6.2.2 填埋作业应按地形、地质情况采用一种或两种以上的作业法，包括平面作业法、斜坡作业法、沟填法等。

6.2.3 填埋应实行单元、分层作业，每一单元及作业平台的大小应按设计及现场设备、垃圾量、运输等实际条件而定。填埋作业应定点倾卸、摊铺、压实。应以一日为一小单元或每班次为一小单元，宜每日一覆盖。

6.2.4 作业单元应采用分层压实方法，垃圾压实密度应大于600kg/m^3。

6.2.5 单元每层垃圾厚度依填埋作业设备的压实性能及垃圾的可压缩性确定，宜为2～3m，最厚不得超过6m。

6.2.6 每层垃圾压实后，应采用粘土或人工衬层材料进行覆盖，粘土覆盖层厚度应为20～30cm。

6.3 渗沥液导流及处理

6.3.1 填埋区防渗层上应铺设渗沥液导流系统，并应对收集的渗沥液进行处理。

6.3.2 渗沥液导流系统及处理系统应包括集液盲沟、集液池、调节池、泵房和污水处理设施等。集液池宜设在场底外部，其集液进水管道宜采用单向封闭结构。集液池井口宜高出地面100cm。

6.3.3 集液盲沟宜采用砾石、卵石、碴石、PVC或HDPE花管等材料铺设，结构为碴石

盲沟、碴石与PVC、HDPE管盲沟、石笼盲沟等。

6.3.4 集液池、调节池容积应与填埋工艺、渗沥液产生量相匹配。

6.3.5 渗沥液宜采用输送到污水处理厂统一处理、回喷或建设独立污水处理设施等方法处理。

6.4 排气及防爆

6.4.1 填埋场必须控制填埋物产生的气体,严禁填埋气体爆炸,并应符合下列规定:

1 填埋场应设气体导排设施。

2 气体导排应按地形分别设竖向、横向或横竖相连的排气道。各填埋层间可用穿孔管或石笼集气,可用卵石等粒状物及土工布掩护,应保证其透气性。在填埋深度较大时宜设置多层导流排气系统。应考虑消化过程中的体积变化对气体导排系统的影响。

3 采取自然排气法应在地平面的水平方向上设置间距不大于50m的垂直导气管,管口应高出场地表面100cm以上。采用火炬法点燃时,应高空处理。

4 有条件回收利用填埋气体的填埋场,应设置填埋气体集中收集设施,并监测填埋气体成分及量的变化。

6.4.2 填埋场的填埋作业区应为生产的火灾危险性分类中戊类防火区,易燃易爆部位为丙类防火区。在填埋区应设消防贮水池和消防给水系统等灭火设施。

6.4.3 填埋区应设防火隔离带,其宽度宜为8m。

6.4.4 填埋场区中,甲烷气体的含量不得超过5%;建(构)筑物内,甲烷气体含量不得超过1.25%。

6.5 填埋场的其他要求

6.5.1 垃圾入场填埋前必须对其进行检测,应符合本规范第3.0.1条、第3.0.2条的规定,未经检测的垃圾严禁入场填埋。

6.5.2 场区周围应设安全防护设施,填埋作业现场宜有防飘散物围栏。填埋场周围宜设10~20m宽度的绿化防护带与周围环境相隔离。

6.5.3 填埋场应设有管理、生活、设备维修、地衡、分析化验、给排水、车辆冲洗、电源、通讯、监控等设施。

6.5.4 填埋场应修建地下水本底监测井、污染扩散监测井、污染监测井。填埋场地在填埋前、后应进行水、气、土及噪声的本底监测及作业期监测,填埋后应在不稳定期限前后进行跟踪监测。监测项目及监测方法必须按国家现行标准《生活垃圾填埋场环境监测技术规范》(CJ/T 3037)执行,环境污染控制指标必须符合国家现行标准《生活垃圾填埋污染控制标准》(GB 16889)的要求。应考虑生活垃圾应急堆放场地的设置,并应控制其对环境的污染。

6.5.5 场区应设道路行车指示、安全标志、防火防爆及环境卫生设施设置标志。

6.5.6 填埋场应有灭蝇、灭虫、灭鼠、除臭措施,使用杀虫灭鼠药剂,应避免二次污染。

6.5.7 填埋场应考虑填埋作业面及场外地表水径流,应按当地降雨量、汇水面积、径流量进行设计和建设。截洪沟、溢洪道、排水沟、导流渠、导流坝、垃圾坝等工程应做到清污分流。

6.5.8 填埋场建设的有关文件,必须按国家档案管理条例进行整理与保障,保证完整

无缺。在日常运行中积累的技术资料应整理,统一保管,包括场址选择、勘察、征地、拨款、设计、施工直至验收等全过程所形成的一切文件资料。填埋作业管理宜采用计算机网络管理。

6.6 填埋场封场

6.6.1 垃圾填埋场应按建设、运行、关闭、封场、跟踪监测、场地再利用等程序进行管理。

6.6.2 填埋场封场后的土地使用必须符合下列规定:

1 填埋场填埋达到设计封场条件要求时,确需关闭的,必须经所在地县级以上地方人民政府环境保护、环境卫生行政主管部门核准、鉴定。

2 填埋场土地达到安全期后方能使用,在使用前必须做出场地鉴定和使用规划。

3 未经地质、建筑、环境专业技术鉴定之前,填埋场地严禁做永久性建(构)筑物用地。

6.6.3 封场工作应按设计进行施工,并应在专业人员现场监督指导下进行。

6.6.4 填埋场最后封场应在填埋物上覆盖粘土或人工合成材料。粘土的渗透系数应小于 1.0×10^{-7}cm/s,厚度为 20~30cm;其上再覆盖 20~30cm 的自然土,并均匀压实。

6.6.5 填埋场封场后应覆盖植被。根据种植植物的根系深浅而确定。覆盖营养土层厚度,不应小于 20cm,总覆土应在 80cm 以上。

6.6.6 填埋场封场应充分考虑堆体的稳定性和可操作性。封场坡度宜为 5%。

6.6.7 封场应考虑地表水径流、排水防渗、覆盖层渗透性和填埋气体对覆盖层的顶托力等因素,使最终覆盖层安全长效。

7 填埋场工程验收

7.0.1 填埋场工程验收应组成验收机构,验收机构应有环卫专业技术部门参加。

7.0.2 卫生填埋场工程应按相关专业现行施工工程等相关验收规范验收。

7.0.3 填埋物应符合本规范 3.0.1、3.0.2 条的要求。

7.0.4 填埋场选址应符合本规范 4.0.1、4.0.2　4.0.3 条的要求。

7.0.5 填埋场防渗、地基应符合本规范 5.0.1、5.0.2、5.0.3、5.0.4 条的要求。

7.0.6 填埋工艺应符合本规范 6.2 节的要求。

7.0.7 填埋场渗沥液导流及处理应符合本规范 6.3 节的要求。

7.0.8 填埋场排气及防爆应符合本规范 6.4 节的要求。

7.0.9 填埋场的其他要求应符合本规范 6.5 节的要求。

7.0.10 填埋场封场应符合本规范 6.6 节的要求。

条 文 说 明

1 总　则

1.0.1 原《城市生活垃圾卫生填埋技术标准》(CJJ 17—88)制订于 1988 年,是我国城市生活垃圾卫生填埋工程的第一本工程标准,其发布实施十多年来,在防止因填埋不科学而造成环境污染方面发挥了重要作用。但随着时间的推移和工程技术的发展,原标准的部分

内容已显陈旧,根据建设部建标[1995]175号文的要求,对其进行一次较为全面的修订。

本条主要为填埋工程服务,使其从设计到施工力求技术先进、填埋规范、防止污染。

1.0.2 本条将规范适用范围界定为"新建、改建扩建的城市生活垃圾卫生填埋工程的选址、设计、施工、作业、管理、评价及工程验收",规范的不适用范围包括了"有毒有害固体废弃物的填埋工程",使规范的适用范围更加明确、合理。同时对于非建制镇的生活垃圾卫生填埋处理工程,可参考本规范执行。

1.0.3 将原标准的第1.0.3条和第1.0.4条合并修改后成为本条,作为本规范同其他标准、规范的衔接。本规范涉及许多现行的国家有关标准,主要标准有:《城镇垃圾农用控制标准》(GB 8172—87)、《地面水环境质量标准》(GB 3838—88)、《地下水质量标准》(GB/T 14848—93)、《污水综合排放标准》(GB 8978—96)、《生活垃圾填埋污染控制标准》(GB 16889—97)、《土工合成材料应用技术规范》(GB 50290—98)、《建筑设计防火规范》(GBJ 16—89)、《环境卫生术语标准》(CJJ 65—95)、《城市垃圾产生源分类及垃圾排放》(CJ/T 3033—96)、《工业企业设计卫生标准》(TJ 36—79)等,城市生活垃圾卫生填埋工程应符合国家强制性标准的规定。

2 术 语

2.0.1~2.0.14 本规范采用的术语及其涵义,是根据下列原则确定的:

1 凡现行国家标准《环境卫生术语标准》(CJJ 65—95)已规定的,一律加以引用,不再另行给出定义或说明。

2 凡现行国家标准《环境卫生术语标准》(CJJ 65—95)尚未规定的,由本规范自行给出定义和说明。

3 填 埋 物

3.0.1 本条规定了本规范所指的填埋物,并按照近几年发布的主要相关标准,如《城市垃圾产生源分类及垃圾排放》(CJ/T 3033—96)的要求,对规定的填埋物给出了分类、定义。

3.0.2 本条规定了填埋物中严禁包含的物质及填埋物的相关指标应严格控制。

3.0.3 各地在实施过程中往往达不到原标准含水量应小于20%~30%;无机成分应大于60%的指标要求,因此在专家及各地意见的基础上,对"含水量"、"有机成分"及"外形尺寸"等几个重要指标作了定性要求,没有给出具体定量指标。

4 卫生填埋场选址

4.0.1 原标准3.0.1~3.0.6等条款主要规定了卫生填埋场选址的有关要求,本次修订将原标准第3章"填埋场"修改为本规范第4章"卫生填埋场选址"的部分内容。

修订后的内容规定了卫生填埋场的场址确定条件及场址确定步骤等基本要求,并提出防洪要求及填埋场使用年限并将原标准规定的6年改为10年以上,特殊情况下不应低于8年。

由于填埋场的投资和工程量均是巨大的,因此选择一个适宜的场址是十分重要的。选

择一个好的场址，填埋场就已经成功了一半，本条给出了填埋场选址的基本要求。国内各城市地理位置、气候、地质等条件差异很大，根据各城市的实际情况，可参考其他国家和地区的相关标准。

4.0.2 原标准的3.0.2条和3.0.3条中的有些内容属填埋作业和填埋场管理的范畴，故将有关内容写入本规范的第6章中，同时将原3.0.4条内容保留作为本条。其中将距离公共场所或人畜供水点从原来的800m改为500m，主要依据国家现行标准《生活垃圾填埋污染控制标准》(GB 16889—97)，并参考了德国标准的要求。

4.0.3 本条规定了卫生填埋场选址前期工作的基本内容。选址前基础资料的收集对于场址的最终确定以及填埋场规划、设计等具有重要的意义。

4.0.4 城市生活垃圾卫生填埋场作为城市建设基础设施，首先应进行项目的可行性研究，故原标准中的"填埋场应有一定的社会效益、环境效益和经济效益"应在可行性研究中体现出来。还应该进行环境影响评价。这一工作应该在填埋场可行性研究阶段完成。因此，评价的许多工作是在规划和预测的基础上进行，在评价过程中要不断根据实际情况对预测和评价的结果进行必要的修正。

在评价之前，应该首先确定调查、预测和评价的项目。考虑工程实施对环境的影响、填埋场的特性(填埋构造、渗沥液处理)以及填埋场所在地区的特性，除此之外，还应该考虑土壤污染、地基下沉等因素。

确定评价项目后，根据可能的影响范围进行调查和资料收集工作，然后根据设施规划和环境保护措施做出合理的预测，并将预测结果与环境保护目标进行对比，最后得出评价结果。环境保护目标一般是由填埋场所在地区的环境规划决定的，由当地环境保护主管部门确定。故该条增加了"三同时"的内容即生活垃圾填埋场建设项目的主体工程与其环境污染防治设施同时设计、同时施工、同时投产使用。

5 填埋场地基与防渗

5.0.1 本条要求填埋场必须防止对地下水的污染。不具备自然防渗条件的填埋场必须进行人工防渗。

5.0.2 本条对填埋场的自然或人工防渗做出了具体规定。除条文规定天然衬里具有所要求的渗透性外，还应满足有关的土壤指标。此外，不论天然或人工衬里要与可能渗出的渗沥液相融，结构完整性和渗透性不因与渗沥液接触而发生变化。条文中对高密度聚乙烯土工膜等人工防渗材料的性能要求，国家已有相关标准，应参照执行。这次修订对原标准中名词术语和定量方面的不足之处进行了修改，将渗透率改为渗透系数，将土衬里改为粘土类衬里，渗透系数(K)也称水力传导系数，是一个重要的水文地质参数，在国内外都比较重视。由Darcy(达西)定律：

$$V = Q/A = KJ \tag{5.0.1-1}$$

式中　Q——渗流量；

J——水力坡度($H_1 - H_2/l$)；

A——试验围筒的横截面积；

V——渗透速度。

当水力坡度$J=1$时，渗透系数在数值上等于渗透速度。因为水力坡度无量纲，渗透系

数具有速度的量纲。即渗透系数的单位和渗透速度的单位相同,需用 cm/s 或 m/d 表示。考虑到渗透液体性质的不同,Darcy 定律有如下形式:

$$V = -k\rho g/\mu \cdot dH*/ds \qquad (5.0.1\text{-}2)$$

式中 ρ——液体的密度;

g——重力加速度;

μ——动力粘滞系数;

$H* = Z + P/r$,对于水就是水头;

k——渗透率或内在渗透率。

k 仅仅取决于岩土的性质而与液体的性质无关。渗透系数和渗透率之间的关系为:$K = k\rho g/\mu = kg/V$。应该注意到渗沥液与水的 μ 不同,渗沥液与水的渗透系数具有差异。

本条在国内许多工程实践和参考国外标准的基础上对填埋场基础工程中的基础坚固程度及人工衬里铺接方法等做出了具体规定。按照《土工合成材料应用技术规范》(GB 50290—98)对填埋场防渗工程的设计和施工提出了要求。根据我国环境卫生工程实践将高密度聚乙烯土工膜厚度定为 1.5mm 以上。

5.0.3 本条在原标准的基础上,增加了填埋场地基的要求。将场底纵横坡度定为 2% 以上。

5.0.4 本条要求达不到自然防渗要求的场地必须采取人工防渗,应用粘土类衬里、土工合成膜等材料作水平、垂直防渗。

6 填 埋 作 业

6.1 填埋前准备

6.1.1~6.1.4 规定了填埋应有规划、操作规程及道路、运输、安全等要求,人员培训、车辆及其他附属设施设备应按相关定额等办理。

6.2 填埋工艺

6.2.1 本条规定填埋场道路和作业区道路的要求。

6.2.2 本条提供了几种作业方式。填埋作业方式除平面作业法外,还有斜坡作业法、坑填作业法、沟填作业法、滩涂作业法等,因作业方式而异,其填埋工艺可参照平面作业法执行。

6.2.3 本条规定明确要求实行单元作业、分层作业;垃圾应定点倾卸、摊铺、压实。应以一日为一小单元或每班次为一小单元,宜每日一覆盖。

6.2.4 作业单元应采用分层压实方法,根据填埋场垃圾成分及场地压实机配置不同而异,但垃圾的压实密度应大于 600kg/m³。

6.2.5 根据填埋场垃圾成分及场地压实机配置不同而异,填埋层厚宜为 2~3m,但最厚不得超过 6m。并修订了原标准中层厚 9m 的规定。

6.2.6 本条规定了层间覆土应大于 20~30cm 或用人工衬层材料覆盖。

6.3 渗沥液导流及处理

6.3.1~6.3.4 提出了渗沥液的收集和处理的系统结构。集液池宜设在场底部,其总管通向地面且应高出 100cm。

6.3.5 本条规定了宜采用输送到污水处理厂统一处理、回喷或建设独立污水处理设施等处理方法。

6.4 排气及防爆

6.4.1 本条规定了填埋场必须控制填埋物产生的气体，严防填埋气体爆炸，并应符合下列规定：

1 填埋场应设气体导排设施。

2 气体导排应按地形分别设竖向、横向或横竖相连的排气道。

3 采取自然排气法应在地平面的水平方向上设置间距不大于50m的垂直导气管，管口露出场顶表面高度根据专家提议按照《生活垃圾填埋污染控制标准》(GB 16889)第4.7条的规定，从原标准的50cm增加至100cm。采用火炬法点燃时，应高空处理。台湾省的一般废弃物卫生掩埋场设置规范中，规定采用燃烧装置应高出覆土表面3～5m。

6.4.2 本条首次提出了填埋场防火要求，按照现行国家标准《建筑设计防火规范》(GBJ 16)界定了填埋场的填埋作业区应为生产的火灾危险性分类中戊类作业区，易燃易爆部位为丙类作业区。在填埋区应设消防贮水池和消防给水系统等灭火设施。

6.4.3 填埋区应设防火隔离带，其宽度以8m为宜。

6.4.4 本条规定出甲烷含量不得超过5%，该值参考了美国环保署的指标，其认定为空气中甲烷浓度5%为爆炸低限，当浓度大于5%～15%时就会发生爆炸，故场区规定甲烷浓度应低于5%，而建(构)筑物内甲烷气体含量应低于1.25%的具体要求。

6.5 填埋场的其他要求

6.5.1～6.5.8 对填埋场的入场垃圾检测、场区周围的防护、辅助设施配置、环境监测、环境污染控制指标规定了其应满足现行国家标准《生活垃圾填埋污染控制标准》(GB 16889—97)的要求。并对场区设施设置标志、相关工程设施及科学管理等方面提出了要求。

6.6 填埋场封场

6.6.1 本条提出了卫生填埋场建设与利用的管理程序。

6.6.2～6.6.3 填埋场封场后的土地使用要求，为确保填埋场安全可靠和封场后的场地利用，故本条规定填埋场封场应在专业人员现场监督指导下进行。

6.6.4～6.6.6 规定封场后应该覆盖渗透系数 K 小于 1.0×10^{-7}cm/s 厚20～30cm的粘土或复合材料，覆自然土20～30cm，并均匀压实。并规定了营养土不小于20cm。封场用黄粘土、自然土、营养土合称总覆土，其应达80cm以上的要求，封场后应覆盖植被，参考了各类植物根系深度：一般草小于30cm，牧草大于100cm，小灌木30～45cm，大灌木45～60cm的实际而定。参照德国标准在表面密封系统受力平衡、形状稳定以后，防止风和雨水侵蚀，避免植物根系对密封系统可能造成的损害。必须有一个不小于5%的封场坡度。

6.6.7 本条宏观规定了应考虑地表水径流影响，填埋气体的顶托力等要求。

7 填埋场工程验收

7.0.1～7.0.10 具体规定了填埋场工程验收的内容、方法及对人员的要求。填埋场的工程质量管理必须执行《建设工程质量管理条例》。

12.26 粪便无害化卫生标准(GB 3759—1987)

【标准内容】

经无害化处理后的堆肥和粪便应符合表1、表2的卫生标准。

高温堆肥的卫生标准 表1

编号	项目	卫生标准
1	堆肥温度	最高堆温达50～55℃以上,持续5～7天
2	蛔虫卵死亡率	95%～100%
3	粪大肠菌值	10^{-1}～10^{-2}
4	苍蝇	有效地控制苍蝇孳生,堆肥周围没有活的蛆、蛹或新羽化的成蝇

注:本标准也可用于三格化粪池和密闭贮存方法处理粪便效果的卫生评价。

沼气发酵的卫生标准 表2

编号	项目	卫生标准
1	密封贮存期	30天以上
2	高温沼气发酵温度	53℃±2℃持续2天
3	寄生虫卵沉降率	95%以上
4	血吸虫卵和钩虫卵	在使用粪液中不得检出活的血吸虫卵和钩虫卵
5	粪大肠菌值	常温沼气发酵 10^{4} 高温沼气发酵 10^{-1}～10^{-2}
6	蚊子、苍蝇	有效地控制蚊蝇孳生,粪液中无孑孓,池的周围无活的蛆、蛹或新羽化的成蝇
7	沼气池粪渣	需经无害化处理后方可用作农肥

注:在非血吸虫病和钩虫病流行区,血吸虫卵和钩虫卵指标可以不检。

【制定依据】 目前,我国的粪便无害化方法主要有高温堆肥法、沼气发酵法、密闭贮存法、三格化粪池处理法和化学药物杀卵法等。结合我国国情,一般认为把粪便作为农田肥料是粪便利用的主要方向,杀灭粪便中的病菌、虫卵,达到除害灭病是现阶段粪便处理的主要目标。因此,重点制定高温堆肥和沼气发酵二类处理方法的卫生标准。现分述如下:

1 高温堆肥法处理垃圾粪便的卫生标准

1.1 堆肥温度:堆肥温度是衡量堆肥有机物降解情况和判定堆肥卫生效果的重要指标。致病菌、寄生虫卵和蝇蛆的致死温度一般在50～55℃左右。根据实验室资料,证实了痢疾菌在试验样品中部生存期限为45℃生存7～12天,50℃为6～9天,55℃为5～24h,60℃为1～5h。而含有痢疾菌的试验样品,在堆肥55℃以上情况下,埋入现场堆肥中,5天后取样检验时,已不能发现痢疾菌。在温度对蛔虫卵生活力影响试验中观察到,当温度45℃时,持续作用16天,尚有部分活虫卵;50～55℃时,持续作用1～3天,蛔虫卵绝大部分死亡;60～75℃时,只经一天,蛔虫卵全部死亡。在现场堆肥中观察到,当堆温50～70℃范围内,堆积7～30天,蛔虫卵是完全可以杀灭的。实践证明,只要掌握制作堆肥的基本条件,

达到50℃以上的温度是完全可能的。因此规定堆肥温度为50～55℃，持续5～7天。

1.2　粪便大肠菌值：系指检出一个粪便大肠菌所需的堆肥样品克数。该指标是评价堆肥法处理垃圾粪便卫生效果重要的卫生细菌学指标。文献资料报道了堆肥中大肠菌群和肠道致病菌的生存期限，在高温堆肥情况下，埋入的试验样品，当大肠菌值为10^{-2}时，伤寒、痢疾杆菌均已死灭。苏联的堆肥质量标准中规定大肠菌值为10^{-2}～10^{-1}。国内大量的实验研究证明，10^{-2}～10^{-1}的标准是不难达到的。因此，采用此标准。

1.3　蛔虫卵死亡率：蛔虫卵死亡率是判定堆肥效果直接而可靠的卫生蠕虫学指标。粪便中蛔虫卵数量多，在环境中比其他蠕虫卵抵抗力强，检验技术也不太复杂，它是典型的土壤性蠕虫卵，根据我国的实践，计算蛔虫卵数量虽有一定卫生意义，但从卫生流行病学方面考虑，鉴别蛔虫卵死活更具有重要性。研究结果表明，高温堆肥中蛔虫卵死亡率基本上能达到95%～100%。

1.4　苍蝇控制：控制蝇蛆孳生是一项卫生昆虫学指标。垃圾粪便是苍蝇的重要孳生地，而苍蝇是传播疾病的媒介。利用堆肥生物热能杀灭蛆和蛹。良好的堆肥管理能够有效地控制苍蝇孳生。要求做到肥堆周围没有活的蛆、蛹或新羽化的成绳。

2　沼气发酵法处理粪便的卫生标准(7项指标)

2.1　密封贮存期：日本标准规定在中温消化条件下为30天，对于三格、五格的厚生省式改良厕所规定为100天。国内外密闭贮存灭卵的研究，一般要求夏季不少于30天，冬季不少于60天。贮存30天的标准只是对密闭贮存法规定了一个基本要求，但该项指标必须结合其他指标进行综合评价。

2.2　粪便大肠菌值：系指检出一个粪便大肠菌所需粪液(粪稀)的毫升数。大肠菌值高，表明细菌数少，无害化处理效果好。日本规定粪便处理排放水的大肠菌群数日平均为3000个/mL以下。我国农村绝大多数为户用小型常温沼气池，卫生调查表明，大肠菌值有的达到10^{-4}，有的达不到。为安全起见，标准不宜再放宽。同时，本指标不能单独使用，应和其他标准进行综合评价。

2.3　寄生虫卵沉降率：在沼气池、三格化粪池条件下，蛔虫卵不能完全死亡，依本身的重量可以自然下沉。国内的实验研究和现场调查证明，沉降寄生虫卵效率可达95%以上。

2.4　血吸虫卵和钩虫卵：是我国南方地区采用的一项补充卫生指标。不得检出，系指在400mL中不检出血吸虫卵(孵化)和1000mL不检出活钩虫卵(分离钩蚴)。

2.5　高温沼气发酵温度：根据青岛市高温沼气发酵的现场研究，高温沼气发酵温度都能达到53℃±2℃的范围。同时，高温沼气发酵的最佳温度也为53℃。

2.6　蚊、蝇：粪稀处理，不仅要控制苍蝇而且要控制蚊子。要求粪液中没有孑孓，池周围没有活的蛆、蛹或新羽化成蝇。

2.7　池渣：国内研究资料表明，常温发酵的沼气池，经半年时间的发酵，在浮渣(粪皮)和沉渣中积存了大量的虫卵，100g池渣含虫卵的数量以万和十万计，多者可达百万，渣中的活卵可达50%左右。因此从沼气池中清除的池渣需经杀卵灭菌处理后方可施用。

【监测检验方法】　堆肥、粪稀中粪便大肠菌群和寄生虫卵的检验，采用本标准附录的方法。

12.27 城市粪便处理厂运行、维护及其安全技术规程(CJJ/T 30—99)❶

12.28 医院污水排放标准(GBJ 48—1983)

【标准内容】

1 标准值:经处理和消毒后的医院污水以及经无害化处理后的污泥,应该符合表1和表2。

医院污水排放标准值 表1

医院类别	粪大肠菌群(MPN/L)	肠道致病菌	结核杆菌	加氯消毒接触时间h	总余氯mg/L
综合性医院	≤900	不得检出		≥1.0	≥3.0
传染病医院	≤900	不得检出		≥1.5	≥6.5
结核病医院	≤900		不得检出	≥1.5	≥6.5
其他医疗卫生机构	≤900	不得检出		≥1.0	≥3.0

医院污泥排放标准值 表2

医院类别	粪大肠菌群	肠道致病菌	结核杆菌	蛔虫卵死亡率(%)
综合性医院	$\leq 10^{-2}$	不得检出		>95
传染病医院	$\leq 10^{-2}$	不得检出		>95
结核病医院	$\leq 10^{-2}$		不得检出	>95
其他医疗卫生机构	$\leq 10^{-2}$			>95

2 卫生要求:由于篇幅所限不能一一列出,详见标准文本。

【制定依据】

1 范围

本条进一步明确本标准的适用范围。根据试行标准执行以来的实际情况在适用范围上做了适当调整,重点放在卫生防病最需解决的各级各类传染病医院污水和直接排入各类地表水体的医院污水。

通过大量调查表明,国内许多地区的市政污水管道终端无污水处理厂或消毒设备,而以往直接排入市政污水管道的医院污水未经消毒处理,这一直是人们忽略的隐患。大量实验说明:医院污水对环境的生物性污染远比生活污水严重得多,医院污水虽经过稀释,但其总大肠菌群和致病菌的检出量均高于生活污水的检出量,这对居民健康有很大影响。因此,本标准强调直接排入终端无污水处理厂的市政污水管道的医院污水必须经过处理方可排放。

❶ 本手册从略。

2　标准值

《医院污水排放标准》经修订后，其中医院污水排放标准为5项，医院污泥排放标准为4项。

医院污水对人体健康的危害主要是生物性污染。此次仍以环境流行病学上安全性为宗旨，制定细菌学指标，其他方面指标未作增加。

医院污水中的余氯、加氯消毒接触时间、粪大肠菌群和致病菌，存在着密切相关的关系。此次修订是在综合了大量实验、实际监测情况、国内外报道，以及最新研究成果的基础上对医院污水排放标准值进行修订，并删减试行标准中关于"连续3次各取样500mL进行检验，不得检出肠道致病菌和结核杆菌"的条文。

污泥中集中了大量的虫卵和致病菌，医院污水处理系统中存在大量沉淀污泥，均属医院污水处理系统，故将污泥卫生指标列入本标准。

杀灭医院污水中的沙门氏菌、志贺氏菌、弧菌等致病菌是处理医院污水的主要目的。这些致病菌随粪便排入污水处理系统，因此应参照GB 7959—1987，《粪便无害化卫生标准》选择粪大肠菌群为指标菌。

考虑国内实际情况及国外标准，将粪大肠菌群的MPN定为900/L。许多实验证明，粪大肠菌群MPN值在900/L以下时，均检不出肠道致病菌。因此，将试行标准中总大肠菌群数不大于500个/L放宽到粪大肠菌群MPN值不大于900/L，既不失流行病学上的安全性，也比较适合基层医院的实际情况。

我国医院污水处理的实践证明，氯化法消毒是最简便、易行、经济有效的方法，宜提倡和推广。加氯消毒接触时间和余氯量是衡量加氯消毒效果的两项主要参数，本标准对加氯消毒接触时间和余氯量作出规定。

加氯消毒接触时间和加氯量二者有着密切的相关关系。加氯量大，接触时间可较短，但是，加大加氯量，既增加日常运转费用，又易造成对环境的二次污染。延长接触时间，虽可减少加氯量，但接触时间过长又会加大构筑物容量，增加基建投资。因此，必须在保证消毒效果的前提下，寻找接触时间与加氯量的最佳点。

对医院污水加氯后连续测定水中余氯，发现余氯明显下降主要在30～60min时，60min后变动较小。放本标准中对综合性医院污水和其他医疗卫生机构的污水加氯接触时间仍定为1h。

含肠道病毒及结核杆菌的医院污水加氯消毒接触时间至少60min。此外，为了保证用水高峰时，仍有足够的接触时间，本标准将含肠道病毒、结核杆菌的医院污水加氯接触时间定为1.5h，以确保消毒效果。

各地对医院污水监测情况和国外资料报道表明，试行标准中对综合医院和传染病医院污水余氯含量要求偏高。各级医院监测结果表明，综合性医院要求的总余氯量4～5mg/L，不易达到。为降低医院污水处理的日常运行费用，减少氯对环境的二次污染，故将总余氯量由原来的4～5mg/L降至3mg/L。各地经验证明当总余氯量为3.0mg/L时，即可达到无害化标准。

为了寻找一个对含有结核杆菌和肠道病毒的医院污水消毒效果适宜的余氯量，进行了实验室基础实验、动物实验和实际消毒效果的实验。结果表明，加氯消毒接触时间为

排水工程、热力工程、电力工程、燃气工程、电信工程、防洪工程、人防工程等专业规划相协调。

1.0.7 城市工程管线综合规划除执行本规范外，尚应符合国家现行有关标准、规范的规定。

2 地 下 敷 设

2.1 一般规定

2.1.1 城市工程管线宜地下敷设。

2.1.2 工程管线的平面位置和竖向位置均应采用城市统一的坐标系统和高程系统。

2.1.3 工程管线综合规划要符合下列规定：

2.1.3.1 应结合城市道路网规划，在不妨碍工程管线正常运行、检修和合理占用土地的情况下，使线路短捷。

2.1.3.2 应充分利用现状工程管线。当现状工程管线不能满足需要时，经综合技术、经济比较后，可废弃或抽换。

2.1.3.3 平原城市宜避开土质松软地区、地震断裂带、沉陷区以及地下水位较高的不利地带；起伏较大的山区城市，应结合城市地形的特点合理布置工程管线位置，并应避开滑坡危险地带和洪峰口。

2.1.3.4 工程管线的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性工程协调配合。

2.1.4 编制工程管线综合规划设计时，应减少管线在道路交叉口处交叉。当工程管线竖向位置发生矛盾时，宜按下列规定处理：

2.1.4.1 压力管线让重力自流管线；

2.1.4.2 可弯曲管线让不易弯曲管线；

2.1.4.3 分支管线让主干管线；

2.1.4.4 小管径管线让大管径管线。

2.2 直埋敷设

2.2.1 严寒或寒冷地区给水、排水、燃气等工程管线应根据土壤冰冻深度确定管线覆土深度；热力、电信、电力电缆等工程管线以及严寒或寒冷地区以外的地区的工程管线应根据土壤性质和地面承受荷载的大小确定管线的覆土深度。

工程管线的最小覆土深度应符合表2.2.1的规定。

工程管线的最小覆土深度(m)　　**表2.2.1**

序号		1		2		3		4	5	6	7
管线名称		电力管线		电信管线		热力管线		燃气管线	给水管线	雨水排水管线	污水排水管线
		直埋	管沟	直埋	管沟	直埋	管沟				
最小覆土深度(m)	人行道下	0.50	0.40	0.70	0.40	0.50	0.20	0.60	0.60	0.60	0.60
	车行道下	0.70	0.50	0.80	0.70	0.70	0.20	0.80	0.70	0.70	0.70

注：10kV以上直埋电力电缆管线的覆土深度不应小于1.0m。

2.2.2 工程管线在道路下面的规划位置，应布置在人行道或非机动车道下面。电信电

缆、给水输水、燃气输气、污雨水排水等工程管线可布置在非机动车道或机动车道下面。

2.2.3 工程管线在道路下面的规划位置宜相对固定。从道路红线向道路中心线方向平行布置的次序,应根据工程管线的性质、埋设深度等确定。分支线少、埋设深、检修周期短和可燃、易燃和损坏时对建筑物基础安全有影响的工程管线应远离建筑物。布置次序宜为:电力电缆、电信电缆、燃气配气、给水配水、热力干线、燃气输气、给水输水、雨水排水,污水排水。

2.2.4 工程管线在庭院内建筑线向外方向平行布置的次序,应根据工程管线的性质和埋设深度确定,其布置次序宜为:电力、电信、污水排水、燃气、给水、热力。

当燃气管线可在建筑物两侧中任一侧引入均满足要求时,燃气管线应布置在管线较少的一侧。

2.2.5 沿城市道路规划的工程管线应与道路中心线平行,其主干线应靠近分支管线多的一侧,工程管线不宜从道路一侧转到另一侧。

道路红线宽度超过30m的城市干道宜两侧布置给水配水管线和燃气配气管线;道路红线宽度超过50m的城市干道应在道路两侧布置排水管线。

2.2.6 各种工程管线不应在垂直方向上重叠直埋敷设。

2.2.7 沿铁路、公路敷设的工程管线应与铁路、公路线路平行。当工程管线与铁路、公路交叉时宜采用垂直交叉方式布置;受条件限制,可倾斜交叉布置,其最小交叉角宜大于30°。

2.2.8 河底敷设的工程管线应选择在稳定河段,埋设深度应按不妨碍河道的整治和管线安全的原则确定。当在河道下面敷设工程管线时应符合下列规定:

2.2.8.1 在一至五级航道下面敷设,应在航道底设计高程2m以下;

2.2.8.2 在其他河道下面敷设,应在河底设计高程1m以下;

2.2.8.3 当在灌溉渠道下面敷设,应在渠底设计高程0.5m以下。

2.2.9 工程管线之间及其与建(构)筑物之间的最小水平净距应符合表2.2.9的规定。当受道路宽度、断面以及现状工程管线位置等因素限制难以满足要求时,可根据实际情况采取安全措施后减少其最小水平净距。

2.2.10 对于埋深大于建(构)筑物基础的工程管线,其与建(构)筑物之间的最小水平距离,应按下式计算,并折算成水平净距后与表2.2.9的数值比较,采用其较大值。

$$L=\frac{(H-h)}{\mathrm{tg}\partial}+\frac{a}{2} \tag{2.2.10}$$

式中 L——管线中心至建(构)筑物基础边水平距离(m);

H——管线敷设深度(m);

h——建(构)筑物基础底砌置深度(m);

a——开挖管沟宽度(m);

∂——土壤内摩擦角(°)。

2.2.11 当工程管线交叉敷设时,自地表面向下的排列顺序宜为:电力管线、热力管线、燃气管线、给水管线、雨水排水管线、污水排水管线。

2.2.12 工程管线在交叉点的高程应根据排水管线的高程确定。

工程管线交叉时的最小垂直净距,应符合表2.2.12的规定。

工程管线之间及其与建(构)筑物之间的最小水平净距(m) 表 2.2.9

序号	管线名称		1 建筑物	2 给水管 $d\leqslant200$mm	2 给水管 $d>200$mm	3 污水雨水排水管	4 燃气管 低压	4 燃气管 中压 B	4 燃气管 中压 A	4 燃气管 高压 B	4 燃气管 高压 A	5 热力管 直埋	5 热力管 地沟	6 电力电缆 直埋	6 电力电缆 缆沟	7 电信电缆 直埋	7 电信电缆 管道	8 乔木	9 灌木	10 地上杆柱 通信照明及<10kV	10 地上杆柱 高压铁塔基础边 ≤35kV	10 地上杆柱 高压铁塔基础边 >35kV	11 道路侧石边缘	12 铁路钢轨(或坡脚)
1	建筑物			1.0	3.0	2.5	0.7	1.5	2.0	4.0	6.0	2.5	0.5	0.5		1.0	1.5	3.0	1.5	*				6.0
2	给水管	$d\leqslant200$mm	1.0			1.0	0.5			1.0	1.5	1.5		0.5		1.0		1.5		0.5	3.0		1.5	5.0
		$d>200$mm	3.0			1.5																		
3	污水、雨水排水管		2.5	1.0	1.5		1.0	1.2		1.5	2.0	1.5		0.5		1.0		1.5		0.5	1.5		1.5	
4	燃气管 低压	$P\leqslant0.05$MPa	0.7	0.5		1.0	DN≤300mm 0.4 DN>300mm 0.5					1.0		0.5		0.5	1.0	1.2		1.0	1.0	5.0	1.5	
	燃气管 中压	0.005MPa<$p\leqslant0.2$MPa	0.5			1.2						1.0	1.5											
	燃气管 中压	0.2MPa<$p\leqslant0.4$MPa	2.0																					
	燃气管 高压	0.4MPa<$p\leqslant0.8$MPa	4.0	1.0		1.5						1.5	2.0	1.0		1.0							2.5	
	燃气管 高压	0.8MPa<$p\leqslant1.6$MPa	6.0	1.5		2.0						2.0	4.0	1.5		1.5								
5	热力管	直埋	2.5	1.5		1.5	1.0	1.0		1.5	2.0			2.0		1.0		1.5		1.0	2.0	3.0	1.5	1.0
	热力管	地沟	0.5					1.5		2.0	4.0													
6	电力电缆	直埋	0.5	0.5		0.5	0.5	0.5		1.0	1.5	2.0				0.5		1.0		0.6			1.5	3.0
	电力电缆	缆沟																						
7	电信电缆	直埋	1.0	1.0		1.0	0.5			1.0	1.5	1.0		0.5		0.5		1.0	1.0	0.5	0.6		1.5	2.0
	电信电缆	管道	1.5				1.0											1.5						
8	乔木(中心)		3.0	1.5		1.5	1.2					1.5		1.0		1.0	1.5			1.5			0.5	
9	灌木		1.5													1.0								
10	地上杆柱	通信照明及<10kV	*	0.5		0.5	1.0					1.0		0.6		0.5		1.5					0.5	
	地上杆柱	高压铁塔基础边 ≤35kV		3.0		1.5	1.0					2.0				0.6								
	地上杆柱	高压铁塔基础边 >35kV					5.0					3.0												
11	道路侧石边缘			1.5		1.5	1.5			2.5		1.5		1.5		1.5		0.5		0.5				
12	铁路钢轨(或坡脚)		6.0	5.0								1.0		3.0		2.0								

注：* 见表 3.0.9。

工程管线交叉时的最小垂直净距(m) 表 2.2.12

序号	净距(m) 下面的管线名称 / 上面的管线名称		1 给水管线	2 污、雨水排水管线	3 热力管线	4 燃气管线	5 电信管线 直埋	5 电信管线 管块	6 电力管线 直埋	6 电力管线 管沟
1	给水管线		0.15							
2	污、雨水排水管线		0.40	0.15						
3	热力管线		0.15	0.15	0.15					
4	燃气管线		0.15	0.15	0.15	0.15				
5	电信管线	直埋	0.50	0.50	0.15	0.50	0.25	0.25		
		管块	0.15	0.15	0.15	0.15	0.25	0.25		
6	电力管线	直埋	0.15	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
		管沟	0.15	0.50	0.50	0.15	0.50	0.50	0.50	0.50
7	沟渠(基础底)		0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
8	涵洞(基础底)		0.15	0.15	0.15	0.15	0.20	0.25	0.50	0.50
9	电车(轨底)		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
10	铁路(轨底)		1.00	1.20	1.20	1.20	1.00	1.00	1.00	1.00

注：大于 35kV 直埋电力电缆与热力管线最小垂直净距应为 1.00m。

2.3 综合管沟敷设

2.3.1 当遇下列情况之一时，工程管线宜采用综合管沟集中敷设。

2.3.1.1 交通运输繁忙或工程管线设施较多的机动车道、城市主干道以及配合兴建地下铁道、立体交叉等工程地段。

2.3.1.2 不宜开挖路面的路段。

2.3.1.3 广场或主要道路的交叉处。

2.3.1.4 需同时敷设两种以上工程管线及多回路电缆的道路。

2.3.1.5 道路与铁路或河流的交叉处。

2.3.1.6 道路宽度难以满足直埋敷设多种管线的路段。

2.3.2 综合管沟内宜敷设电信电缆管线、低压配电电缆管线、给水管线、热力管线、污雨水排水管线。

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

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

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

3 架 空 敷 设

3.0.1 城市规划区内沿围墙、河堤、建(构)筑物墙壁等不影响城市景观地段架空敷设

的工程管线应与工程管线通过地段的城市详细规划相结合。

3.0.2　沿城市道路架空敷设的工程管线，其位置应根据规划道路的横断面确定，并应保障交通畅通、居民的安全以及工程管线的正常运行。

3.0.3　架空线线杆宜设置在人行道上距路缘石不大于 1m 的位置；有分车带的道路，架空线线杆宜布置在分车带内。

3.0.4　电力架空杆线与电信架空杆线宜分别架设在道路两侧，且与同类地下电缆位于同侧。

3.0.5　同一性质的工程管线宜合杆架设。

3.0.6　架空热力管线不应与架空输电线、电气化铁路的馈电线交叉敷设。当必须交叉时，应采取保护措施。

3.0.7　工程管线跨越河流时，宜采用管道桥或利用交通桥梁进行架设，并应符合下列规定：

3.0.7.1　可燃、易燃工程管线不宜利用交通桥梁跨越河流。

3.0.7.2　工程管线利用桥梁跨越河流时，其规划设计应与桥梁设计相结合。

3.0.8　架空管线与建(构)筑物等的最小水平净距应符合表 3.0.8 的规定。

架空管线之间及其与建(构)筑物的之间的最小水平净距(m)　　**表 3.0.8**

名称		建筑物(凸出部分)	道路(路缘石)	铁路(轨道中心)	热力管线
电力	10kV 边导线	2.0	0.5	杆高加 3.0	2.0
	35kV 边导线	3.0	0.5	杆高加 3.0	4.0
	110kV 边导线	4.0	0.5	杆高加 3.0	4.0
电信杆线		2.0	0.5	4/3 杆高	1.5
热力管线		1.0	1.5	3.0	—

3.0.9　架空管线交叉时的最小垂直净距应符合表 3.0.9 的规定。

架空管线之间及其与建(构)筑物之间交叉时的最小垂直净距(m)　　**表 3.0.9**

名称		建筑物(顶端)	道路(地面)	铁路(轨顶)	电信线		热力管线
					电力线有防雷装置	电力线无防雷装置	
电力管线	10kV 及以下	3.0	7.0	7.5	2.0	4.0	2.0
	35～110kV	4.0	7.0	7.5	3.0	5.0	3.0
电信线		1.5	4.5	7.0	0.6	0.6	1.0
热力管线		0.6	4.5	6.0	1.0	1.0	0.25

注：横跨道路或与无轨电车馈电线平行的架空电力线距地面应大于 9m。

主编单位：沈阳市规划设计研究院

参编单位：昆明市规划设计研究院

主要起草人：关增义　刘绍治　王健　李美英　徐玉符

条 文 说 明

1 总 则

1.0.1 10年来,随着我国城市建设的飞速发展,城市基础设施水平不断提高,对城市规划方面的各项标准、法规需求越来越紧迫。作为城市主要基础设施的工程管线规划设计与管理,到目前为止一直没有制定过相应统一性的技术标准,造成了规划建设的盲目性,影响了规划设计与管理水平的提高。50年代工程管线综合设计基本上套用原苏联有关技术规定,60、70年代后我国出版的有关书籍和资料,对工程管线综合规划作了一些要求和规定,但在技术上没有新的突破。如今这些不完善的技术法规适应不了新形势下城市发展的需要。为城市规划设计及管理提供必要的法规、标准成为越来越紧迫的任务。

城市工程管线种类很多,其功能和施工时间也不统一,在城市道路有限断面上需要综合安排、统筹规划,避免各种工程管线在平面和竖向空间位置上的互相冲突和干扰,保证城市功能的正常运转。编制本规范的目的就是在总结建国以来城市工程管线综合规划建设经验基础上,充分吸收和借鉴国内、国外先进技术,对城市规划区范围内,特别在城市道路有限空间内的工程管线综合规划设计、管线规定统一技术标准,以提高城市工程管线设计与管理的水平,确保其科学性、先进性和可操作性,合理利用城市用地。

1.0.2 本规范的制定以《中华人民共和国城市规划法》为主要依据,适用范围为按国家行政建制设立的直辖市、市、镇的总体规划(含分区),详细规划等各阶段工程管线综合规划设计,同时也为其管理提供依据。工厂内部工艺性管线种类多、专业性强、敷设要求复杂,大多自成系统,较少涉及与城市工程管线交叉与衔接,不需要按本规范执行。但与厂区以外城市工程管线相接部分要严格遵循本规范有关规定执行。

城市给水、排水、供热、供电、燃气、通信等基础设施是维系现代城市正常运转的重要组成部分,城市工程管线经由城市道路、各规划区将基础设施的源、站、厂与用户有机联系在一起。城市工程管线在城市道路、居住区内等地下敷设的原则和顺序等要求各不相同,在城市总体(含分区)、详细规划阶段管线规划内容也不完全一致。鉴于目前我国城市工程管线综合规划在各阶段均没有相应的技术标准,本规范编制中考虑适用于城市总体(含分区)、详细各规划阶段工程管线综合规划。

1.0.3 城市工程管线综合规划要搜集包括现状的城市规划设计资料,加以分析研究综合安排,发现并解决各项工程管线在规划设计中存在的矛盾,使之在城市用地空间上占有合理位置,以指导下阶段单项工程设计,并为工程管线施工及规划管理工作创造有利条件。

城市工程管线综合规划的前提是要有较准确、完善的城市基础设施现状资料。据调查目前我国大约2/3以上的城市已具备地下工程管线及相关工程设施较完善的实测1:1000、1:500地形图,另一部分城市也正在抓紧补测,并实现随着工程建设的实施随时补图,确保了工程管线综合规划的准确。实践证明城市基础设施资料越完善,工程管线规划越合理。

各城市的性质和气候不同,规划工程管线种类有可能不同(北方地区需设供热管线)、排水体制不同(污雨水是否分流)、埋设深度不同、敷设系统不同等都将影响城市工程管线综合规划。作为城市规划的重要组成部分,工程管线规划既要满足城市建设与发展中工业生产

与人民生活的需要，又要结合城市特点因地制宜合理规划，充分利用城市用地。

城市工程管线的敷设方式分为地下敷设和地上架空敷设，地下敷设又分为直埋敷设和综合管沟敷设两种。在地下、地上建(构)筑物周围和道路间的有限空间各工程管线敷设时必然存在位置上的矛盾。城市工程管线综合就是按照一定的规划原则和排列顺序，通过规定其最小水平净距和最小垂直净距以及最小覆土深度等参数来满足不同管线在城市空间中位置上的要求，保证城市工程管线顺利施工及正常运转。

1.0.4　工程管线规划要从国民经济和城市建设的长远发展来考虑，合理确定容量，同时要考虑近期建设需要，满足城市持续、健康发展要求。

1.0.5、1.0.6　作为城市规划的重要组成部分，各城市在总体(含分区)、详细各规划阶段都有相应的给水、排水、热力、电力、电信、防洪等专业规划，而工程管线规划恰恰是将这些专业规划中的线路工程在同一空间内的综合。要满足各专业容量功能等方面的要求和城市空间综合布置的要求，使工程管线正常运行。工程管线综合规划应与各专业规划相协调，使得规划更趋科学合理。

1.0.7　《城市规划标准规范体系》规定了本规范的内容要点为：城市各类工程管线(包括地下埋设和架空敷设)综合布置的技术要求和规定。如各类工程管线布置的顺序、埋深、位置、最小垂直净距、最小水平净距、坐标和高程的协调以及各工程管线在平面和垂直方向发生矛盾时的处理原则等。给水、排水、热力、煤气、电力、电信等单项工程管线，目前已有其各自的工程设计规范或规程，《城市居住区规划规范》也已对居住区范围内工程管线敷设内容作了相应规定。工程管线综合规划除执行本规范外，还要遵循上述相关标准的规定。

2　地　下　敷　设

2.1　一般规定

2.1.1　城市工程管线地下敷设是为了使城市环境美观以及城市空间的合理利用，同时也是为保证城市设施及人身安全的需要。由于受经济条件制约，以前在一些城市架设了一些工程管线，随着城市规模扩大和城市环境的不断改善，其架空敷设给城市景观造成影响越来越明显，近几年各城市都在着手对城市道路，特别是景观路环境进行整治，其中很重要的一项就是将架空敷设的工程管线转入地下敷设。如沈阳市已完成太原街、中街等主要景观路电力、电信等架空转入地下，并准备用几年的时间将城市道路上面的架空线转入地下。各城市实践证明，城市工程管线在地下敷设是城市发展的必然要求。

2.1.2　采用城市统一的坐标系统和高程系统是为了避免工程管线在平面位置和竖向高程上系统之间的相互混乱和互不衔接。某些工厂厂区内或相对独立地区为了本身设计和施工的需要常自设坐标系统，但要取得不同坐标系统换算关系，保证在与城市工程管线系统连接处采用统一的坐标系统和高程系统，避免混乱。

2.1.3.1　城市工程管线规划要与城市道路规划相结合，这样可以满足道路排水、照明等道路功能本身要求，便于工程管线的施工、检修以及附属设施的设置，便于各规划区工程管线与城市主干系统的连接，合理利用城市用地。

2.1.3.2　在旧区改建规范设计中，要了解规范所需拆迁范围。考虑到经济因素对于符合规划要求且没有达到使用年限的可使用的现状工程管线要结合规划予以保留。一种情况是现有工程管线走向与规划路中心线平行，只因管径较小不能满足规划容量要求，这种管线

可在城市道路有限断面上另规划敷设同类别工程管线。另一种情况是现有工程管线断面尺寸满足规划容量要求且无损坏,只是局部管段弯曲,妨碍其他规划工程管线建设,通常是结合道路规划将弯曲段调直,其余管段原位利用。再有一种情况是局部管段或节点处损坏,其他管段较好,可将损坏管段或节点修复,其他管段原段利用,这样既可节省重建的投资又满足使用要求。

2.1.3.3 工程管线在土质松软地区、地震断裂带、沉陷区、滑坡危险地带敷设时,随着地段地质的变化,引起工程管线断裂等破坏事故,造成损失,引起危险事故发生。按照规划要求,确实无法避开的工程管线,施工时要采取特殊保护措施以及事故发生时应急措施。地下水位高的地带不利于工程管线施工,同时也加速工程管线的损坏。山城地区特殊的地势条件使得工程管线规划比较复杂:一是重力流管线不一定按城市道路走向敷设,而多为沿城市地势等高线敷设。二是建筑小区或组团的相对分散和不规则造成工程管线系统相对分散和独立。多发、易发的滑坡危险地带及洪峰口地区不利于工程管线敷设。

2.1.3.4 地下敷设的工程管线与地下铁道、地下通道、人防工程等隐蔽工程均属地下工程,协调不好它们之间的关系,将对各项工程产生影响。

2.1.4 从各城市实践来看,工程管线交叉时,大都采取本条原则来进行的。实践证明其规定是科学合理的。

2.1.4.1 压力管线与重力自流管线交叉发生冲突时,压力管线容易调整管线高程,以解决交叉时的矛盾。

2.1.4.2 给水、供热、燃气等工程管线多使用易弯曲材质管道,可以通过一些弯曲方法来调整管线高程和坐标,从而解决工程管线交叉矛盾。

2.1.4.3 主干管径较大,调整工程管线弯曲度较难,另外过多的调整主干管线的弯曲度将增加系统阻力,降低输送压力,增加运行费用。

2.2 直埋敷设

2.2.1 确定地下工程管线覆土深度一般考虑下列因素:

一、保证工程管线在荷载作用下不损坏,正常运行。

二、在严寒、寒冷地区,保证管道内介质不冻结。

三、满足竖向规划要求。

我国地域广阔,各地区气候差异较大,严寒、寒冷地区土壤冰冻线较深,给水、排水、煤气等工程管线属深埋一类。热力、电信、电力等工程管线不受冰冻影响,属浅埋一类。严寒、寒冷地区以外的地区冬季土壤不冰冻或者冰冻深度只有几十厘米,覆土深度不受影响。

2.2.2 本条的规定是为了减少工程管线在施工或日常维修时与城市道路交通相互影响,节省工程投资和日常维修费用。我国大多数城市在工程管线综合规划时,都考虑首先将工程管线敷设在人行道或非机动车道下面。电信管线人孔井占地面积较大且线径粗,电信电缆穿管施工时需用机动车牵引,故布置在车行道下面。给水输水管线、燃气输气管线,主要是过境输送,通常布置在车行道下面。

2.2.3~2.2.5 规定工程管线在城市道路、居住区综合布置时的排列次序以及排列所遵循的原则是为工程管线综合规划提供方便,为科学规划管理提供依据,需要说明的是:

并不是所有的城市路段和小区中都有这些种类的工程管线,如缺少某种管线时,在执行规范中各工程管线要按规定的次序去掉缺少的管线后依次排列。

过去我国城市道路上的工程管线多为单排敷设，随着城市道路的加宽，道路两侧建筑量的增大，工程管线承担负荷的增多，单排敷设工程管线势必增加工程管线在道路横向上的破路次数，随之带来支管线增加、支管线与主干线交叉增加。近几年各城市在拓宽城市道路的同时，通常将配水、配气、供热支线、排水管线等沿道路两侧各规划建设一条，既经济又适用。

2.2.8　本条的规定是考虑在通航河道清淤或整治河道时与工程管线使用时不相互影响。

2.2.9～2.2.10　本规范是从城市建设中各工程管线综合规划统筹安排的角度，在分析和研究大量专业规范数据的基础上并兼顾工程管线、井、闸等构筑物尺寸来规定其合理的最小净距数据。

2.3　综合管沟敷设

2.3.1　早在19世纪，法国(1833年)、英国(1861年)、德国等就开始兴建综合管沟，到20世纪美国、西班牙、俄罗斯、日本、匈牙利等国也兴建综合管沟。我国是于1958年首先在北京敷设了综合管沟。许多国家对综合管沟的设置原则作了一些规定：

一、俄罗斯在下列情况下，敷设综合管沟：

1. 在拥有大量现状或规划地下管线的干道下面；

2. 在改建地下工程设施很发达的城市干道下面；

3. 需同时埋设给水管线、供热管线及大量电力电缆情况下；

4. 在没有余地专供埋设管线，特别是铺在刚性基础的干道下面时；

5. 在干道同铁路的交叉处。

二、日本

在交通显著拥挤的道路上，地下管线施工将对道路交通产生严重干扰时，由建设部门指定建设综合管沟。

综合管沟建设可结合道路改造(按城市规划道路拓宽等)或地下铁路建设，城市高速路等大规模工程建设同时进行，近年来特别是京都内直属国道上不仅配合上述工程修建综合管沟，而且还单独修建综合管沟。

国外部分综合管沟断面图，见图1。

三、国内情况

1. 北京市

(1) 在不允许挖掘路面的道路下，如政治活动中心地段；

(2) 大的广场和宽的路段或者较窄的道路；

(3) 过河过湖的管线。

如1958年在天安门广场敷设了1076m综合管沟。1977年配合《毛主席纪念堂》施工，又敷设500多米。

2. 大同市

在道路交叉口处敷设。自1979年开始，在最近几年新建的交叉口处都敷设了综合管沟。

综合管沟有如下优点：

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

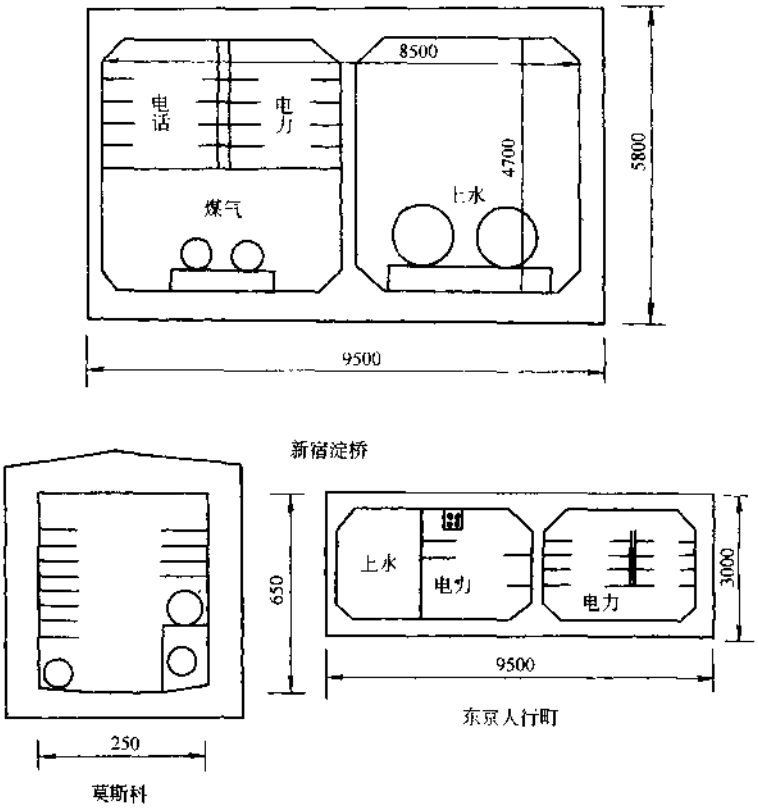


图1 国外部分综合管沟断面图(单位:mm)

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

(3) 便于各种工程管线的敷设、增设、维修和管理。

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

(5) 由于减少了道路的杆柱及各工程管线的检查井、室等,保证了城市的景观。

(6) 由于架空管线一起入地,减少架空管线与绿化的矛盾。

综合管沟的缺点:

(1) 建设综合管沟不便分期修建。一次投资昂贵,而且各单位如何分担费用的问题较复杂。当管沟内敷设的工程管线较少时,管沟建设费用所占比重大。

(2) 由于各工程管线的主管单位不同,不便管理。

(3) 必须正确预测远景发展规划,以免造成容量不足或过大,致使浪费或在综合管沟附近再敷设地下管线,而这种预测较困难。

(4) 在现有道路下建设时,现状工程管线与规划新建工程管线将花费较多费用而造成施工上困难。

(5) 各工程管线组合在一起,容易发生干扰事故,如电力管线打火就有引起燃气爆炸的危险,所以必须制定严格的安全防护措施。

综合管沟对路面、交通和人民生活的干扰较少，具有经济上和使用上的合理性。我国大多数城市都在积极创造条件规划建设综合管沟。

2.3.2 国外进入综合管沟的工程管线有电信电缆、电力电缆、燃气管线、给水管线和排水管线等。

我国北京市进入综合管沟的工程管线有电力电缆、电信电缆、给水及热力管线；大同市进入综合管沟的工程管线有管径 300mm 以下的给水和排水管线，少数电信电缆管线，并规划放进电力电缆(但电力电缆管线与电信电缆管线要有安全距离)。

2.3.3 为了确保综合管沟内各工程管线的正常运行和综合管沟的安全，相互有干扰的工程管线通常分开设置在不同的小室内。如电信电缆与高压电力电缆分开设置；燃气管线

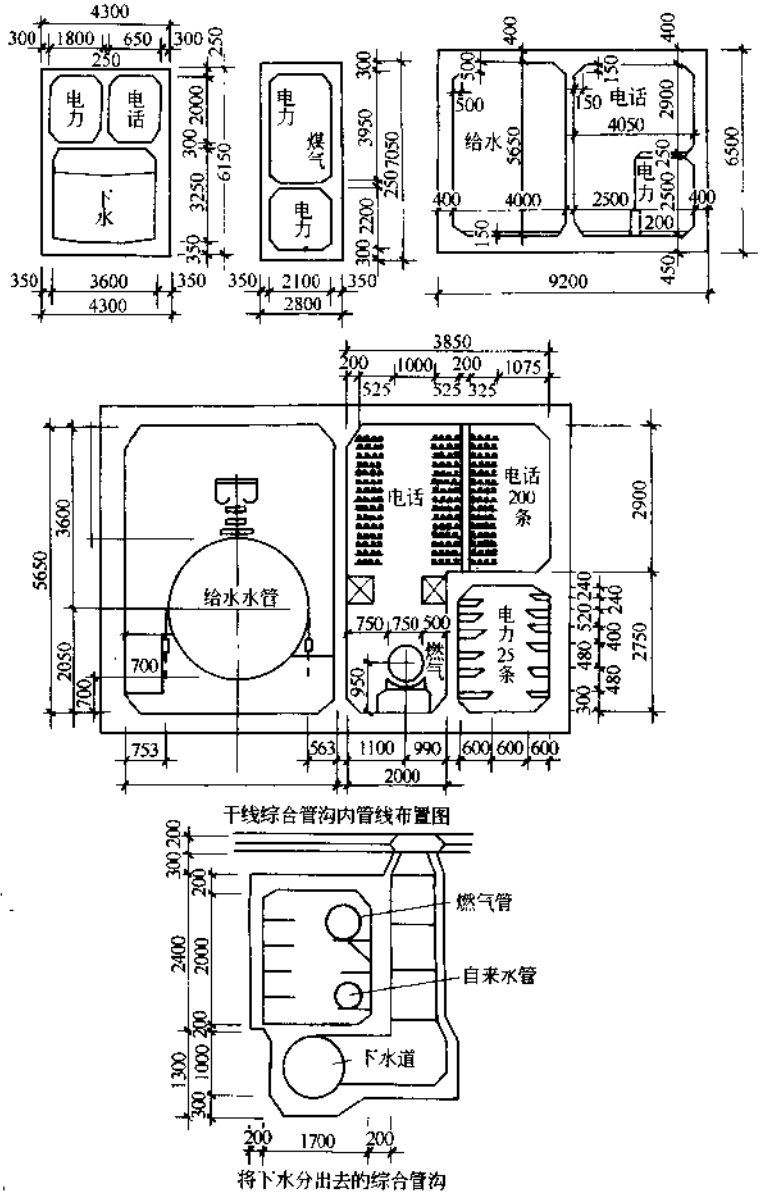
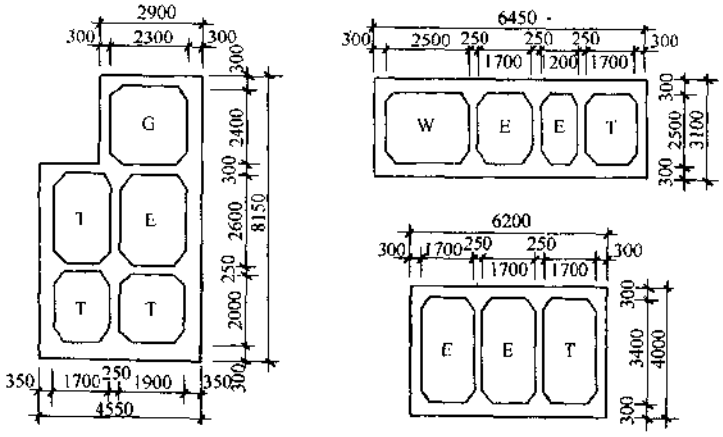


图 2　综合管沟内各管线的布置形式(单位：mm)(一)



G—燃气 T—电话 W—上水 E—电力

图 2 综合管沟内各管线的布置形式(单位:mm)(二)

与高压电力电缆分开设置,以免燃气管线万一泄漏,引起灾害。

大断面的排水管线布置在综合管沟的一侧或底部。

综合管沟内各管线的布置形式可参见图 2。

2.3.4 工程管线干线综合管沟一般都敷设在机动车道下,其埋设深度要考虑道路施工时的施工荷载及综合管沟的结构强度和当地冰冻深度、地下水位等。

3 架 空 敷 设

3.0.1 目前,在我国许多城市存在着不同性质工程管线架空敷设的情况,如热力、燃气等工程管线在工业区沿工厂围墙、绿带、河堤等不影响城市景观地段或不影响使用功能的情况下规划架空敷设,同时大多数城市都存在照明用路灯电力线路,电力输、配电线路和电信架空线路等,还有大多数城市都存在电车馈电架空线路。因此科学合理地对这些架空线路综合规划是工程管线综合规划设计的重要内容,同时也为保障城市道路交通顺畅及居民安全和提供城市良好景观。

3.0.2 架空线路规划位置要充分考虑到对城市景观、交通居民出行及周围建筑和设施的影响,同时也要与道路分车带、绿化带、行道树等协调,避免造成相互影响。

3.0.3 规定电力杆线、电信杆线分别规划在道路两侧架设与地下电力电缆、电信电缆分开敷设的原因基本相同,主要是为了减小电力线路,尤其是高压电力线路对电信线路的干扰。

3.0.4 目前我国大城市存在着合杆架设的情况,其中各种电力线合杆架设情况较普遍。但电力线与电信线合杆时要采取有效措施才允许合杆。合杆架设能最经济有效地利用杆柱,对美化街景是十分有益的。

3.0.5 本条的规定是考虑安全因素,防止电力架空线一旦断线触及其他工程管线引起伤亡事故。

12.31 城镇排水管渠与泵站维护技术规程(CJJ/T 68—96)❶

12.32 防洪标准(GB 50201—94)❶

12.33 天津市硬聚氯乙烯排水管道工程设计规程(TBJ 12—96)

基 本 符 号

荷载和应力

P_1——管顶覆土的竖向土压力；

P_2——地面车辆荷载传递到管道上的竖向压力；

P_0——车辆的单个轮压；

M——管壁截面上的弯矩；

σ——弯曲应力。

材 料 指 标

E——管材的弹性模量；

ΔD——管径垂直方向弹性变形量的极限值；

ε——管材的弹性直径变形率；

γ——回填土的密度。

几 何 特 性

W——单位管长的管壁截面系数；

I——单位管长的管壁截面惯性矩；

r——管厚中心半径；

D_0——管材中心直径；

d——管材内径；

H——管顶覆土高度。

计 算 系 数

K——安全系数；

❶ 本手册从略。

j——车辆荷载的动力系数；

K_1——管道在竖向土压力作用下的弯矩系数；

K_2——管道在汽车轮压荷载作用下的弯矩系数；

K_3——管道在竖向土压力作用下，管道垂直方向直径变形的计算系数；

K_4——管道在汽车轮压荷载作用下，管道垂直方向直径变形的计算系数。

水 力 特 性

Q——流量；

V——流速；

R——水力半径；

I——水力坡降；

n——粗糙系数；

A——流水有效断面积；

θ——管道断面水深侧圆心角；

h——管内水深。

第一章 总 则

第1.0.1条 硬聚氯乙烯(UPVC)管，是一种新型管材，为保证排水管道工程质量，合理地应用硬聚氯乙烯管材，使设计做到技术先进、安全适用、经济合理、在技术上有所遵循，特制定本规程。

第1.0.2条 本规程适用于天津地区新建、扩建和改建的排水管道工程设计。

第1.0.3条 本规程适用于直埋的内壁光滑的硬聚氯乙烯管材(包括双壁波纹管、肋式卷绕管及等壁的普通管，见附录三)，管径范围D600mm以下。应优先采用硬聚氯乙烯双壁波纹管。

第1.0.4条 设计硬聚氯乙烯排水管道时，除执行本规程外，还应符合现行的《室外排水设计规范》(GBJ 14—87)及排水管道设计有关的规范或规定。

第二章 基 本 规 定

第2.0.1条 设计所选用的管材，应符合行业的技术标准。硬聚氯乙烯双壁波纹管，应符合《硬聚氯乙烯(UPVC)双壁波纹管材》(QB/T 1916—93)的规定；对尚未制定行业标准的产品，应符合生产厂的技术标准。

第2.0.2条 排入硬聚氯乙烯管道的水温，不应大于40℃。

第2.0.3条 排入硬聚氯乙烯管道的污水pH值允许浓度为2～12，其他水质指标，应符合《污水排入城市下水道水质标准》(CJ 18—86)的规定。

第2.0.4条 为保证硬聚氯乙烯排水管道的正常排水功能，管材内压强度和环形刚度，应根据管道内压、外压受力条件选用。管材的内压强度不小于0.2MPa，环形刚度大于或等于8kN/m^2。

第2.0.5条 硬聚氯乙烯管材力学性能，应满足下述要求：在20±2℃条件下，管材的

弹性模量大于或等于3000MPa;弯曲受拉极限强度不小于80MPa。

第2.0.6条　硬聚氯乙烯管材允许弯曲应力的安全系数应采用5。按弯曲受拉极限强度不小于80MPa,则允许弯曲应力不小于16MPa。

第2.0.7条　硬聚氯乙烯管材弹性直径变形率的定义:管材在外压荷载作用下,管径垂直方向弹性变形量的极限值与加荷前管材中心直径的比值,用百分数表示,由压扁试验确定,按下式计算:

$$\varepsilon = \frac{\Delta D}{D_0} \times 100(\%) \tag{2.0.7}$$

式中　ε——管材的弹性直径变形率;

ΔD——管径垂直方向弹性变形量的极限值(mm);

D_0——荷载作用前管材的中心直径,是管材内径加外径之和的平均值(mm)。

双壁波纹管的弹性直径变形率 ε 一般应大于或等于8%。

第2.0.8条　硬聚氯乙烯管材允许直径变形率的定义:管材的弹性直径变形率与安全系数的比值,按下式计算:

$$[\varepsilon] = \frac{\varepsilon}{K} \tag{2.0.8}$$

式中　$[\varepsilon]$——管材的允许直径变形率;

K——安全系数,一般取2。

第2.0.9条　在车行道下,管顶最浅覆土深度,不宜小于0.7米,小于0.7米时,应通过计算确定。

第2.0.10条　管道折线敷设时,两节管相接的相对转角,应不大于4°,大于4°时,可设置检查井。

第三章　水　力　计　算

第3.0.1条　硬聚氯乙烯排水管道的粗糙系数规定为 $n=0.010$。对硬聚氯乙烯肋式卷绕管道,其粗糙系数视管壁光滑情况,可在0.010~0.012之间选用。

第3.0.2条　硬聚氯乙烯排水管道的流速、流量,按下列公式计算:

$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \tag{3.0.2-1}$$

$$Q = A \cdot V \tag{3.0.2-2}$$

式中　V——流速(m/s);

n——粗糙系数;

R——水力半径(m);

I——水力坡降;

Q——流量(m^3/s);

A——水流有效断面面积(m^2)。

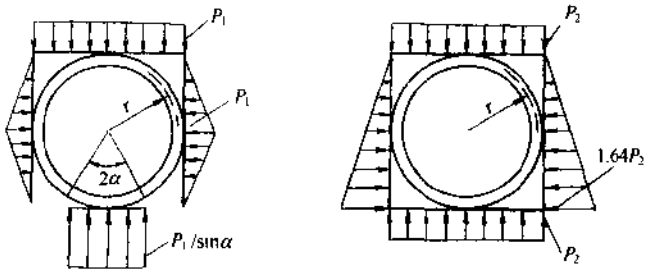
按上式计算在满流条件下,硬聚氯乙烯双壁波纹管道不同管径的水力坡降、流速、流量关系,见附录一,不同充满度的流水断面诸系数,见附录二。

第3.0.3条 硬聚氯乙烯排水管道,最大设计流速,宜控制在3.0m/s以下。最小设计流速,仍按《室外排水设计规范》(GBJ 14—87)的规定。

第四章 管 道 计 算

第一节 荷 载

第4.1.1条 硬聚氯乙烯管在埋设条件下,作用在管道上的外荷载,按下列荷载图形计算。



静土压力荷载　　地面活荷载

图中 P_1——管顶覆土的竖向土压力;

P_2——地面车辆荷载传递到管道上的竖向压力;

2α——管道基础的有效支承角。

第4.1.2条 管顶覆土的竖向土压力,按下式计算:

$$P_1=0.001\gamma\cdot H \tag{4.1.2}$$

式中 P_1——管顶覆土的竖向土压力(MPa);

γ——回填土的密度(kN/m^3);

H——管顶覆土高度(m)。

第4.1.3条 地面车辆荷载产生的竖向压力,只考虑汽车单个轮压传递的竖向压力,按下式计算:

$$P_2=\frac{jP_0}{(a+1.4H)(b+1.4H)}\times 0.001 \tag{4.1.3}$$

式中 P_2——地面车辆荷载传递到管道上的竖向压力(MPa);

j——车辆荷载的动力系数,当 $H\geqslant 0.7$m 时,$j=10$;

P_0——车辆的单个轮压(kN);

a——单个车轮着地长度(m);

b——单个车轮着地宽度(m)。

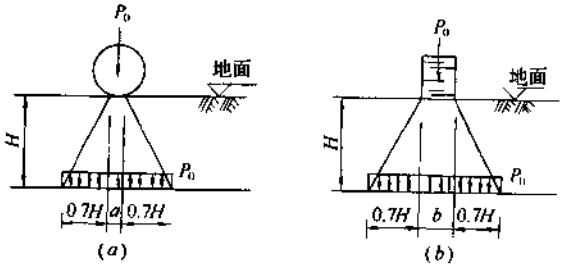


图4.1.3 地面车辆单个轮压的传递分布图

(a)顺轮胎着地长度的传递;(b)顺轮胎着地宽度的传递

第二节 强 度 计 算

第4.2.1条 管道在外压荷载作用下，管壁最大法向应力，应小于允许弯曲应力。

第4.2.2条 管材弯曲应力，按下式计算：

$$\sigma=\frac{M}{W}=\frac{r^2}{W}(K_1P_1+K_2P_2) \tag{4.2.2}$$

式中 σ——弯曲应力(MPa)；

M——管壁截面上的弯矩(kN·m)；

K_1——管道在竖向土压力作用下的弯矩系数；

K_2——管道在汽车轮压荷载作用下的弯矩系数；

r——管厚中心半径$\left(r=\frac{D_0}{2}\right)$(cm)；

W——单位管长的管壁截面系数(cm^3/cm)。

第4.2.3条 弯矩系数 K_1、K_2 与管道基础的有效支承角有关，可参照表4.2.3与表5.0.4确定。

弯 矩 系 数 表　　表4.2.3

位置 \ K 有效支承角 2α	K_1 60°	K_1 90°	K_1 120°	K_2 与2α无关系
管　顶	0.132	0.120	0.108	0.076
管　侧	0.114	0.100	0.086	0.055
管　底	0.223	0.160	0.121	0.011

第4.2.4条 对规模较大的重要工程，采用硬聚氯乙烯双壁波纹管、肋式卷绕管等管壁截面复杂的管材，管材在外压荷载作用下的应力，可通过砂箱模拟试验确定。双壁波纹管在使用状态下的直径变形率小于4%时，管材强度一般可不做验算。

第三节 管 道 变 形 计 算

第4.3.1条 管材埋在地下，在外压荷载作用下，垂直方向的弹性直径变形率，必须小于或等于管材的允许直径变形率。双壁波纹管的允许直径变形率一般规定为4%。

第4.3.2条 管道在外压荷载作用下，垂直方向的弹性直径变形率，可按下式计算：

$$\varepsilon=\frac{\Delta D}{D_0}=\frac{r^3}{2EI}(K_3P_1+K_4P_2)\times 100\% \tag{4.3.2}$$

式中 ε——管材的弹性直径变形率；

E——管材的弹性模量(MPa)；

K_3——管道在竖向土压力作用下，管道垂直方向直径变形的计算系数；

K_4——管道在汽车轮压荷载作用下，管道垂直方向直径变形的计算系数；

I——单位管长的管壁截面惯性矩(cm^4/cm)。

第4.3.3条 外压荷载作用下，管道垂直方向直径变形的计算系数与管道基础的有效

支承角有关,可参照表4.3.3确定。

管道垂直变形计算系数 表4.3.3

区 分	K_3			K_4
2α	60°	90°	120°	与2α无关系
K	0.100	0.084	0.070	0.030

第4.3.4条 对规模较大的重要工程,采用硬聚氯乙烯双壁波纹管、肋式卷绕管等管壁截面复杂的管材时,管材在外压荷载作用下,垂直方向的直径变形率,可通过砂箱模拟试验确定。

第五章 管 道 铺 设

第5.0.1条 沟槽槽底宽度,宜按管外径加0.6m(不包括排水沟)确定,以便于人工在槽底作业为宜。

第5.0.2条 管道基础采用砂石基础,对一般土质的地段,基底只需铺一层砂垫层,其厚度可参照表5.0.2。

管道基础砂垫层厚度 表5.0.2

管径(mm)	200	250	315	350	400	450	500	600
垫层厚度 H_0(m)	0.10	0.10	0.10	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15

第5.0.3条 对软土地基,槽底又处在地下水位以下时,宜铺垫一层砂砾或碎石,上面再铺砂垫层,各层厚度参照表5.0.3。

基础垫层厚度 表5.0.3

管 径 (mm)	基础结构			说 明
	碎石厚度(m)	砂层厚度(m)	垫层总厚度 H_0(m)	
D200	0.10	0.06	0.16	碎石粒径10~15mm;砂层为中、粗砂。
D250	0.10	0.06	0.16	
D315	0.10	0.10	0.20	
D350	0.10	0.10	0.20	
D400	0.10	0.10	0.20	
D450	0.10	0.10	0.20	
D500	0.10	0.15	0.25	
D600	0.10	0.15	0.25	

第5.0.4条 管道基础型式及管基有效支承角2α,应依基础地质条件、地下水位、管径及埋深等条件确定,可参照表5.0.4选用。

第5.0.5条 硬聚氯乙烯管道接口,应采用柔性接口。对管材生产已配有橡胶圈接口的管材,则应按产品规定的接口形式采用;对管材产品未予明确规定接口形式的,可采用土工布CM—R_2密封膏抹带接口。

砂石基础有效支承角 2α　　表 5.0.4

基础型式	有效支承角 2α	基础设置要求	说　明
A	60°	H_0 D 90° 0.15D	H_0 参照 5.0.2、5.0.3 条
B	90°	H_0 D 0.5D	H_0 参照 5.0.2、5.0.3 条
C	120°	H_0 D D	H_0 参照 5.0.2、5.0.3 条

注：(1) CM—R_2 密封膏是天津市市政工程研究院研制的单一组分接口密封材料，专利号 92101533.X。

(2) 土工布密封膏抹带接口的做法，详见硬聚氯乙烯排水管道工程施工及验收规程第 6.3.3 条。

第 5.0.6 条　管道接口用的橡胶圈，应采用以氯丁橡胶为主料的合成橡胶，其性能应符合下列要求：

1. 邵氏硬度 50±5；
2. 伸长率(%)≥500；
3. 扯断强度≥16MPa；
4. 永久变形≤20%；
5. 老化系数≥0.8。

第 5.0.7 条　管道接口或修补所用的粘接剂、密封膏的性能，应符合下列要求：

1. 扯离强度≥1.48MPa；
2. 剪切强度≥1.42MPa；
3. 伸长率(%)≥300；

4. 耐介质(酸、碱、机油溶液、污水)系数≥0.8;

5. 抗渗水压≥0.04MPa;

6. 固化时间(20±2℃)>24小时;

7. 严禁使用产生胶联、结块的胶粘剂或密封膏。

第5.0.8条 管道与砖砌检查井连接,应采用柔性接口连接。可采用在检查井井壁埋设与管道的管径相应的接口管件或预制混凝土套环的连接方法。

第5.0.9条 预制混凝土套环的内径,按相应管径的承插口管材的承口内径尺寸确定。套环的混凝土强度不低于C15级,壁厚大于或等于0.05m,长度大于或等于0.2m,套环应在下管安装前预制好。

第5.0.10条 管道与检查井连接,采用橡胶圈承插接口的构造参照图5.0.10-1;采用CM-R_2密封膏接口的构造参照图5.0.10-2。

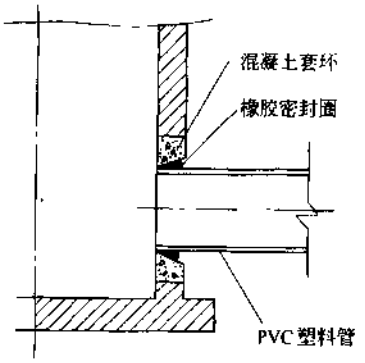


图5.0.10-1

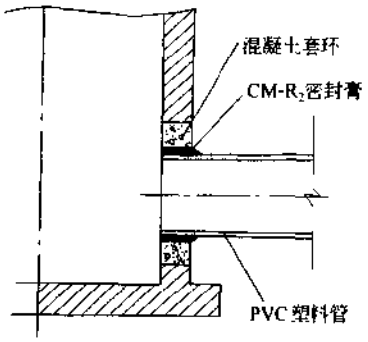


图5.0.10-2

第5.0.11条 检查井与管道的连接,应符合下列要求:

一、管道位于软土地基又处在地下水位以下时,宜采用长0.5~1.0m短管与检查井过渡连接。

二、管道位于低洼、沼泽、地下水位高的地段时,为适应基础不均匀沉降,检查井与管道的连接,宜先采用长0.5~1.0m的短管与检查井连接,再连以2.0m长的短管,然后与整根管连接,参见图5.0.11。

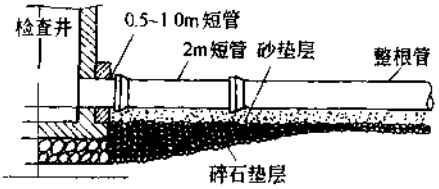


图5.0.11

第5.0.12条 管道接口、管道与检查井柔性连接的相对角变位,不宜超过4°。

第5.0.13条 管道穿越墙体等障碍物,管外壁应设置套管保护,管道与套管之间的环形空间用软填料填塞。

第5.0.14条 沟槽回填,应从管底向上依次分层回填。管底腋角部位,应用中砂或粗砂填充密实,宜填到管腔两侧相当于管径1/2高度处,上面再用素土回填到管顶以上0.5m部位。回填土密实度,应符合《天津市市政工程质量检验评定标准》(TBJ 103—91)中回填土相对密实度标准要求。

附录一 满流条件下，硬聚氯乙烯双壁波纹管道管径、坡度、流速、流量关系表（$n=0.01$） 附表 1.1

外径	200		250		280		315		400		450		500		630	
管内径 d(m)	0.172		0.216		0.243		0.270		0.340		0.383		0.432		0.540	
坡度 I‰	V m/sec	Q m^3/sec	V m/sec	Q m^3/sec	V m/sec	Q m^3/sec	V m/sec	Q m^3/sec	V m/sec	Q m^3/sec	V m/sec	Q m^3/sec	V m/sec	Q m^3/sec	V m/sec	Q m^3/sec
0.1	0.1226	0.0028	0.1427	0.0052	0.1544	0.0072	0.1656	0.0095	0.1932	0.0175	0.2091	0.0241	0.2266	0.0332	0.263	0.0602
0.2	0.1734	0.0040	0.2018	0.0074	0.2183	0.0101	0.2342	0.0134	0.2732	0.0248	0.2958	0.0341	0.3205	0.0470	0.372	0.0852
0.3	0.2124	0.0049	0.2472	0.0091	0.2674	0.0124	0.2869	0.0164	0.3346	0.0304	0.3622	0.0417	0.3925	0.0575	0.456	0.1043
0.4	0.2452	0.0057	0.2855	0.0105	0.3088	0.0143	0.3313	0.0190	0.3863	0.0351	0.4183	0.0482	0.4532	0.0664	0.526	0.1204
0.5	0.2742	0.0064	0.3191	0.0117	0.3452	0.0160	0.3704	0.0212	0.4319	0.0392	0.4676	0.0539	0.5067	0.0743	0.588	0.1347
0.6	0.3003	0.0070	0.3496	0.0128	0.3782	0.0175	0.4057	0.0232	0.4731	0.0430	0.5123	0.0590	0.5551	0.0814	0.644	0.1475
0.7	0.3244	0.0075	0.3776	0.0138	0.4085	0.0189	0.4382	0.0251	0.5111	0.0464	0.5533	0.0637	0.5996	0.0879	0.696	0.1593
0.8	0.3468	0.0081	0.4037	0.0148	0.4367	0.0203	0.4685	0.0268	0.5463	0.0496	0.5915	0.0681	0.6410	0.0940	0.744	0.1703
0.9	0.3678	0.0085	0.4282	0.0157	0.4632	0.0215	0.4969	0.0285	0.5795	0.0526	0.6274	0.0723	0.6799	0.0996	0.789	0.1807
1.0	0.3877	0.0090	0.4513	0.0165	0.4882	0.0226	0.5238	0.0300	0.6108	0.0555	0.6613	0.0762	0.7166	0.1050	0.832	0.1904
1.1	0.4066	0.0094	0.4734	0.0173	0.5121	0.0237	0.5493	0.0315	0.6406	0.0582	0.6936	0.0799	0.7516	0.1102	0.872	0.1997
1.2	0.4247	0.0099	0.4944	0.0181	0.5348	0.0248	0.5738	0.0329	0.6691	0.0608	0.7245	0.0835	0.7850	0.1151	0.911	0.2086
1.3	0.4421	0.0103	0.5146	0.0189	0.5567	0.0258	0.5972	0.0342	0.6965	0.0632	0.7540	0.0869	0.8171	0.1198	0.948	0.2171
1.4	0.4588	0.0107	0.5340	0.0196	0.5777	0.0268	0.6197	0.0355	0.7227	0.0656	0.7825	0.0902	0.8479	0.1243	0.984	0.2253
1.5	0.4749	0.0110	0.5528	0.0203	0.5980	0.0277	0.6415	0.0367	0.7481	0.0679	0.8100	0.0933	0.8777	0.1286	1.019	0.2332
1.6	0.4904	0.0114	0.5709	0.0209	0.6176	0.0286	0.6625	0.0379	0.7726	0.0702	0.8365	0.0964	0.9065	0.1329	1.052	0.2409
1.7	0.5055	0.0117	0.5885	0.0216	0.6366	0.0295	0.6829	0.0391	0.7964	0.0723	0.8623	0.0993	0.9344	0.1370	1.084	0.2483
1.8	0.5202	0.0121	0.6055	0.0222	0.6550	0.0304	0.7027	0.0402	0.8195	0.0744	0.8873	0.1022	0.9615	0.1409	1.116	0.2555
1.9	0.5344	0.0124	0.6221	0.0228	0.6730	0.0312	0.7220	0.0413	0.8420	0.0764	0.9116	0.1050	0.9878	0.1448	1.146	0.2625
2.0	0.5483	0.0127	0.6383	0.0231	0.6905	0.0320	0.7407	0.0424	0.8638	0.0784	0.9353	0.1078	1.0135	0.1485	1.176	0.2693

续表

外径	200		250		280		315		400		450		500		630	
管内径 d(m)	0.172		0.216		0.243		0.270		0.340		0.383		0.432		0.540	
坡度 I‰	V m/sec	Q m^3/sec	V m/sec	Q m^3/sec	V m/sec	Q m^3/sec	V m/sec	Q m^3/sec	V m/sec	Q m^3/sec	V m/sec	Q m^3/sec	V m/sec	Q m^3/sec	V m/sec	Q m^3/sec
2.2	0.5751	0.0134	0.6694	0.0245	0.7242	0.0336	0.7769	0.0445	0.9060	0.0823	0.9809	0.1130	1.0629	0.1558	1.234	0.2825
2.4	0.6007	0.0140	0.6992	0.0256	0.7564	0.0351	0.8114	0.0465	0.9463	0.0859	1.0245	0.1180	1.1102	0.1627	1.288	0.2950
2.6	0.6252	0.0145	0.7278	0.0267	0.7872	0.0365	0.8446	0.0484	0.9849	0.0894	1.0664	0.1229	1.1555	0.1694	1.341	0.3071
2.8	0.6488	0.0151	0.7552	0.0277	0.8170	0.0379	0.8764	0.0502	1.0221	0.0928	1.1066	0.1275	1.1991	0.1758	1.392	0.3187
3.0	0.6716	0.0156	0.7817	0.0286	0.8456	0.0392	0.9072	0.0519	1.0580	0.0961	1.1455	0.1320	1.2413	0.1819	1.441	0.3298
3.5	0.7254	0.0169	0.8444	0.0309	0.9134	0.0424	0.9799	0.0561	1.1428	0.1038	1.2372	0.1425	1.3407	0.1965	1.556	0.3563
4.0	0.7754	0.0180	0.9027	0.0331	0.9765	0.0453	1.0476	0.0600	1.2217	0.1109	1.3227	0.1524	1.4333	0.2101	1.663	0.3809
4.5	0.8225	0.0191	0.9574	0.0351	1.0357	0.0480	1.1111	0.0636	1.2958	0.1176	1.4029	0.1616	1.5202	0.2228	1.764	0.4040
5.0	0.8670	0.0201	1.0092	0.0370	1.0917	0.0506	1.1712	0.0671	1.3659	0.1240	1.4788	0.1704	1.6024	0.2349	1.860	0.4258
6.0	0.9497	0.0221	1.1056	0.0405	1.1959	0.0555	1.2830	0.0735	1.4962	0.1358	1.6199	0.1866	1.7554	0.2573	2.037	0.4665
7.0	1.0258	0.0238	1.1941	0.0438	1.2917	0.0599	1.3858	0.0793	1.6161	0.1467	1.7497	0.2016	1.8960	0.2779	2.200	0.5038
8.0	1.0967	0.0255	1.2766	0.0468	1.3809	0.0640	1.4815	0.0848	1.7277	0.1569	1.8705	0.2155	2.0269	0.2971	2.352	0.5386
9.0	1.1632	0.0270	1.3540	0.0496	1.4647	0.0679	1.5713	0.0900	1.8325	0.1664	1.9840	0.2286	2.1499	0.3151	2.495	0.5713
10.0	1.2261	0.0285	1.4273	0.0523	1.5439	0.0716	1.6563	0.0948	1.9316	0.1754	2.0913	0.2409	2.2662	0.3322	2.630	0.6022
12.0	1.3431	0.0312	1.5635	0.0573	1.6913	0.0784	1.8144	0.1039	2.1160	0.1921	2.2909	0.2639	2.4825	0.3639	2.881	0.6597
14.0	1.4507	0.0337	1.6888	0.0619	1.8268	0.0847	1.9598	0.1122	2.2855	0.2075	2.4745	0.2851	2.6814	0.3930	3.112	0.7126
16.0	1.5509	0.0360	1.8054	0.0662	1.9529	0.0906	2.0951	0.1200	2.4433	0.2218	2.6453	0.3048	2.8665	0.4202	3.327	0.7617
18.0	1.6450	0.0382	1.9149	0.0702	2.0714	0.0961	2.2222	0.1272	2.5915	0.2353	2.8058	0.3233	3.0404	0.4456	3.529	0.8080
20.0	1.7340	0.0403	2.0185	0.0740	2.1834	0.1013	2.3424	0.1341	2.7317	0.2480	2.9576	0.3407	3.2049	0.4698	3.719	0.8517

附录二　硬聚氯乙烯排水管道不同充满度的流水断面系数表　　附表 2.1

h/d	θ 度	θ rac	$\sin\theta$	α	α 比（断面比）	β	$\beta^{0.667}$	$\beta^{0.667}$比（流速比）	$\alpha\cdot\beta^{0.667}$比（流量比）
1.000	360.0	6.2832	0.0000	0.7854	1.0000	0.2500	0.3967	1.0000	1.0000
0.983	330.0	5.7595	−0.5000	0.7824	0.9962	0.2717	0.4193	1.0570	1.0530
0.950	308.3	5.3808	−0.7848	0.7707	0.9813	0.2865	0.4344	1.0950	1.0745
0.933	300.0	5.2359	−0.8660	0.7627	0.9711	0.2913	0.4392	1.1071	1.0751
0.900	286.3	4.9968	−0.9598	0.7446	0.9481	0.2980	0.4460	1.1243	1.0659
0.854	270.0	4.7124	−1.0000	0.7141	0.9092	0.3031	0.4510	1.1369	1.0337
0.810	256.6	4.4784	−0.9728	0.6814	0.8676	0.3043	0.4522	1.1399	0.9890
0.750	240.0	4.1887	−0.8660	0.6318	0.8044	0.3017	0.4497	1.1336	0.9119
0.700	227.2	3.9653	−0.7337	0.5874	0.7479	0.2963	0.4443	1.1200	0.8376
0.600	203.1	3.5447	−0.3923	0.4921	0.6266	0.2777	0.4255	1.0726	0.6721
0.500	180.0	3.1416	0.0000	0.3927	0.5000	0.2500	0.3967	1.0000	0.5000
0.400	156.9	2.7384	0.3923	0.2933	0.3734	0.2142	0.3578	0.9019	0.3368
0.300	132.8	2.3178	0.7337	0.1980	0.2521	0.1709	0.3078	0.7759	0.1956
0.250	120.0	2.0944	0.8660	0.1536	0.1956	0.1466	0.2779	0.7005	0.1370
0.200	106.2	1.8535	0.9603	0.1117	0.1422	0.1205	0.2438	0.6146	0.08740
0.150	91.1	1.5900	0.9998	0.0738	0.0940	0.0928	0.2048	0.5163	0.04853
0.147	90.0	1.5708	1.0000	0.0714	0.0909	0.0908	0.2019	0.5090	0.04627
0.100	73.7	1.2863	0.9598	0.0408	0.0520	0.0635	0.1590	0.4008	0.02084

附注：

1. 附录二符号：

h——管内水深(m)；

d——管内径(m)；

h/d——管道水流充满度；

θ——管道断面水深侧圆心角；

$\alpha=\frac{1}{8}(\theta-\sin\theta)$；

α 比(断面比)——不同 h/d 时的 α 值与 $h/d=1.000$ 时的 α 值的比值；

$\beta=\frac{1}{4}\left(1-\frac{\sin\theta}{\theta}\right)$；

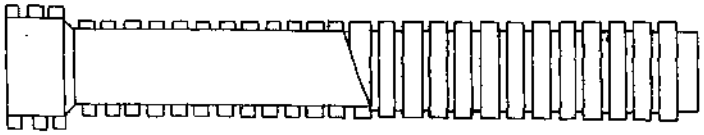
$\beta^{0.667}$比(流速比)——不同 h/d 时的 $\beta^{0.667}$数值与 $h/d=1.000$ 时的 $\beta^{0.667}$数值的比值；

$\alpha\cdot\beta^{0.667}$比(流量比)——不同 h/d 时的 $\alpha\cdot\beta^{0.667}$数值与 $h/d=1.000$ 时的 $\alpha\cdot\beta^{0.667}$数值的比值。

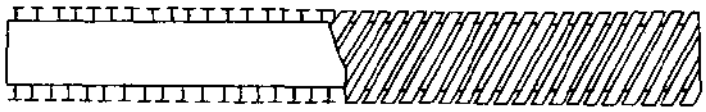
2. 用法说明

附录一为按双壁波纹管规格,计算的管内满流条件下,不同管径、不同水力坡降的流速、流量关系表。附录二是管内水流在不同充满度时的水流有效断面面积、流速、流量与管内满流状态的水流有效断面面积、流速、流量的比值关系。设计时可依充满度查出相应的流速比($\beta^{0.667}$比)和流量比($\alpha\cdot\beta^{0.667}$比)乘以附录一满流时不同管径、不同水力坡降的流速、流量,即可得出不同管径不同水力坡降在不同充满度时的流速、流量。若管内径与附录一的管内径不同时,则应按(3.0.2-1)及(3.0.2-2)公式重新计算满流时的流速流量。

附录三 硬聚氯乙烯管材型式简图



1.双壁波纹管



2 肋式卷绕管

3 等壁普通管

条 文 说 明

第一章 总 则

第1.0.1条 说明制定本规程的宗旨目的。

第1.0.2条 说明使用范围。本设计规程是依据天津地区情况,以天津市市政工程研究院对"硬聚氯乙烯管应用于排水管道研究"的成果为基础,参照国外发达国家硬聚氯乙烯排水管道有关技术标准制定的,适用于天津地区。

第1.0.3条 规定具体的使用条件和范围。本设计规程是针对直接埋地铺设的硬聚氯乙烯排水管道编制的,不适用于露天敷设的排水管道。限于国内硬聚氯乙烯管材的生产情况,并从经济效益方面考虑,规定管径限于D600mm以下。管材型式从管材的综合性能、价格等方面综合考虑,"双壁波纹管"的重量轻、刚度大、综合性能好、价格适中,用做排水管材最为适宜,故应优先采用。

第1.0.4条 本设计规程,仅突出了采用硬聚氯乙烯管的有关技术要求,对一般性的要求仍应按现行的有关规范规定执行。

第二章 基 本 规 定

第2.0.1条 规定选用管材应符合的标准。有行业标准的按行业标准，没有行业标准的按生产厂的技术标准。

第2.0.2条 硬聚氯乙烯管材的使用环境温度一般规定为－25℃～60℃，城乡建设环境保护部标准《污水排入城市下水道水质标准》(CJ 18—86)中规定，污水排入下水道的最高温度为35℃。考虑硬聚氯乙烯管材的强度随温度升高而有所降低，但40℃以下变化不大以及排入下水道的水温局部有可能超出35℃，因此规定排入硬聚氯乙烯管道的水温不超过40℃。

第2.0.3条 硬聚氯乙烯管有非常良好的耐酸、碱性能，聚氯乙烯抵抗各种化学介质腐蚀的性能已有很多文献报导，但都无法和下水道的水质对应，为便于实用仍以pH值控制。参照国标《化工用硬聚氯乙烯管材的腐蚀度试验方法》(GB 4218—84)，在室温20±2℃，水温20±2℃条件下，用D200mm的硬聚氯乙烯双壁波纹管分别在pH＝2的盐酸溶液和pH＝12的氢氧化钠溶液及纪庄子污水泵房的原污水中进行浸泡试验，酸、碱溶液浸泡72小时，污水浸泡912小时。从试验结果看，管材重量浸泡前浸泡后没有变化，管材表面光滑如初，无任何侵蚀迹象。国家城乡建设环境保护部标准《污水排入城市下水道水质标准》(CJ 18—86)中规定，pH值最高允许浓度6～9。考虑硬聚氯乙烯管的耐腐蚀性能明显优于水泥混凝土及金属管，因此本规程依据上述试验规定，pH值最高允许浓度2～12，突出了硬聚氯乙烯管的抗腐蚀性能。

第2.0.4条 硬聚氯乙烯管材的内压强度较高，内压为0.2MPa时的管壁厚度已较单薄，为保证管材的综合性能指标，对一般无压排水管道的内压亦应有一定要求。0.2MPa内压是普通产品的压力等级，不宜再低。

环形刚度是国内外通用的反映产品刚度的重要指标，我国轻工业部发布的行业标准QB/T 1916—93中规定，硬聚氯乙烯(UPUC)双壁波纹管材的环形刚度分为2、4、8、16kN/m^{2}四个等级。环形刚度由压扁试验确定，按下式计算：

$$S=\left(0.0186+0.025\times\frac{\Delta Y}{di}\right)\cdot\frac{F}{\Delta Y\times L}$$

式中　S——试样的环刚度，kN/m^2；

ΔY——试样内径垂直方向5%变形量，m；

F——试样内径垂直方向5%变形时所受的负荷，kN；

di——试样内径，m；

L——试样长度，m。

排水管道的管材强度和变形通常受外压荷载控制，因此应有较大的环刚度。经过砂箱试验表明，环刚度8kN/m^{2}的管材所能承受的管顶覆土约为2.5～3.0m左右。为保证管道有一定刚度，尽量减少变形做到安全适用，规定环刚度应大于或等于8kN/m^2。

第2.0.5条 用于排水的硬聚氯乙烯管的弯曲弹性模量E，因材料配方及生产制造工艺而异，国内尚无标准规定。参照中国工程建设标准化协会标准《室外硬聚氯乙烯给水管道工程设计规程》规定E值为3.0×10^5N/cm^2(等厚管)；海南神威塑料制品厂有限公司，对硬聚氯乙烯等壁厚管在20℃下E的实测值为$2.7\sim3.3\times10^3$MPa；天津塑料机械厂依据引进

德国设备的厂家提供的数据,硬聚氯乙烯双壁波纹管的弹性模量 E 值为 3600MPa;日本硬聚氯乙烯排水管道 JSWASK-1、JSWASK-6 标准中对 E 值规定为 2941.18MPa (30000kg/cm^2)。考虑不同管型的因素,本规定中规定,管材弹性模量 E 值为大于或等于 3000MPa。

对弯曲受拉极限强度及允许弯曲应力[σ],参照海南神威塑料制品厂有限公司对等壁厚的硬聚氯乙烯管材弯曲强度的实测值为 800~1000kg/cm^2,相当于 78.43~98.04MPa;日本财团法人国土开发技术研究中心对道路下埋设硬聚氯乙烯排水管的试验研究报告中,抗弯强度在 20℃条件下实测值为 860kg/cm^2,相当于 84.31MPa。基于上述,规定弯曲受拉极限强度为 80MPa。

第 2.0.6 条 硬聚氯乙烯管材强度设计采用的安全系数都较大,本规定采用安全系数 5 是参照日本的规定。

第 2.0.7 条、第 2.0.8 条 对管材弹性直径变形率及允许直径变形率给以定义和解释。

第 2.0.9 条 管材在浅埋条件下,车轮荷重的作用对管材的应力和变形影响较大。据试验结果,在汽车荷重按汽-20 级主车后轴单轮压力为 63.7kN(6.5t)作用下,管顶覆土 0.7m 时,管顶的总荷载与管顶覆土 3.5m 时的总荷重相当,因此对管顶覆土深度过小的情况应予验算。

第 2.0.10 条 管道折线敷设时,如两节管连接的转角过大将导致接口漏水,因此应予限制。根据橡胶圈接口及土工布密封膏抹带接口的角变位水压试验结果,接口不渗漏的角变位可达 7~9°,为安全计规定为 4°。

第三章 水 力 计 算

第 3.0.1 条 硬聚氯乙烯管的粗糙系数通常都是在清水中试验测定的,一般都采用 0.009,日本在下水道中采用 0.01。我院根据对内壁光滑的 D200mm 硬聚氯乙烯双壁波纹管在清水中的水力特性试验,测得管壁的粗糙系数 n 为 0.00789~0.00891,考虑管接头阻力及管道在污水环境中管内积污等影响,粗糙系数可能增大,为安全计采用 $n=0.01$。但对肋式卷绕管,因带材内壁收缩槽纹及螺纹卷绕接口槽纹的影响,实测的粗糙系数接近 0.01,考虑管接头影响及在污水环境中工作,粗糙系数可达 0.012。如管接头少,管子带材内表面的光滑度能提高,则粗糙系数可相应降低,因此规定肋式卷绕管的粗糙系数在 0.01~0.012 之间。

第 3.0.2 条 给出流速、流量的计算公式。附录一是按行业标准硬聚氯乙烯双壁波纹管(QB/T 1916—98)的规格用公式 3.0.2-1 和 3.0.2-2 计算的,n 值采用 0.01,满流时的流速流量可直接从附录一中查得。不同充满度的流速比和流量比可根据充满度在附录二中查得,用查得的流速比、流量比乘以附录一中各种管径的流速流量即可得出各种管径在不同充满度时的流速、流量。

第 3.0.3 条 硬聚氯乙烯排水管的流速不宜太大,允许的最大流速国内尚无规定,本规程参照日本下水道协会标准 JSWASK-1 规定,最大设计流速为 3.0m/s。

第四章 管 道 计 算

第一节 荷 载

第4.1.1条 硬聚氯乙烯管在埋地条件下所受土压荷载与钢筋混凝土等刚性管不同，硬聚氯乙烯管在垂直荷载作用下产生很大的侧向变形，土压分布随管子的侧向变形而变化甚为复杂。参照日本下水道协会标准JSWASK-1，侧向静土压力按竖向等腰三角形分布，汽车活载则按直角三角形分布。日本财团法人国土开发技术研究中心对道路下埋设硬聚氯乙烯排水管的试验实测结果与JSWASK-1的规定甚为接近，因此本规定采用了日本规定的土压荷载计算图形。

第4.1.2条 柔性管管顶的土压荷载，我国目前采用垂直土压方法，即按管顶的土柱高度计算，故仍沿用此法。

第4.1.3条 地面车辆荷载产生的竖向压力，系依据国标《给水排水工程结构设计规范》(GBJ 69—84)中规定方法计算。

第二节 强 度 计 算

第4.2.1条 管道的强度计算我国一直用容许应力法计算，主要考虑横截面在弯矩作用下的法向应力，纵向弯曲一般都不做计算。

第4.2.2条 管道横截面的弯曲强度计算我国一直用弯矩系数法，日本及前苏联也采用弯矩系数法，为使管道的计算方法统一，便于比较分析，采用弯矩系数法还是简便适用的。

第4.2.3条 弯矩系数与砂石基础的支承角有关，是管道设计的一个重要课题，影响因素较多，我国在这方面还缺少研究，短时间难以确定。日本下水道协会标准规定的管道弯曲强度计算方法与我国相同，其所规定的弯矩系数经原型观测反算的结果甚为接近，故采用了日本规定的弯矩系数，待我国有了新的研究成果后再做修改。

第4.2.4条 双壁波纹管和肋式卷绕管的截面形式复杂，应力计算不易准确。用通过砂箱试验得出的管顶荷载、管壁应力、直径变形率相关曲线来控制设计则更为实际。根据对天津产品双壁波纹管的砂箱试验结果，直径变形率在4%以下时，管壁应力均远低于允许弯曲应力，故可不必进行验算。

第三节 管道变形计算

第4.3.1条 管道在外荷载作用下，管道垂直方向的直径变形率是控制管材安全承载能力的重要指标。国外一般规定硬聚氯乙烯排水管的允许直径变形率为4～5%，根据硬聚氯乙烯双壁波纹管材荷载变形率试验结果，考虑长期荷载作用下的安全系数取2，规定硬聚氯乙烯双壁波纹管的允许直径变形率为4%，管材在此条件下使用是安全的。

第4.3.2条 硬聚氯乙烯双壁波纹管材在外荷载作用下，管径垂直变形与管材周围回填土密度、基础、回填土高度、管材断面结构等多种因素有关，且影响因素复杂。在国内目前尚没有设计计算依据的情况下，暂借鉴日本JSWASK-1标准中的计算公式进行计算。

第4.3.3条 管道垂直方向直径变形的计算系数,采用日本下水道协会标准 JSWASK-1 中的规定。

第4.3.4条 双壁波纹管、肋式卷绕管的管壁截面形状复杂,直径变形率的计算难以准确,为使管材能更安全经济的使用,对规模较大的重要工程,采用砂箱模拟试验,以实测的管顶荷载与管材垂直方向直径变形率的关系曲线作为设计依据,则更为符合实际。

第五章 管 道 铺 设

第5.0.1条 硬聚氯乙烯管材重量轻、安装方便、无需使用机械设备,因此设计槽宽的原则是以便于人工在槽底作业为宜。

第5.0.2条、5.0.3条、5.0.4条 管道基础型式对管道的受力状态、不均匀沉降及承载能力均有较多影响,应依具体情况选用适宜的基础型式,为此规定了不同的基础型式。

第5.0.5条 硬聚氯乙烯管是柔性管,能适应管道的不均匀沉降,因此接口亦应是柔性接口。根据硬聚氯乙烯排水管道施工工艺试验表明,采用橡胶圈承插接口及 CM-R_2 密封膏土工布抹带接口均有良好的密封连接性能。橡胶圈承插接口在水压 0.08MPa,稳压大于 1 小时,转角 7~9°的情况下,接口不渗不漏,因此推荐采用这两种接口形式。采用橡胶圈接口的管材,生产厂通常都配有相应规格的橡胶圈,以保证接口的密封性能,因此应按产品的规格配套使用。

第5.0.6条 硬聚氯乙烯管材具有耐酸、碱、耐污水性能,使用寿命据国外试验资料报导达 50 年以上,因此要求胶圈必须耐久。基于污水管道水质条件,胶圈的主料,应具有耐酸、碱、污水腐蚀、耐老化性能的氯丁橡胶,其力学性能采用国家建筑材料工业总局制定的部标准。

第5.0.7条 规定了粘接剂、密封膏的性能,CM-R_2 密封膏采用的性能标准。经生产应用证明,CM-R_2 密封膏适用于下水道水质要求,用在管道接口是安全可靠的,研究成果已通过天津市城乡建设委员会组织的技术鉴定。

第5.0.8条 管道与检查井的连接,为适应不均匀沉降,应当采用柔性连接。把管子直接砌在砖井内做成柔性接头较难实施,接头的防渗亦无保证。而采用与管道的管径相应的承插接口管件或混凝土套环构成的柔性连接,则甚为简便。试验结果表明,这种连接方法不仅施工简便、速度快,对接口的角变位抗渗也有保证,是较好的连接方式。

第5.0.9条 规定了预制混凝土套环的构造尺寸和强度。

第5.0.10条 本条所述管道与检查井连接的两种构造,均经试验验证其性能良好,可适应在 0.04MPa 水压下较大的角变位,故推荐设计参照采用。

第5.0.11条 规定了检查井与管道连接的技术要求。管道与检查井位于软土地基上,易产生较大的不均匀沉降,为适应检查井与管道间可能产生较大的沉降差,采用短管过渡连接,使检查井与管道的沉降差通过短管的沉降变形平缓过渡,避免在接口处产生过大的角变位,导致漏水。

第5.0.12条 根据硬聚氯乙烯管材柔性接口及其与检查井柔性连接的角变位试验,保证接口不发生渗漏的角变位可达 7~9°,为安全计规定设计上不宜超过 4°。

第5.0.13条 为防止管道穿越墙体等构筑物时受损,采用套管保护是一种通常使用的

有效措施。

第5.0.14条　沟槽回填土的相对密实度，对管道受力状态有重要的影响，是提高管道工程质量，延长管道使用寿命的关键技术。对回填程序和回填土的质量标准必须要有明确的要求，本条规定的内容要求是目前通用作法，是行之有效的。管底腋角部位空间狭小用土不能填实，必须用中、粗砂仔细填充才能密实。为保证管下部的回填质量，最好在管中线以下用中、粗砂填充。

主编单位：天津市市政工程研究院

主要参编人员：高复栋　马永安　卢洪宇

12.34　天津市硬聚氯乙烯排水管道工程施工及验收技术规程(JJG 12—96)❶

12.35　深井曝气设计规范(CECS 42:92)

1　总　　则

1.0.1　为保证深井曝气工程设计质量，使设计符合技术先进、经济合理、安全适用、标准统一等基本要求，制订本规范。

1.0.2　本规范适用于深井曝气处理有机工业废水和城市污水的工程设计。

1.0.3　深井曝气工程设计，除遵守本规范外，尚应符合国家现行的《室外排水设计规范》(GBJ 14—87)中有关规定。

2　一　般　规　定

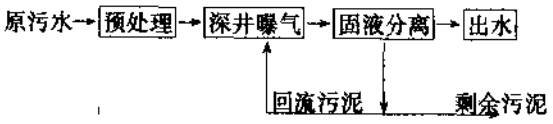
2.0.1　设计前必须具备下列资料：

(1) 污水的水质、水量及可生化性资料。

(2) 深井井址处的工程地质和水文地质勘探资料。

2.0.2　深井必须采取防腐、防渗措施，不得污染地下水源。

2.0.3　一般工艺流程宜采用：



预处理内容应视污水的水质、水量而定，一般可不设初次沉淀池。

❶ 本手册从略。

3 深井曝气池

3.0.1 深井曝气池可由深井和大气泡脱气池两部分组成。

3.1 深井构造形式

3.1.1 深井可建成同心圆型、U管型和中隔墙型等形式。

3.1.2 同心圆型深井应符合下列规定:

(1) 内管为深井降流管,外管与内管间的环形通道为深井升流管。不同深度处的升流管与降流管横断面积的比例关系应维持不变。对于直径大于1.5m的深井,一般可取升流管与降流管等断面积。

(2) 降流管直径应通过流体力学计算,使深井循环动力最小。

(3) 降流管应妥善定位和支撑稳定。

3.1.3 U管型深井应符合下列规定:

(1) 两竖井管间净距不得小于0.2m。

(2) 井管直径一般不宜大于0.8m。

3.1.4 中隔墙型深井宜符合下列规定:

(1) 深井直径小于或等于4m时,可按一字隔墙设计。

(2) 深井直径大于4m时,可按十字隔墙设计,每格断面不宜超过$8m^2$,使相邻二格相通。

3.1.5 深井曝气池中阻水构造宜按水流流线修圆。

3.2 运行方式和循环动力

3.2.1 深井曝气池按循环动力有气提循环和水泵循环两种运行方式。

3.2.2 深井曝气所需循环动力必须克服深井的总阻力,并应根据垂直管中气液两相流的液体经济循环流速计算求出。

3.2.3 气提循环方式应符合下列规定:

(1) 当深井循环所需的气量小于生化供气量的1.3倍时,供气量宜按生化供气量1.3倍计;当深井循环所需的气量大于或等于生化供气量的1.3倍时,供气量即为循环所需的气量。

(2) 供气量的2/3左右应注入降流管中,其余的气量注入升流管中。

(3) 注气点深度应按所需的循环动力计算确定。

(4) 供气的富余风压不宜小于0.02MPa。

3.2.4 水泵循环方式(可分鼓风曝气和虹吸曝气两种)应符合下列规定:

(1) 生化供气量必须全部注入降流管中。

(2) 鼓风曝气时,注气点在降流管中的位置宜在大气泡脱气池液面附近。

(3) 虹吸曝气时,注气点应在降流管的负压区,负压值应保持在0.01~0.02MPa间。

(4) 循环水泵的富余水头宜为总阻力的30%。

3.3 工 艺 参 数

3.3.1 深井深度应根据地质及施工技术等条件确定，一般宜采用50～100m。

3.3.2 降流管的液体循环流速宜采用0.8～2.0m/s。

3.3.3 降流管最大空隙率，应控制在0.2以下。

3.3.4 深井曝气池容积负荷的确定：一般宜采用5～10kg $BOD_5/m^3 \cdot d$；高浓度易生化污水可采用10～15kg $BOD_5/m^3 \cdot d$。

3.3.5 处理城市污水时，深井曝气池水力停留时间一般不得小于0.5h。

3.3.6 深井曝气氧的利用率应根据井深、空隙率、循环流速等条件确定，一般宜采用40%～90%。

3.3.7 深井曝气的生化供气量可按1.1～1.3kg O_2/去除kgBOD_5计算确定。

3.3.8 混合液污泥浓度宜采用5～10g/L。

3.4 空 气 扩 散 设 施

3.4.1 深井中宜采用穿孔管扩散器，其布置应保证曝气均匀。

3.4.2 穿孔管的输气管的安装应稳固，并便于拆卸修理。

3.4.3 穿孔管的孔径不得小于5mm，空气通过孔口的流速不宜小于50m/s。

3.5 大 气 泡 脱 气 池

3.5.1 大气泡脱气池可采用敞开式和密闭式两种型式。密闭式脱气池附有水封排气池。

3.5.2 敞开式大气泡脱气池宜符合下列规定：

(1) 有效容积宜为深井容积的20%～40%。

(2) 液体流速不宜小于0.3m/s。

(3) 有效水深宜采用1.0～3.0m。

(4) 超高宜采用1.0m左右。

3.5.3 密闭式脱气池宜符合下列规定：

(1) 水区容积宜为深井容积的30%～50%。

(2) 气区容积宜为深井容积10%～15%。

(3) 气区高度不得小于0.5m。

3.5.4 水封排气池宜符合下列规定：

(1) 横断面宜大于深井横断面的5倍。

(2) 超高宜采用0.5m以上。

(3) 水封排气管的淹没深度应根据大气泡脱气池与固液分离池的水位差确定。

(4) 液面处宜设可调溢流管。

(5) 视污水水质设置消泡措施。

4 固液分离构筑物

4.0.1 固液分离可有脱气—沉淀和气浮—沉淀两种型式。

4.1 脱气—沉淀

4.1.1 脱气装置一般可有真空脱气塔和机械搅拌脱气池两种。

4.1.2 真空脱气塔应符合下列规定:

(1) 水力停留时间宜采用3~6min。

(2) 塔内的负压值应大于0.05MPa。

(3) 塔内气区高度应大于3m。

(4) 塔顶应高出二次沉淀池水面10m。

(5) 混合液应从塔底流入,在塔的中部以上出流。

4.1.3 机械搅拌脱气池宜符合下列规定:

(1) 水力停留时间宜采用6~12min。

(2) 搅拌机的叶轮外缘线速度不宜大于1.5m/s。

4.1.4 二次沉淀池的设计可按表面水力负荷计算,但必须用固体负荷校核,并宜符合下列规定:

(1) 表面水力负荷宜采用0.20~1.0$m^3/m^2 \cdot h$。

(2) 固体负荷宜采用100~200$kg/m^2 \cdot d$。

4.2 气浮—沉淀

4.2.1 气浮沉淀池一般可有竖流式和平流式两种。

4.2.2 气浮沉淀池的设计可按表面水力负荷计算,但必须用固体负荷校核,并宜符合下列规定:

(1) 表面水力负荷宜采用0.30~2.0$m^3/m^2 \cdot h$。

(2) 固体负荷宜采用150~300$kg/m^2 \cdot d$。

4.2.3 竖流式气浮沉淀池可由气浮区和沉淀区两部分组成,并应符合下列规定。

(1) 气浮区停留时间应为0.5~1.0h。

(2) 气浮区有效水深不得小于1.5m。

(3) 气浮区内中心筒宜采用旋流进水方式,其喷嘴流速为1.5~2.0m/s,停留时间为1min左右。

4.2.4 平流式气浮沉池应符合下列规定:

(1) 有效水深应为1.5~2.5m。

(2) 距混合液进口0.5m处设J型障板,淹没深度至少为0.3m。

4.3 污泥回流方式

4.3.1 除机力回流方式外,尚可采用重力式或气提式。

4.3.2 重力式回流污泥适用于水泵循环式深井曝气系统,重力流水头差不宜小于1.5m。

4.3.3 气提式回流污泥适用于气提循环式深井曝气系统。应在升流管中设置空气提升器,空气提升器内液体流速不应小于5m/s,提升高度不宜小于1.5m。

4.3.4 污泥回流比宜为50%~150%。

5 监 测 控 制

5.0.1 监测控制应符合下列要求：

(1) 进水和回流污泥量应计量。

(2) 深井循环管路和供气管路应设流量、压力和温度仪表。

(3) 大气泡脱气池的循环水应测定溶解氧。

5.0.2 应定期监测、检查深井的渗漏情况。

附录 A 深井结构设计和成井施工的要求

(1) 深井井体的结构材料，一般宜采用钢筋混凝土。若采用钢管井体时，井管内壁必须有防腐措施，井管外应灌筑水下混凝土层，厚度不少于 200mm，混凝土标号不宜低于 C25。

(2) 井体结构设计应与井体成井施工过程协调。施工图设计必须明确规定施工方法。

(3) 钢制井管安装，一般宜采用保持井管内外水压平衡的吊装下管法。同时应备有吊起整个井管重量的安全措施。

(4) 钢制井管外灌筑水下混凝土层时，应将井管封闭注水加压保持 0.1～0.2MPa 的内压。直径较大的井管，可采用向井内注砂的更安全措施。

主编单位：北京市市政设计研究院

主要起草人：曲际水　李连生　孟书琪

巴兴辉　丁荫椿　邱跃东

条 文 说 明

主要符号

C——流速系数；

C'——常数；

D——深井直径；

d——井管直径；

d_1——降流管直径；

g——重力加速度；

H——深井深度；

h——气提循环式深井注气点深度；

Δh——深井水阻；

h_{ij}——深井局部阻力；

J_1——降流管空隙率水头；

J_2——升流管空隙率水头；

ΔJ——深井气阻；

K——系数；

L——升流管与降流管总长度；

n——深井断面几何系数；

n_i——粗糙系数；

R——水力半径；

S_1——降流管横断面积；

S_2——升流管横断面积；

V_1——降流管液体空管流速；

V_2——升流管液体空管流速；

V_a——降流管空气空管流速；

V_b——深井气泡上浮速度；

Y——深井总阻力；

ε——深井空隙率；

ε_1——降流管空隙率；

$\varepsilon_1(0)$——降流管液面处空隙率；

ε_2——升流管空隙率；

$\varepsilon_2(0)$——升流管液面处空隙率；

λ——液体单相流摩阻系数；

ψ——升流管与降流管空隙率比值。

1 总 则

1.0.1 阐明了编制本规范的宗旨。

1.0.2 规定了本规范的适用范围。对有机工业废水的 BOD_5/COD_{cr} 值不宜小于0.3。

1.0.3 指明了与国家现行有关标准的关系。

2 一 般 规 定

2.0.1 设计前必须具备的资料。

(1) 污水的水质、水量，一般以水质、水量调查报告为依据。水质内容：COD_{cr}、BOD_5、SS、pH、水温、油、有毒物质(包括有机毒物和重金属)、无机盐、氮、磷等项目的平均浓度和范围；水量内容：平均流量和流量变化系数。对于成分复杂的有机工业废水，设计之前必须掌握废水的可生化性资料(主要包括耗氧速率、BOD_5/COD_{cr} 比值等)，包括开展可生化性试验。

(2) 深井井址处的工程地质和水文地质勘探资料是深井结构设计和确定施工方案的主要依据。为使设计、施工质量得到保证，必须在井址处实地钻孔，孔深应大于设计井深至少5m。水文地质资料一般对下列项目需要做详细描述。

1) 覆盖层的分层情况、厚度、颗粒组成及透水性。

2) 基岩的地质构造、岩性、风化程度及深度、透水性。

3) 地下水的水位及分层。

4) 可能存在的孤石、反坡、深槽、断层破碎带等情况。

2.0.2 深井的防腐、防渗主要由井体结构材料保证。对深井钢井管的内壁防腐可采用管内喷涂5～8mm水泥砂浆或内衬环氧玻璃布等。应尽可能减少在下管过程中的管口焊接数量。焊工应是免检的高级焊工,以确保焊口质量。下井管时必须保证井管的垂直度,使水下浇注的混凝土沿井管上下及四周的厚度得到保证,水下混凝土必须连续浇注,注料导管下口必须淹没于混凝土中,不允许出现工作缝。有关深井结构设计和成井施工的要求应参照本规范附录A。

2.0.3 提出了深井曝气的一般工艺流程。

本条主要参照英国、北美和国内污水处理厂生产运行经验制订的。

预处理内容视污水的水质、水量情况可设置格栅、沉砂池、中和池、调节均化池等。由于深井的氧化能力很强,当污水所含无机悬浮物不多时,一般可不设初次沉淀池,深井的负荷虽有增加,但足以满足所需处理水平,从而省去初次沉淀池的占地、投资。

根据国内生产运行经验和国外资料介绍,在固液分离的方式上主要有以下三种组合:

深井曝气池 →
- → 真空脱气塔 → 二次沉淀池 → 出水
- → 机械搅拌脱气池 → 二次沉淀池 → 出水
- → 气浮沉淀池 → 出水

3 深井曝气池

3.0.1 为了脱除深井内循环液体携带的废气(N_2和CO_2)以保证深井中液体的稳定循环和生化反应的进行,在深井头部必须设置大气泡脱气池。

3.1 深井构造形式

3.1.2 为获得最小气阻值,升流管与降流管断面积相等有利。可是对于小口径的同心圆型深井,等断面积势必使升流管的环形通道变得十分狭窄,从而大大增加了深井的水力摩阻,对于小口径(D小于或等于1.5m)的同心圆型深井,降流管的合理直径需要通过水阻和气阻两方面的综合分析,以深井循环动力最省来确定。

3.1.3 本条中两竖管间净距的规定主要是为了保证井管外壁间的混凝土层的厚度。

井管的直径限制在0.8m,主要是受国内成井施工技术水平的制约。

3.1.4 大口径深井多建成中隔墙型。据国外资料,在已建成的深井中井径最大的为6m(在英国)。目前国内规模最大的深井,井径为4.5m,一字隔墙构造,每格断面为7.5m^2。经生产运行测定,当按设计条件控制时,深井循环正常;但如控制不当,布气不均时,循环水流呈不稳定的非均匀流状态。所以本条规定每格断面不超过8m^2。

3.1.5 目的是尽量减少深井曝气池运行的局部阻力。

3.2 运行方式和循环动力

3.2.2 深井流体力学的计算可参照表 3.2.2 中公式进行。深井液体经济循环流速即深井循环所需动力为最小值时的液体循环流速。

对于同心圆型深井,一般降流管横断面积 S_1 与升流管横断面积 S_2 不相等,计算中液体循环流速选用降流管的液体空管流速 V_1 作为参数;对于降流管与升流管横断面积相等的深井有 $S_1=S_2$,则 $V_1=V_2$。

深井流体力学基本计算公式 表 3.2.2

计 算 公 式	设计数据及符号说明
水阻: (1) 同心圆型 $\Delta h=\sum_{j=1}^{m}h_{ij}+k\lambda\frac{H}{d_1}\frac{V_1^2}{2g}$ 式中:$K=1+\frac{1}{(n+1)(n^2-1)^2}$ $n=\frac{D}{d_1}$ (2)中隔墙型 $\Delta h=\sum_{j=1}^{m}h_{ij}+\frac{V_1^2L}{CR}$ 式中:$C=\frac{1}{n_r}R^{1/6}$ (3) U管型 $\Delta h=\sum_{j=1}^{m}h_{ij}+\lambda\frac{L}{d}\frac{V_1^2}{2g}$	Δh——深井水阻(m); h_{ij}——深井局部阻力(m); K——系数; λ——液体单相流摩阻系数; H——深井深度(m); d_1——降流管直径(m); V_1——降流管液体空管流速(m/s); g——重力加速度(m/s²); n——深井断面几何系数; D——深井直径(m)。 L——升流管与降流管总长度(m); C——流速系数; R——水力半径(m); n_r——粗糙系数。 d——井管直径(m)。
气阻: (1) 空隙率 $\varepsilon=\frac{V_a}{V_1-V_b+V_a}$ (2) 空隙率比值 $\psi=\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_1}=\frac{V_2(V_1-V_b)}{V_1(V_2+V_b)}$ (3) 空隙率水头 $J_1=C'\varepsilon_1(0)\ln\left(1+\frac{H}{C'}\right)$ $J_2=C'\varepsilon_2(0)\ln\left(1+\frac{H}{C'}\right)$ 式中:$C'=10$ (4) 深井气阻 $\Delta J=J_1-J_2=J_1(1-\psi)$ 深井总阻力: $Y=\Delta h+\Delta J$	ε——深井空隙率; V_a——降流管空气空管流速(m/s); V_b——深井气泡上浮速度(m/s)。 ψ——升流管与降流管空隙率比值; ε_2——升流管空隙率; ε_1——降流管空隙率; V_2——升流管液体空管流速(m/s)。 J_1——降流管空隙率水头(m); J_2——升流管空隙率水头(m); C'——常数; $\varepsilon_1(0)$——降流管液面处空隙率; $\varepsilon_2(0)$——升流管液面处空隙率。 ΔJ——深井气阻(m)。 Y——深井总阻力(m)。

3.2.3 对于气提循环式深井,液体循环的动力是靠在降流管一定深度 h 处曝气获得的,故 h 必须满足下式:

$$Y=C'\varepsilon_1(0)\ln\left(1+\frac{h}{C'}\right)$$

则降流管内的曝气深度为

$$h = C'\left(\frac{Y}{e^{C'\varepsilon(0)}} - 1\right)$$

式中　h——气提循环式深井注气点深度(m)。

气提循环式深井的供气量应比较深井循环所需要的气量与1.3倍的生化供气量的大小确定,即选取其中大者为深井的供气量。优化设计的深井,二者的数值应该是接近的。

从气提循环式深井的运行原理上讲,起动之后只在降流管一定深度处曝气,靠升流管与降流管的空隙率所造成的水头差,即可维持深井内的液体循环。但按国外资料和国内生产运行经验,总供气量按2/3和1/3的比例,分别同时注入降流管和升流管中,才能确保深井液体循环的稳定(无锡电化厂深井测定结果为:当升流管供气量占总供气量的32.5%时,降流管液体流速为1.71m/s;北京制药总厂一分厂深井测定结果为:当升流管供气量占总供气量的40%时,降流管液体流速为1.4m/s)。

因此根据第3.3.7条计算出的生化供气量,需要增加30%的富余气量,以便保证充足的供氧。

3.2.4　水泵循环式深井是靠水泵的动力克服深井总阻力来维持液体循环的,因此深井的供气量,即生化供气量必须全部注入降流管中。

鼓风曝气方式,为了不增大鼓风机的压力,保证气液接触时间最长,故注气点在降流管中的位置宜在大气泡脱气池液面附近。

虹吸曝气方式,经多处工程长期生产运行证实是可行的。当虹吸管注气点负压值保持在0.01~0.02MPa时,降流管顶部空隙率在0.15左右,一般可以满足生化需氧量。

深井总阻力中还应计入虹吸管的气阻值,设计时其值可按工程经验0.4~1.0mH_2O采用。

3.3 工 艺 参 数

3.3.1　由于深度50~100m的深井都能满足工艺要求,因此深井深度的确定,主要是根据工程地质情况、施工技术、工程造价等因素综合考虑。

3.3.2　深井应按计算出的液体经济循环流速进行优化设计,其值应符合本条规定的范围。当V_1小于0.8m/s时,难于保证液体循环的稳定;当V_1大于2m/s时不经济。

3.3.3　国外资料介绍当降流管最大空隙率大于0.2时,将发生气泡合并而影响井内液体循环。在国内北京市市政设计研究院对东北制药总厂、苏州第一制药厂深井曝气工程的实际测定,当降流管最大空隙率大于0.23时,便会破坏井内的液体循环。为此本条规定了降流管最大空隙率,控制在0.2以下。

3.3.4　由于深井曝气充氧能力强,井内维持的MLSS是标准活性污泥法的2倍以上,因此处理高浓度易生化污水时容积负荷可超过20kgBOD_5/m^3·d。但为了工程设计的安全可靠计,本条规定的设计负荷参数以不超过15kgBOD_5/m^3·d为宜。例如某厂易生化污水的BOD_5/COD_{cr}=0.7、MLSS=10.1g/L,完全处理时有机负荷为20.1kgBOD_5/m^3·d。

3.3.6　深井曝气氧的利用率目前国内尚无成熟的取值方法。国内运行资料为氧利用率50%~90%。北京市市政设计研究院对直径0.5m,深84m深井工程的实测结果,为氧利用率50%~80%。并归纳成经验公式(见表3.3.6),可供设计参考。

深井曝气氧的利用率经验公式 表 3.3.6

液体流速 V_1 (m/s)	氧的利用率(%)			
	$\varepsilon_1(0)=0.08$	$\varepsilon_1(0)=0.12$	$\varepsilon_1(0)=0.16$	$\varepsilon_1(0)=0.20$
1.0	$0.55H+32$	$0.57H+24$	$0.48H+23$	$0.53H+16$
1.5	$0.49H+29$	$0.53H+17$	$0.45H+18$	$0.48H+12$

注：表 3.3.6 中经验公式，参照使用的前提是井深不大于 100m。

3.3.7 本条规定的生化供气量数据是指易生化的污水，对于一些水质复杂的有机工业废水，其生化供气量应通过可生化性试验取得。

3.3.8 容积负荷较小时，污泥浓度可采用低值；容积负荷较大时，污泥浓度可采用高值。

深井曝气可采用高有机负荷的重要因素是混合液污泥浓度高，国内外多数深井曝气工程的污泥浓度为 5～10g/L。

3.4 空气扩散设施

3.4.1 由于深井内液体循环流速大，紊流程度强，有利于气泡切割，中气泡曝气可满足运行要求。考虑到井内曝气器应构造简单、维护方便，本条规定宜采用穿孔管扩散器。布气均匀是循环水流稳定的重要保证，特别是大口径气提循环式深井中如布气不均易形成井内局部小循环，严重时可以破坏循环流态。

3.4.2 深井内穿孔管和输气管，因曝气时振动较大，故应安装稳固。为考虑穿孔管的检修、更换，应便于拆卸。

3.4.3 为保证穿孔管孔口不堵塞，本条规定孔径最小尺寸为 5mm。为使曝气均匀，穿孔管扩散器采用大阻力布气，孔口空气流速为 50m/s 时，通过孔口阻力为 100mmH_2O 左右，此阻力值对风机供气压力而言，所增加的阻力可忽略不计。

3.5 大气泡脱气池

3.5.1 一般当污水中泡沫比较多时，宜采用密闭式大气泡脱气池。

3.5.2 关于敞开式大气泡脱气池的规定。

(1) 据国外资料介绍，大气泡脱气池有效容积，一般为深井容积的 15%～60%；按国内投产工程统计该值一般为 15%～50%。本条规定为 20%～40%，工程运行实践证实可以满足脱除大气泡的要求。

有效容积的取值原则为，当曝气强度大或污水中泡沫较多时，宜取高值。

(2) 大气泡脱气池内液体流速的规定是为了满足活性污泥不沉流速。

(3) 按国内生产运行经验，当有效水深为 1.0～3.0m 时，均可有效地脱除大气泡。

有效水深的取值原则为，当池有效容积取高值时，有效水深也相应宜取高值。

(4) 由于深井曝气的大气泡脱气池的脱气强度高和运行时深井内液体循环流速高，因此池超高需要高于普通曝气池的超高。

池超高的取值原则为，当污水中泡沫较多时，池超高宜采用高值。

3.5.3 关于密闭式脱气池的规定

(1) 密闭式脱气池的脱气效果与敞开式脱气池相比，脱气效果要差些，因此水区容积(即有效容积)的规定要比敞开式脱气池大些。

水区容积的取值原则为，当曝气强度大或污水中泡沫较多时，水区容积宜取高值。

(2) 气区容积和气区高度的规定，是为了保证密闭式脱气池具有足够的脱气面积和气体的空间高度。

本条文是以杭州农药厂、苏州第一制药厂、苏州第四制药厂的深井曝气工程运行实践制定的。

3.5.4 关于水封排气池的制定

(1) 横断面积的要求。横断面积过小，将影响脱除大气泡的效果，造成密闭式脱气池的气室压力不稳定；横断面积过大，会造成投资增加。按国内投产工程统计该值一般为深井横面积的5～8倍(运行效果良好)，本条规定该值为宜大于深井横断面的5倍。

(2) 池超高的规定主要是为使污水中的泡沫不溢出池外。

(3) 水封排气管的淹没深度，主要应根据工艺流程及工艺高程布置的需要确定，一般情况下该值为2～5m。

(4) 液面处设可调溢流管的作用，是为调节密闭脱气池的液面水位。

(5) 消泡可采取加水喷淋等常规方法。如泡沫过多时，可通过试验，采取更有效的消泡措施。

4 固液分离构筑物

4.0.1 由于深井混合液在升流管上升过程中，随着静水压力的减小，过饱和的气体被解析出来，并以微气泡的形式裹挟在活性污泥中，为保证固液分离的效果，在沉淀前需要脱气。按脱气方法可有脱气—沉淀和气浮—沉淀两种型式。国内外工程实践证实这两种工艺型式均能满足固液分离的要求。

4.1 脱气—沉淀

4.1.2 关于真空脱气塔的规定

(1) 国内东北制药总厂深井曝气试验工程真空脱气塔的停留时间在3～6min时，可以满足脱除微气泡的作用；国外某试验装置的真空脱气塔，停留时间为5～10min。本条规定3～6min，理由是试验结果证实，当真空脱气塔进水的溶解氧浓度为1.0～8.4mg/L，经真空脱气3min后的出水溶解氧值为零，说明该停留时间已经满足脱除微气泡的要求。如停留时间过长，对生化不利。

对停留时间的取值原则为，当曝气强度大或污水中泡沫多时宜取高值。

(2) 国内生产的真空泵，一般可提供0.05～0.08MPa的负压值。按国内运行经验，塔内的负压值在0.05MPa时，一般情况下能满足脱除微气泡的要求。

(3) 塔内气区高度的确定原则是为了避免污水的泡沫吸入真空泵，按国内运行经验该值应大于3m。

(4) 真空脱气塔的高度按1个大气压的水柱高度确定。

(5) 真空脱气塔的出流位置，可根据工艺要求设置几个不同点，这样可调节塔内气区高度值。

4.1.3 国内运行经验得:一般当停留时间在6~12min,搅拌机的叶轮外缘线速度不大于1.5m/s时,可以满足脱除微气泡的要求。

4.1.4 由于深井曝气池需维持较高的混合液污泥浓度,故二次沉淀池应具备有效的沉淀和浓缩的双重功能。因此二次沉淀池的设计按表面水力负荷计算的同时,需用固体负荷校核。

《室外排水设计规范》中推荐的活性污泥法二次沉淀池的表面水力负荷的数值,一般适用于MLSS在5g/L及其以下,相应的固体负荷不超过150kg/m²·d。而深井曝气池流入二次沉淀池的固体浓度至少是标准活性污泥性的2倍以上,其沉淀状态取决于沉降速度较慢的污泥界面的沉淀。本条中提出的参数值是根据试验、工程测定结果并综合了国外资料制定的。

4.2 气浮—沉淀

4.2.2 气浮沉淀池的固体负荷是指气浮区与沉淀区两部分之和。国内外深井曝气工程试验测定结果表明一般可有10%~30%固体上浮,90%~70%固体下沉,这样相应减轻了污泥浓缩的负担。因而本条所提出的参数值高于二次沉淀池的数值。

4.3 污泥回流方式

4.3.1 借循环水泵的提升水头将固液分离池的水位提高,即可实现重力回流污泥。

4.3.3 利用升流管所供气量的一部分,作为污泥空气提升器的用气量。该气量即可提升污泥又兼充氧的双重作用。

4.3.4 高有机负荷时,污泥回流比宜取高值。

5 监 测 控 制

5.0.2 监测、检查深井的渗漏,可设水质观测井或在深井停用时观测深井渗漏情况。以便发现问题,及时采取补漏措施,防止对地下水污染。

附录A 深井结构设计和成井施工的要求

"附录A"主要是针对深井结构设计与成井施工必须考虑的几项基本要求,并非全部,叙述也较简单,且偏重于施工方面注意事项。结构设计应按国家有关标准规范规定执行。

(1) 钢管井体的井管内壁的防腐措施,目前主要是两种:一是防腐涂料,二是水泥砂浆抹面。施工方法、优缺点和存在的问题,均由深井结构设计规范或技术规定论述。井管外的外包混凝土为水下浇筑,一是保证水下混凝土的质量(如现场做最佳配比试验),二是其厚度还要视钻井设备情况,井孔成型状况适当调整,但不得小于200mm。

(2) 井体结构设计应与井体成型的施工过程协调,主要是考虑最不安全条件组合,不同情况的荷载组合和不同的内力计算简图,都能保证结构的安全和正常使用。

(3) 钢制井管安装,下管时管内必须充水,主要有两个功能,利用重力下沉和保证管内外的低水位差,防止钢管失稳。

(4) 管外浇筑水下混凝土时,将井管封闭注水加压(或注砂),是防止混凝土凝固前过大

的管外压，导致管壁的强度破坏。

12.36 氧化沟设计规程(CECS 112:2000)

1 总　则

1.0.1 为使氧化沟设计做到技术先进、经济合理、安全可靠、统一标准，制定本规程。

1.0.2 本规程适用于城市污水处理的工程设计，也可用于接近城市污水水质的工业废水处理的工程设计。

本规程适用于中、小型污水处理工程，也可用于大型污水处理工程；适用于去除污水中可生物降解的有机污染物和氮、磷等无机营养物。

1.0.3 氧化沟设计除应符合本规程外，尚应符合现行国家标准《室外排水设计规范》GBJ 14 和其他有关标准的规定。

2 术　语

2.0.1 氧化沟　Oxidation ditch

连续循环的曝气池。是活性污泥法的一种处理构筑物，用以降解污水中有机污染物和氮、磷等无机营养物。一般采用机械充氧和推动水流。

2.0.2 好氧区　Oxic zone

位于氧化沟的充氧段，水流搅动激烈，溶解氧浓度不小于 2mg/L。主要功能是降解有机物和进行硝化反应。

2.0.3 缺氧区　Anoxic zone

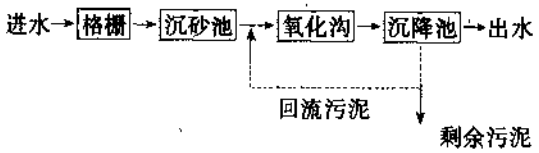
位于氧化沟的非充氧段，溶解氧浓度为 0.2～0.5mg/L。当回流污泥中含有大量硝酸盐、亚硝酸盐并得到充足的有机物时，便可在该区内进行脱氮反应。

2.0.4 厌氧区　Anaerobic zone

一般设在氧化沟的进水端部，并宜单独设置，溶解氧浓度小于 0.2mg/L。在该区内微生物能吸收有机物并释放磷。

3 工 艺 流 程

3.0.1 氧化沟处理工艺宜应采用下列流程：



3.0.2 在氧化沟前应设格栅、沉砂池等预处理设施，可不设初次沉淀池。

3.0.3 当有二组及以上平行工作的氧化沟时，宜设置进水配水井。

3.0.4 氧化沟系统的区域布置，应根据下列不同的污水处理目标，在不同区域设置不同容积的好氧区、缺氧区或厌氧区：

1 仅要求降低 BOD_5 的污水处理;

2 含硝化和生物脱氮的污水处理;

3 含生物脱氮和污泥稳定的污水处理;

4 含生物除磷的污水处理。

3.0.5 沉淀池可与氧化沟分建或合建。

4 基 础 资 料

4.0.1 设计前应确定下列基础数据:

1 设计污水量;

2 污水量变化系数;

3 水温;

4 污水中各类污染物的浓度,包括 COD_{cr}、BOD_5、SS、TN(或 TKN)、NH_3-N、TP、pH、石油类等;

5 对出水中各类污染物浓度的要求;

6 对污泥处理的要求;

7 环境评价;

8 气象、工程地质、水文地质等资料。

4.0.2 氧化沟的进水水温、pH 值、有碍生化处理的物质浓度必须符合现行《室外排水设计规范》GBJ 14 的有关规定。

4.0.3 进水 BOD_5 与 COD_{cr}之比应大于 0.3。

4.0.4 当要求进行生物脱氮时,进水 BOD_5 与 TKN 之比不宜低于 4。

5 主 要 参 数

5.0.1 当污水处理目标为含硝化和生物脱氮时,氧化沟的主要技术参数可按表 5.0.1 的规定确定。

含硝化和生物脱氮氧化沟的主要技术参数 **表 5.0.1**

项 目	单 位	参 数 值
污泥浓度(MLSS) N_w	mg/L	2500~4500
污泥负荷 F_W	kg BOD_5/kg VSS. d	0.05~0.10
污泥龄 θ_c	d	10~30
污泥产率 Y	kgVSS/kgBOD_5	0.3~0.5
每千克 BOD_5 需氧量 O_W	kgO_2/kgBOD_5	1.6~2.5

注:① 表中的 Y 值系指设初沉池的氧化沟自身正常生化反应的污泥产率;不设初沉池时,尚应考虑影响污泥产率的其他因素。

② MLVSS/MLSS=0.70~0.80。

5.0.2 氧化沟沟内平均流速应大于 0.25m/s。

5.0.3 沉淀池的设计宜采用下列主要技术参数:

1 表面水力负荷宜采用0.50～0.75$m^3/m^2 \cdot h$;

2 污泥回流比宜采用60%～200%。

6 设　备

6.0.1 氧化沟专用的曝气设备,可选用曝气转刷、曝气转碟、竖轴表面曝气机等。

6.0.2 氧化沟中的曝气设备,应符合下列规定:

1 提供生物反应所需要的氧量;

2 设施的充氧能力应便于调节;

3 有较高的充氧动力效率(kgO_2/kWh);

4 推动水流循环流动;

5 使氧、有机物、微生物三者充分接触混合,混合液始终保持悬浮状态,防止污泥沉淀;

6 曝气设备应易于维修,易于排除故障。

6.0.3 水下推动器或潜水搅拌机应有助于污水的连续循环流动。

6.0.4 氧化沟系统的进水装置,可采用配水堰或配水闸。

6.0.5 氧化沟中的出水溢流堰,应满足出水、节流的功能,堰高应灵活可调。

6.0.6 根据沟型的需要,可采用时间程序自动控制方式,也可采用溶解氧和氧化还原电位(ORR)控制方式。

7 布置和构造

7.0.1 氧化沟可由沟体、曝气设备、出水溢流堰和控制系统等组成。

7.0.2 氧化沟沟体为环状沟渠型,其平面可建为半圆形、梯形和长方形的组合型。其四周池壁可为直墙或斜坡。

7.0.3 根据设备、构造特征和运行方式的不同,氧化沟可分为单沟氧化沟、多沟氧化沟、竖轴表曝机氧化沟、同心圆向心流氧化沟等。

7.0.4 根据氧化沟渠宽的不同,弯道处可设置一道或多道导流墙。

7.0.5 氧化沟的隔流墙和导流墙宜高出设计水位0.2～0.3m。

7.0.6 氧化沟的超高与选用的曝气设备性能有关,宜为0.5～1.0m;当采用竖轴表曝机时,其设备平台宜高出设计水面1.0～1.2m。

7.0.7 氧化沟上的走道板或工作平台,应方便维修,且有安全、防溅措施。

7.0.8 曝气设备的安装部位应符合下列要求:

1 曝气转刷、曝气转碟宜安装在沟体直线段的适当位置上。曝气转碟也可安装在氧化沟的弯道上。

2 竖轴表曝机应安装在沟渠的端部。

7.0.9 处理构筑物或设备均应根据当地气温和环境条件,确定是否采取防冻措施。

条 文 说 明

1 总 则

1.0.2 指明了氧化沟工艺对于不同水量的污水处理工程的适用情况。当用于大型污水处理工程时,应进行占地、电耗等经济比较。

指明了氧化沟工艺适用的水质处理目标,即可仅用于降低 BOD_5 等,也可用于生物脱氮除磷。

2 术 语(从 略)

3 工 艺 流 程

3.0.2 为防止无机沉渣在氧化沟中积累,应设格栅、沉砂池等设施;由于悬浮状有机物可在氧化沟中进行好氧稳定,故可不设初次沉淀池。

3.0.3 在双槽或三槽氧化沟系统中,由于交替式倒沟运行,也需设置进水配水井。

3.0.4 提出氧化沟的一般污水处理目标。

随着氧化沟技术的多样化发展,其功能上还有所谓的"高负荷氧化沟"、"含生物脱氮除磷的氧化沟"等等。

3.0.5 融曝气沉淀一体化的氧化沟,即为沉淀池与氧化沟合建系统,如三槽氧化沟等。

4 基 础 资 料

4.0.2 关于水温、pH 值的适用范围和有碍生化处理物质的允许浓度。

水温影响微生物的活性。

硝化反应可在 5℃~35℃范围内进行,但温度低于 15℃时,硝化速率降低;

脱氮反应可在 5℃~27℃范围内进行,温度低于 3℃时,脱氮反应完全停止。

水温影响还应与其他因素综合分析。如在硝化过程中,当水温在 10℃~15℃、BOD_5 负荷<0.1kg/kgMLSS.d、系统中有足够的硝化菌时,也可取得较好的硝化效果。

硝化反应的最佳 pH 范围为 8.0~8.4;脱氮菌的适宜 pH 值为 6.5~7.5。

进水的水温、pH 值及有碍生化处理的物质浓度应符合《室外排水设计规范》GBJ 14 的有关规定。

4.0.3 关于鉴定一般城市污水可生化性的问题,可参考表 1。

一般城市污水可生化性鉴定参考范围 表 1

BOD_5/COD_{cr}(%)	>45	45~30	30~25	<25
生化处理的可行性	较好	可以	较难	不宜

4.0.4 当要求进行生物脱氮时,对 BOD_5 与 TKN 之比的规定。

根据脱氮反应原理,当脱氮过程的 BOD_5/TKN 值大于 2.86 时,脱氮反应才能进行。本

规程规定不宜低于4.00。

5 主 要 参 数

5.0.1 关于含硝化和生物脱氮氧化沟的主要设计参数。

应针对生化处理目标，选择其设计参数。

选取平均污泥浓度MLSS，可参考表2；

不同污水处理目标的污泥浓度参数 **表2**

处理目标	MLSS(mg/L)	
	有初沉池	无初沉池
不含硝化	2500～3500	3500～4500
含硝化、脱氮	2500～3500	3500～4500
污泥稳定	—	4500
除磷(同步沉淀)	3500～4500	4500

污泥龄 θ_C 值，可根据污水处理目标参考表3选择；

不同污水处理目标的污泥龄参数 **表3**

处理目标	污泥龄 (d)
仅要求降低 BOD_5 的污水处理	6～8
含硝化和生物脱氮的污水处理	10～20
含生物脱氮和污泥稳定的污水处理	30左右
含生物除磷的污水处理	5～6

氧化沟主要设计数据可参考表4；

氧化沟的主要设计数据 **表4**

序	资料来源	污泥负荷 F_W ($kgBOD_5/kgMLSS.d$)	MLSS浓度 N_W (g/L)	容积负荷 F_r ($kgBOD_5/m^3.d$)	需氧量 O_W ($kgO_2/kgBOD_5$)	备注
1	美国污水厂手册	≤0.05	2.0～6.0	0.16～0.24	—	—
2	美国标准	0.05～0.10	3.0～5.0	0.24	≥1.6	F_W 为MLVSS时
3	法国手册	<0.07	—	<0.35	—	—
4	72年日本指针	0.03～0.05	3.0～4.0	0.10～0.20	—	—
5	南非指南	≤0.10	—	—	1.6	θ_c>20d
6	德国ATV标准	—	—	—	1.6	T=20℃ θ_c>20d
7	94年日本指针	—	3.0～4.0	—	1.4～2.2	—
8	室外排水设计规范(GBJ 14—87)	0.05～0.10	2.5～5.0	0.15～0.30	1.8～2.5	—
9	本规程	0.05～0.10	2.5～4.5	—	1.6～2.5	—

污泥产率 Y 的数据可参见表 5；

污泥产率的数据 **表 5**

序	资 料 来 源	污泥产率 Y (kg VSS/kg BOD_5)	污泥龄 θ_c(d)
1	《给水排水设计手册》第五册	0.15～0.30	>15
2	《室外排水设计规范》(GBJ 14—87)	0.30	—
3	《现代废水处理新技术》	0.35～0.45 污泥净产率 0.45～0.55	— 10～30
4	上海肉联厂	0.23	—
5	本 规 程	0.30～0.50	10～30

国内氧化沟污水处理厂的设计或运行参数见表 6。

某些国内氧化沟污水处理厂的设计或运行参数 **表 6**

序	项 目	邯郸市东郊污水处理厂(设计)	桂林市东区污水处理厂(设计)	昆明市兰花沟污水处理厂(设计)	上海洙泾污水处理厂(97 年运行)	西安市北石桥污水处理厂(设计)
1	设计水量(m^3/d)	(近期)66000	(近期)40000	(旱季)55000	7000～10000	(近期)140000
2	设计进水水质(mg/L)	—	—	—	—	—
	BOD_5	134	100～150	(旱季)180	215	180
	COD_{cr}	—	150～200	(旱季)350～400	400	400
	SS	160	150～250	(旱季)200	—	255
	TKN	NH_3—N=22	10～15	(旱季)30	NH_3—N=29	NH_3—N=32
	TP	—	5～7	2～4	—	—
3	氧化沟型式	三槽氧化沟	竖轴表曝机氧化沟	竖轴表曝机氧化沟	双槽氧化沟	双槽氧化沟
4	充氧装置或设置	曝气转刷	竖轴表曝机	竖轴表曝机	竖轴表曝机	曝气转刷
5	污泥负荷(kgBOD_5/kg MLSS.d)	约 0.056	0.080	0.050	0.120	0.090
6	污泥浓度(mg/L)	4000	3000	4000	3000	4500
7	停留时间(h)	16.0	15.0	16.7	(约)17.0	—
8	污泥龄(d)	—	25	40	—	—
9	水平流速(m/s)	≥0.3	0.3～0.5	—	—	—
10	总容积(m^3)	39900	—	—	(约)5000	—
11	设计出水水质(mg/L)	—	—	—	—	—
	BOD_5	15～20	≤20	10～15	11	≤20
	COD_{cr}	—	≤20	30～50	30	≤100
	SS	20～25	≤30	<15	—	≤20
	TP	—	≤3.0	0.5～1.0	—	—
	TKN	NH_3—N=2～3	≤5	6～10	NH_3—N=9	NH_3—N≤15
12	电耗(kWh/m^3)	0.142	0.180	—	—	—
13	氧化沟占地(m^2)	—	—	—	26×70	—
14	投产日期(年)	1991	1989	1990	1993	—

5.0.2 规定氧化沟内的最小平均流速。

为了保证活性污泥处于悬浮状态，国内外普遍采用沟内平均流速 0.25～0.35m/s。《室外排水设计规范》GBJ 14—87 第 6.6.11 条规定"一、有效水深宜为 1.0～3.0m，沟内平均水平流速不宜小于 0.25m/s"；72 年日本规定，其平均流速应大于 0.25m/s；本规程规定应大于 0.25m/s。为改善沟内的流速分布，可在曝气设备上、下游设置导流板。

5.0.3 关于沉淀池的主要技术参数。

1 按表面水力负荷设计沉淀池时，应校核负荷、沉淀时间和沉淀池各主要尺寸的关系，使之相互协调。

美国标准规定沉淀池的表面水力负荷值，在延时曝气池后为 $1.7m^3/m^2 \cdot h$；72 年日本指针规定其表面水力负荷为（按最大日污水量计）$0.8 \sim 1.2m^3/m^2 \cdot h$；94 年日本指针为 $8 \sim 12m^3/m^2 \cdot d$；本规程规定为 $0.5 \sim 0.75m^3/m^2 \cdot h$。

2 关于污泥回流比的规定。

美国标准规定为 50%～200%；美国污水厂手册规定为 100%～300%；72 年日本指针规定为 50%～150%；94 年日本指针规定为 100%～200%；我国规范 GBJ 14—87 规定为 60%～200%；本规程规定为 60%～200%。

6 设　备

6.0.1 常用的曝气设备有三种，具体技术参数以生产厂家提供为准。一般情况为：

1 曝气转刷是由水平轴及安置在其上的许多叶片构成，可分为单速和双速两种。产品轴长约为 4.5、9.0m 不等，转刷直径约为 0.7、1.0m，转刷充氧能力约为 $6 \sim 8kgO_2/m \cdot h$。调整转速和浸没深度可改变其充氧量。双速转刷在低速运行时，几乎没有充氧能力，仅维持混合液处于悬浮状态和推动水流。曝气转刷多用于单槽、双槽、三槽氧化沟，其有效水深可达 2.5～3.5m。

2 曝气转碟是在水平轴上带动的一组曝气转盘。产品轴长约 6m 左右，转碟直径约 1.4m。曝气转碟多用于单槽、双槽、三槽和同心圆向心流氧化沟，其有效水深可达 4.5m。

3 竖轴表曝机可分为倒伞型、平板型等，直径约 1.0～2.0m，其具有较大的提升能力，动力效率一般为 $1.8 \sim 2.0kgO_2/kWh$。竖轴表曝机多用于竖轴表曝机氧化沟，有效水深约为 3.5～4.5m。

6.0.2 氧化沟曝气设备应符合下列技术规定：

1 对曝气设备充氧的要求，好氧区溶解氧浓度应大于 2mg/L；

2 设施的充氧能力要有适应需氧量变化的灵活性；

3 曝气转刷和曝气转碟的动力效率应不低于 $1.7kgO_2/kWh$；

4 曝气设备应具有推动水流的循环作用。由于氧化沟中的曝气设备只安装在某几处，当溶解氧浓度沿池长变化时，则有利于硝化和生物脱氧；

5 曝气设备应具有搅拌、混合作用，以防污泥沉淀；

6 对曝气设备应提出维修要求。

6.0.3 水下推动器或潜水搅拌机常与双速曝气转刷配合使用。当曝气转刷低速运行时，由于其混合效果较差，可采用水下推动器或潜水搅拌机辅助；也可设置在远离曝气设备的位置，防止污泥沉淀。

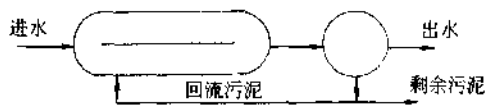
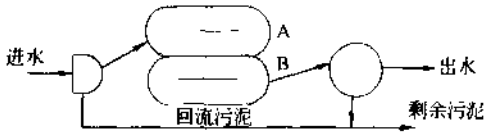
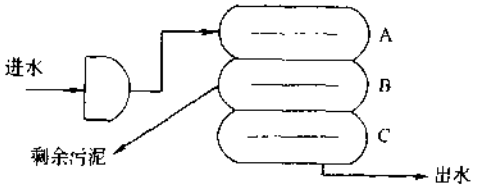
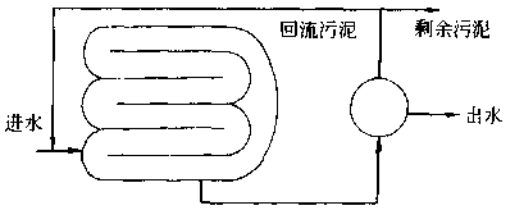
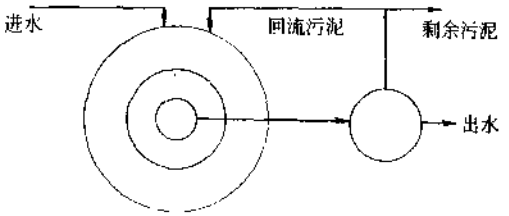
6.0.4 氧化沟系统的进水设备一般采用配水堰或配水闸。该设备应保证均匀配水、控制流量或变换进水方向。

6.0.5 氧化沟的出水设备一般采用溢流堰。调节堰高可改变曝气设备的浸没深度,适应不同需氧量的运行要求。当用作沉淀池出水堰时,堰上水深不宜大于 50mm,否则要跑泥。

7 布置和构造

7.0.3 提供了氧化沟的常用类型,见表 7.0.3。

氧化沟的常用类型 **表 7.0.3**

序	简图	名称
1		单槽氧化沟
2		双槽氧化沟
3		三槽氧化沟
4		竖轴表曝机氧化沟
5		同心圆向心流氧化沟

1 单槽氧化沟：为一座氧化沟和分建的沉淀池系统，需设置回流污泥设施。

2 双槽氧化沟：由池容相同的A、B两座串联的池子组成。采用双速曝气转刷，通过改换进水和出水的方向，两池交替地在缺氧和好氧的条件下运行，使硝化和脱氮在氧化沟中交替发生和完成。该系统的沉淀池与氧化沟分建，有独立的污泥回流设施。若在系统之前增设厌氧池，可实现生物脱氮和除磷的效果。

3 三槽氧化沟：由A、B、C三池组成。采用双速转刷，使两侧A、C池交替用作曝气池、沉淀池，中间B池为曝气池。这种系统免除了污泥回流设施。

4 竖轴表曝机氧化沟：为多沟串联系统。采用垂直安装的低速竖轴表曝机，并安设在每组沟渠的端部，因而形成靠近曝气器下游的好氧区和其上游以及外环的缺氧区。该系统有利于生物凝聚、活性污泥沉淀及生物脱氮。其沉淀池与氧化沟分建，有独立的污泥回流设施。

5 同心圆向心流氧化沟：由多个同心的圆形或椭圆形沟渠组成。进水先入外沟渠，在与混合液不断混合、循环的过程中，依次进入相邻的内沟渠，最后由中心的沟渠排出。其沉淀池与氧化沟分建，有独立的污泥回流设施。

7.0.4 氧化沟的导流墙宜根据水力条件使其与转弯中心有一偏心距，以防污泥沉淀。

7.0.6 氧化沟的超高与所选曝气设备类型有关。

7.0.8 说明了曝气设备的安装部位。其中，沟渠构造应满足竖轴表曝机推动水流循环作用的要求。

12.37 氧气曝气设计规程(CECS 112:2000)

1 总　则

1.0.1 为使氧气曝气(以下简称氧曝)工艺设计做到技术先进、经济合理、安全可靠、统一标准，制定本规程。

1.0.2 本规程适用于新建、扩建、改建的氧曝活性污泥法处理可生化降解污水的工程设计。主要包括氧气曝气池和二沉池以及与气源有关的设计规定。

1.0.3 采用氧曝活性污泥法的工艺设计，除应符合本规程外，尚应符合国家现行有关标准的规定。

2 术　语

2.0.1 氧气曝气池(以下简称氧曝池)oxygen aeration tank 采用高浓度氧气作氧源的活性污泥法处理构筑物。

2.0.2 加盖表面氧气曝气池(以下简称表曝池)covered surface oxygen aeration tank

最常用的氧气曝气池的形式。这种曝气池加盖密封，曝气装置一般采用表面曝气机。

2.0.3 加盖联合曝气氧气曝气池(以下简称联合曝气池)covered conjunctive oxygen aeration tank

一种加盖密封的曝气池;一般采用专门的氧气循环式曝气装置。该装置在水下有曝气搅拌叶轮,池外设置氧气压缩机,可使气体循环利用。

2.0.4 气相部分 gas pbase

加盖氧气曝气池内液位以上充满气体的空间。

2.0.5 尾气 tail gas

加盖氧气曝气池末端排出的气体。

2.0.6 空气清扫装置 air purge device

当加盖氧气曝气池第一格气相中可燃气体的浓度过高时,运用空气将池内气体吹走的装置。

3 基 础 资 料

3.0.1 在氧气曝气设计前,必须具备下列基础数据:

1 污水量及其变化系数;

2 污水水质:包括 BOD_5、COD_{cr}、SS、pH 值,水温,各种有害物质及其浓度变化情况等;

3 对处理后出水水质及污泥处置的要求;

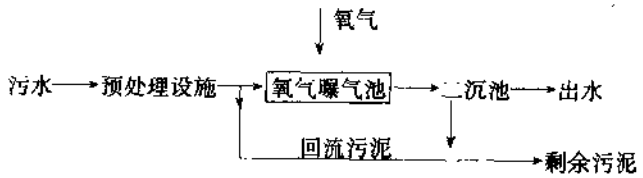
4 气象、工程地质及水文地质勘探资料;

5 污水处理工程的环境评价;

6 氧源情况。

4 工 艺 流 程

4.0.1 氧气曝气活性污泥法宜采用下列流程:



4.0.2 预处理设施必须设置格栅及沉砂池,其他处理构筑物的设置视污水水质而定。当水质、水量变化较大时应设均化池。应原污水含油量大于 10mg/L 时应设隔油池。当原污水 COD_{cr}大于 1000mg/L 时应设置能降低 COD_{cr}值的预处理设施。

5 氧 气 曝 气 池

5.1 池型和曝气设施

5.1.1 池型宜采用加盖氧曝池。当池深较小时,宜采用表面曝气机;当池深较大时,宜采用联合曝气装置。

5.1.2 加盖表面氧气曝气池应符合下列规定:

1 水深宜为 3~4m;

2 池内应装设防止旋流的垂直挡板和导流锥;

3　氧曝池每段装设一台表面曝气机，第一、第二段一般设置变速或双速电动机；

4　表面曝气机应具有调节叶轮速度、叶轮浸没深度的装置。

5.1.3　加盖联合曝气氧气曝气池应符合下列规定：

1　水深宜为6～9m；

2　曝气设施中的氧气压缩机，其循环压缩氧量应能达到所需的传氧速率及保持混合液呈悬浮状态。

3　水下曝气搅拌叶轮，应能将循环的氧气切割成微气泡。

5.1.4　氧曝池的设计应符合下列要求：

1　氧曝池的平面一般采用矩形。全池用隔墙分为3～4段，各段以正方形为宜，池容宜相同。

2　氧曝池气相部分的高度宜为0.8～1.0m。

3　池内隔墙顶部应留通气孔，孔的面积应按各段之间氧气流量和气相清扫时空气流量二者之和计算确定。

4　各段墙角处，应设泡沫排出口。口顶应高于混合液最大流量时的液面，孔底应低于混合流最小流量时的液面。

5　池子的出口应采用带水封的出水堰。出水堰有内、外两种型式，宜采用内堰。其长度以最大流量时堰上水深不大于50mm为宜。

6　混合液在出水堰水封处的竖向流速不宜大于150mm/s，不宜小于90mm/s。

7　池内的表面，必须采取防腐措施，可采用环氧树脂玻璃布或其他相当的材料贴面。

8　曝气装置在池内的竖轴、叶轮应采用耐腐蚀材料。竖轴与池顶的接触处应设水封。在冰冻地区水封应设在顶盖内侧下。

9　曝气设施在标准状态下的充氧量，应根据氧曝池中各段气相中氧气的浓度，分别进行修正。

5.2　主　要　参　数

5.2.1　氧曝池设计的主要技术参数，应符合下列规定：

1　曝气时间：当处理城市污水，BOD_5去除率为90～95%时，宜为1～3h。处理工业废水时，应通过试验确定。

2　混合液悬液固体(MLSS)平均浓度：4～8(g/L)。

3　混合液挥发性悬浮固体(MLVSS)平均浓度：2.8～5.6(gVSS/L)。

4　五日生化需氧量污泥负荷：0.4～0.8(kg/kgMLVSS·d)。

5　五日生化需氧量容积负荷：1.1～3.4(kg/m^3·d)。

6　回流污泥浓度：12～20g/L。

7　污泥回流比：30～50%。

8　污泥产率系数：0.30～0.45kgVSS/去除kgBOD_5。

9　泥龄：2～4d。

10　动力消耗：充氧电耗0.17～0.52kWh/m^3O_2；

制氧电耗0.46～0.56kWh/m^3O_2。

11 需氧量:

1) 氧曝池的总需氧量,一般按去除每公斤五日生化需氧量需氧 0.7～1.2kg 计算确定。

2) 氧曝池各段的需氧量,应按递减曝气设计。各段之间的比例,应根据各段的耗氧速率确定。当无此项参数,氧曝池又为四段时,可按表 5.2.1-1 比例分配。

各段需氧量比例 表 5.2.1-1

项目	段次				合计
	1	2	3	4	
需氧量比例(%)	35	25	25	15	100

12 氧曝池的供氧量,应按各段的需氧量及供氧条件计算确定。

当氧曝池分为四段时供氧条件可采用表 5.2.1-2 的参数。

供氧条件 表 5.2.1-2

项目	段次				备注
	1	2	3	4	
气相部分氧气的浓度(%)	80	70	60	40～50	进氧浓度≥95%,尾气排出量为进气量的10～20%时,氧利用率为85～95%
α 值	0.6	0.7	0.7	0.8	
β 值	0.9	0.9	0.9	0.9	
混合液溶解氧浓度(mg/L)	≥6	≥6	≥6	≥6	

注:α 值为混合液中 K_{La} 值与清水中 K_{La} 值之比。β 值为混合液饱和溶解氧值与清水的饱和溶解氧之比。

13 氧量控制系统的参数宜采用下列数值:

1) 第一段气相中的压力值一般采用 40mmH_2O。

2) 尾气中氧气浓度一般采用 40～50%。

3) 尾气流量为进氧流量的 10～20%。

5.3 安全措施及控制

5.3.1 在氧曝池首尾两端必须设置双向安全阀。首端安全阀正压值宜采用 150～200mmH_2O,负压值宜采用 50～100mmH_2O,尾端安全阀正压值宜采用 100～150mmH_2O,负压值宜采用 50～100mmH_2O。

5.3.2 氧曝池应设空气清扫装置,换气率宜采用 2～3 次/h。

5.3.3 在氧曝池的第一段气相中,应设置可燃气体浓度报警仪。根据可燃气体浓度的设定值,控制安全装置。

6 二 沉 池

6.1 池 型 选 择

6.1.1 二沉池的池型与传统活性污泥法相同,宜采用辐流式沉淀池。

6.2 主 要 参 数

6.2.1 水力负荷:宜采用 $12\sim20m^3/m^2\cdot d$。

6.2.2 二沉池除按水力负荷计算外,还应按固体通量进行核算。固体通量宜采用 $100\sim150kg/m^2\cdot d$。

6.2.3 污泥回流比:30%～50%。

7 氧气的制备及输送

7.1 氧 气 的 制 备

7.1.1 可需氧量较小时,可采用分子筛(PSA)制氧装置。当需氧量较大时,宜采用深冷法制氧装置。

7.1.2 氧气的制备方式,可采用现场制氧或由厂外制氧厂集中供应,应通过技术经济比较确定。

7.2 氧 气 的 输 送

7.2.1 厂外集中供氧时,可采用管道输送或液氧槽运,应通过技术经济比较确定。

条 文 说 明

1 总　　则

1.0.1 氧气曝气是先进的污水处理方法。我国自 1984 年以来已引进了四套氧气曝气处理技术,国内自己设计、用国产设备的氧气曝气处理厂也相继建成。为此,在总结国内、外技术和运行管理经验的基础上,编制本规程是完全必要的。

1.0.2 氧气曝气适用于可生化降解的新建和改建城市污水及工业废水处理工程。由于它处理效率高,曝气时间短,池型加盖密封,特别适用于占地紧张、周围环境要求比较高的场合,尤其对高浓度废水更能充分发挥它的优越性。在有空分车间、生产氮气而氧气为副产品的条件下,采用氧气曝气更能达到综合利用、节约能源的目的。

本规程规定的参数仅适用于去除含碳物质;如欲去除含氮物质,参数尚应适应调整。

本规程主要规定了氧气曝气池和二沉池以及与氧源有关的设计基本要求。对于活性污泥法系统氧气曝气池以外的其他设计,不在本规程的适用范围之内,应遵照其他有关的设计标准。

2 术　　语

2.0.2 加盖表面氧气曝气池是国内、外最常用的氧曝池的型式。整个曝气池一般分为 3～4 段,最常用为四段。对于每一段而言,为完全混合式,对于系统而言,为推流式。

2.0.3 加盖联合曝气氧气曝气池所用设备较多。在每段池顶上设置一台压缩机,将曝

气池气相部分的氧气反复压缩,使其进入曝气机直立空心轴的旋转喷射器中并进行搅拌,以充分利用氧气。旋转喷射器的作用,一是将气流切碎,以使其充分溶解,二是使混合液处于悬浮状态,防止沉淀。这种型式适用于池深加大的曝气池。可节省占地,但设备多、管理较复杂。

氧曝池除上述两种加盖曝气池外,还有敞开式超微气泡氧曝池,但在实际工程中尚很少应用。

3 基 础 资 料

3.0.1 在设计前必须具备下列基础数据:

1 污水量及其变化系数。污水量中工业废水生活污水各占的比例。平均流量和流量变化系数。流量最好采用实测流量并考虑发展;如无实测数据,可按同类企业的污水量估算,或按入口当量和当地的污水量模数来估算。

2 污水水质:主要内容包括 BOD_5、COD_{cr}、SS、pH 值,水温,P、TN 及有害物质、总溶解固体、无机盐等项目的平均浓度和变化范围。对于成分复杂的工业废水,必须掌握废水的可生化性资料,主要包括耗氧速率、BOD_5/COD 比值等。

3 要求处理的程度,出水水质的各项指标,以及处理后水的出路及用途,污泥处置的要求。

4 气象、工程地质及水文地质勘探资料是总图设计及结构设计的基础。如气温、风向、降雨量、工程地质情况及地下水的水位与分层等,必须做详细描述。

5 处理厂周围环境的要求:处理厂的地理位置,周围的环境情况,对噪音、气味及消防等方面的要求及环境评价。

6 指明处理厂附近的氧源情况,以决定氧曝池所用氧源来自自备制氧装置,还是外运液氧或管道送氧。

4 工 艺 流 程

4.0.1 规定了氧气曝气活性污泥法的通用工艺流程。当为典型城市污水时,除了用氧曝池取代普通曝气池外,其他与传统活性污泥法工艺流程基本相同。

4.0.2 规定各项予处理设施设置的原则。

5 氧 气 曝 气 池

5.1 池型及曝气设施

5.1.1 氧曝池有加盖与敞开式两种池型,敞开式氧曝在工程中很少应用。加盖氧曝池的曝气设施又有表面曝气机和联合曝气装置两种类型。工程中实用的是加盖表面氧气曝气池。

5.1.2 规定了加盖表面氧气曝气池的特殊要求。曝气池内装设垂直挡板和导流锥,是为了保持最佳的水流循环和状态。为了适应曝气池各段的需氧量,表面曝气机在第一、二段宜采用变速或双速电机。

5.1.3 规定了加盖联合曝气氧气曝气池的特殊要求。循环压缩机的能力应满足所需

传氧速率和能使混合液处于悬浮状态。传氧速率是由需氧速率决定的，而需氧速率是由氧化能力、BOD_5、负荷 COD/BOD_5 比值等因素决定。高纯氧气与空气在相同液体中的传系系数 K_{La}是相同的，氧的传质速率为 $K_{La}(C_s - C)$。此式中 C_s 值对氧气曝气与空气曝气不同，其他均相同。所以，在无试验资料的情况下，可根据此式，按空气法确定鼓风量的方式确定循环鼓风机的能力。

5.1.4 规定了氧曝池的设计要求。

1 规定了氧曝池的平面形状。矩形的长宽比与传统法相同。曝气通常分为几段，以4段为宜。分段能提高系统的总反应速度和 BOD_5 的去除率。每段水流为完全混合式。把完全混合段串联起来，其性能十分接近理想的推流式系统。每段平面尺寸一般为正方形，容积应相同。

2 规定了氧曝池气相部分的高度。以流通气体和作为曝气机充氧所需的水跃空间。

3 曝气池各段之间的通气孔用于氧气和气相清扫时空气的流通，其断面按二者之和计算。

4 氧曝池在运行过程中可能有泡沫产生。为使泡沫从第一段流到最后一段排出池外，在各段隔墙顶上须设泡沫口。因为在曝气机运行中将泡沫甩到外缘，所以泡沫口应设在各段墙角处。

5 曝气池最后一段应设出水堰，且应尽量长些，以减少曝气池较大的液位变化。可使曝气机能有相对稳定的充氧量。出水堰有内、外堰两种型式，宜采用内堰。因为内堰型式在曝气池气相内压变化时不致影响堰上水位，可避免因水位变化影响表曝机的充氧量，从而避免影响曝气池的曝气效果和动力消耗。

6 规定了混合液在出水堰处竖向流速的参数。

7 规定了氧曝池必须采取防腐措施。因氧气具有腐蚀性，故对曝气池内气相部分及液相平均水位以下 1m 的上面，全部空间必须采用防腐材料涂刷。这样也可防止氧气外泄。材料应是柔性的，兼而也起防漏的作用。

8 曝气装置的竖轴一般采用不锈钢制作，叶轮应采用耐腐蚀材料，有的用玻璃钢制作。在竖轴与池盖的接触处必须密封良好，以防氧气泄漏。

9 在氧曝池中，因气相中氧气的浓度增大，故对标准状态下的充氧量应进行修正。

5.2 主 要 参 数

5.2.1 规定了氧曝池设计的主要参数。

1 氧气曝气活性污泥法与传统空气曝气活性污泥法相比，其生化反应机理基本相同，不同的是氧气曝气是向污水中充纯氧或富氧。由于纯氧的浓度为空气中氧浓度的 4.7 倍，所以在标准状态下的溶氧速率亦增加 4.7 倍。这样，曝气池混合液就能维持较高的溶解氧，从而对活性污泥处理系统产生重大影响。

由于高溶解氧可以提高氧在污泥絮体颗粒内的穿透深度，使得污泥有更高的活性，从而强化了微生物吸附、分解有机物和污泥再生的能力，亦即提高了处理效率。与传统空气法相比，当污水处理在同一水平时，曝气时间一般仅为空气法的 1/3 左右。

2 由于氧传递速度加快，微生物的代谢作用不会受到供氧速率的限制，在氧曝系统中

能维持较高的污泥浓度,MLSS一般可达4～8g/L,从而提高了处理系统的运行稳定性及耐冲击负荷的能力。

污泥浓度的取值范围与污水性质有关。有的污水形成的污泥易于沉降,可取高值,反之取低值。一般可取6g/L。同时也与运行情况有关,运行得好污泥浓度就高。

3 污泥中挥发物质含量与污水、污泥性质有关,一般为混合液悬浮固体的0.6～0.7倍。

4 污泥负荷的取值范围与污水性质有关。可生化性好的取高值,可生化性差的取低值。

5 由于氧曝池中混合液悬浮固体平均浓度较高。五日生化需氧量容积负荷也相应较高。

6 氧气曝气污泥沉降性能好,回流污泥浓度也较高,取值范围则可较低。

7 污泥回流百分率是回流污泥浓度和混合液污泥浓度的函数,其关系式是:

$$污泥回流比=\frac{混合液污泥浓度}{回流污泥浓度-混合液污泥浓度}(\%)$$

8 氧气曝气生化降解性能好,污泥产率系数也较低。剩余污泥量较传统活性污泥法可减少20%～30%。

9 规定了泥龄值。

10 氧气曝气的电耗分为充氧电耗和制氧电耗。表曝机的充氧电耗取决于表曝机的动力效率。制氧电耗决定于制氧方法、规模大小和动力效率。制氧电耗约占氧气曝气总电耗的50%～80%。

表5.2.1-1列出了国产制氧机的制氧电耗。

国产制氧机产量与电耗的关系 **表5.2.1-1**

制氧机产量(m^3/h)	电耗(kWh/m^3O_2)	制氧机产量(m^3/h)	电耗(kWh/m^3O_2)
20	1.875	1000	0.780
50	1.600	1500	0.700
150	1.530	3200	0.600
300	1.028	6000	0.500
800	0.800	10000	0.470

11 规定了氧曝池的污水需氧量。污泥负荷高取低值,负荷低取高值。

曝气池沿池长的需氧量随着处理程度增加、污染质逐渐减少而降低。这可通过取曝气池各段的混合液进行耗氧速率试验测得。如果在新建工程中没有条件进行试验,本条文提出了可供参考的分配比例。

12 规定了氧曝池污水供氧量的确定原则。各段的供氧量按分段需氧量和供氧条件计算确定。

13 规定了氧量控制系统的参数。

5.3 安全措施及控制

5.3.1 加盖氧曝池是密闭容器，池内气相部分主要是富氧。在运行过程中，很可能有碳氢化合物的气体逸出而混入富氧中，在一定条件下有可能发生爆炸。据介绍，世界目前已运行的二百多个氧气曝气污水厂中还没有发生过爆炸事故。尽管如此，设计工程中绝不能省去这项安全措施。

本条规定，无论在正压还是负压情况下，密闭曝气池的结构都不能受到破坏，所以需要加设双向安全阀。

5.3.2 在曝气池运行过程中，有可能逸出易爆的碳氢化合物，所以应设空气清扫装置。一旦需要清扫时，通入空气，将池内的碳氢化合物吹走。

5.3.3 规定了为防止爆炸而设的防爆措施。在第一段应设置可燃气体报警仪。当气相中可燃气体浓度(一般按甲烷计)达到燃烧下限的25%时，通过可燃气体报警仪发出警报，自动关闭进氧阀门，同时启动鼓风机，开启清扫空气阀及尾气阀，扫除池内的可燃气体。如果可燃气体浓度继续增加而达到燃烧下限的50%时，第二次发出警报，并自动关闭曝气机。在解除危险后，系统方可恢复正常运行。当附近有空气气源时，可将清扫用的空气接入曝气池，且其阀门与控制系统构成联锁；如无此条件，需在池顶上安装通风机。

6 二 沉 池

6.1 池 型 选 择

6.1.1 与传统活性污泥法二沉池选型原则相同。

6.2 主 要 参 数

6.2.1 水力负荷与传统活性污泥法二沉池水力负荷相同，曝气系统出水水质是曝气池和二沉池联合作用的结果。二沉池在曝气系统中起重要的作用。为了保证出水水质，水力负荷宜取低值。

6.2.2 二沉池固体通量大小是影响其出水水质和工程造价的又一重要指标。氧曝池混合液悬浮固体的浓度高，因此是二沉池设计的一项重要参数。又由于其污泥沉降性能好，所以二沉池的固体通量高于传统活性污泥法的固体通量数值。

6.2.3 规定了污泥回流比数值。由于氧曝池二沉池底流浓度高，所以回流比较传统活性污泥法小。

7 氧气的制备与输送

7.1 氧 气 的 制 备

7.1.1 规定了选用制氧装置的原则。大型污水处理厂的需氧量大，由大型制氧设备供氧较为合理。大型制氧机可回收氩、氖、氪、氙、氡等稀有气体，且能大幅度降低电耗和制氧成本。当需氧量较小时，采用分子筛制氧较为合理，其管理较简单。

7.1.2 规定了选用氧气制备方式的原则。

7.2 氧气的输送

7.2.1 采用管道输送,对处理厂的管理最为方便。当制氧厂距处理厂较远时,需与液氧槽运方式进行技术经济比较。

主编单位:北京市市政工程设计研究总院

主要起草人:任锋 常憬

12.38 寒冷地区污水活性污泥法处理设计规范(CECS 111:2000)

1 总 则

1.0.1 为保证我国寒冷地区城市污水活性污泥法工程设计做到技术先进安全适用、经济合理,制定本规程。

1.0.2 本规程适用于我国寒冷地区,冬季水温一般在6~10℃、短时间为4~6℃的城市污水活性污泥法处理设计和运行。寒冷地区的其他类型污水,采用活性污泥法处理时可参照执行。

1.0.3 寒冷地区城市污水处理厂的设计水质,应符合冬季城市污水水质的要求。

1.0.4 温度对活性污泥反应动力学参数的影响,应通过试验确定。在无试验资料时,可根据当地气候条件、污水水质特点,参照类似城市的试验数据选取。

1.0.5 城市污水低温活性污泥法处理工程设计,除应符合本规程外,尚应符合国家现行有关标准的规定。

2 术 语、符 号

2.1 术 语

2.1.1 寒冷地区污水活性污泥法处理 actived sludge treatment of waste water in cold regions

在我国北方地区,冬季城市污水水温在4~10℃时,采用活性污泥法的污水处理。

2.1.2 BOD降解速率(K_d)BOD degradatin rate

表示污泥负荷与出水BOD_5浓度关系的参数。受水温影响较大。

2.1.3 温度系数(θ) temperature coefficient

表示水温和生化反应速度关系的参数。与水温、污泥负荷、水质和处理工艺有关。

2.1.4 氧总转移速率(K_{La}) overall oxygen transfer rate

曝气池中氧从气相向液相传递的速率,即单位时间内向单位体积水中转移的氧量(1/d)。

2.2 符 号

2.2.1 几何参数

V——容积(m^3)。

2.2.2 其他

Q——污水流量(m^3/d)；

Y——污泥产率(kg/d)；

T——污水温度(℃)；

F_w——污泥负荷(kg/kg·d)。

3 一 般 规 定

3.0.1 寒冷地区选择城市污水活性污泥法流程时，应充分考虑温度的影响，宜采用鼓风曝气供氧，不宜选用散热量大的表面曝气器供氧。处理工艺流程的选择应通过技术经济比较确定。

3.0.2 沉砂池、沉淀池、曝气池等污水处理构筑物，可建在室外，不加盖。位于永冻地区的城镇，应根据实际情况确定是否加盖。格栅除渣机、沉砂池排砂设备等易冻设施，宜建在室内。

3.0.3 污水处理厂高程设计时，应尽量减少地面以上部分的高度。外露地面部分的池壁，应根据实际情况采取保温围护设施。

3.0.4 位于永冻地区的污水处理厂，鼓风机房内宜建空气预热装置。

3.0.5 室外污水管道、污泥管道、空气管道、闸门、计量堰等易出现冰冻的设备，设计中应考虑检修需要，或发生事故时能放空或蒸汽扫线等措施。

3.0.6 培训活性污泥宜在气温高的季节进行。

4 曝 气 池

4.1 曝 气 地 计 算

4.1.1 曝气池容积应按国家标准《室外排水设计规范》GBJ 14—87 第 6.6.2 条，采用下列污泥负荷公式计算：

$$V=\frac{24L_jQ}{1000F_wN_W} \tag{4.1.1}$$

式中　V——曝气池容积(m^3)；

L_j——进水五日生化需氧量(mg/L)；

Q——曝气池的设计流量(m^3/h)；

F_w——曝气池内五日生化需氧量污泥负荷(kg/kg·d)；

N_W——曝气池内混合液悬浮固体平均浓度(g/L)。

污水温度在 10℃以上时，曝气池的污泥负荷 F_W 应按国家标准《室外排水设计规范》GB 14—87 表 6.6.3 中的数据采用。当污水温度小于 10℃时，污泥负荷应按本节规定进行温度修正。

4.1.2 完全混合曝气池的设计，当污水温度小于 10℃时，污泥负荷 F_{wT}应按下列公式计算：

$$F_{wT}=K_{dT}\cdot L_{ch}\cdot f/\eta \tag{4.1.2}$$

式中 F_{wT}——污水温度为 T℃时的污泥负荷(kg/kg·d);

K_{dT}——污水温度为 T℃时 BOD_5 降解速率(L/d),可通过试验确定;当无试验资料时,城市污水可取 0.0090~0.0105;

L_{ch}——出水五日生化需氧量(mg/L);

f——曝气池混合液 MLVSS 与 MLSS 之比,一般取 0.70~0.75;

η——五日生化需氧量去除率,低温季节一般取 0.85~0.90。

4.1.3 完全混合曝气池的污水温度为 T℃时,BOD_5 降解速率 K_{dT}应按下列公式计算:

$$K_{dT}=K_{d20}\cdot\theta_1^{T-20} \tag{4.1.3}$$

式中 K_{d20}——污水温度为 20℃时五日生化需氧量降解速率,应通过试验求得;

θ_1——温度系数,无量纲,其值与污水的温度范围、水质和处理条件有关。低温条件可取 1.03~1.04,处理污水温度低时取高值。

4.1.4 推流式曝气池的设计,当污水温度小于 10℃时,污泥负荷 F_{wT}应按下列公式计算:

$$F_{wT}=K_{dT}\cdot L_{ch}^{n} \tag{4.1.4}$$

式中 n——指数,低温时一般取 0.80~0.82;

K_{dT}——推流曝气池污水温度为 T℃时的 BOD_5 降解速率(L/d),可通过(4.1.3)式计算。

K_{d20}可通过试验确定,无试验资料时可取 0.013~0.019。

4.1.5 曝气池有效水深应结合流程设计、地质条件、供氧设施类型和选用的风机压力等因素确定,可采用 4.0~4.5m。条件许可时,水深宜适当加大。

4.2 污 泥 产 率

4.2.1 污泥产率应按下列公式计算:

$$Y=aQL_r-bVX_v \tag{4.2.1}$$

式中 Y——系统每日污泥产率(kg/d);

L_r——去除的 BOD 量(kg/m³);

a——污泥增殖系数,通过试验求得;

Q——设计污水量(m³/d);

b——污泥自身氧化率(1/d),通过试验求得;

V——曝气池容积(m³);

X_v——曝气池混合液浓度(kgMLVSS/m³)。

无试验资料时,低温季节 a 值宜采用 0.30~0.50,b 值宜采用 0.01~0.05。处理污水温度低时取低值。

当污泥负荷大于 0.2kg BOD/kg.MLSS·d 时,污泥产率应按夏季水温 15~20℃时的污泥产率设计。但也应考虑冬季污泥产率减少后,污泥脱水设备的匹配运行。

4.2.2 在污泥龄已确定的情况下，剩余污泥量可按国家标准《室外排水设计规范》GBJ 14—87第6.8.3条的公式计算：

$$W=\frac{V\cdot N_w}{\theta_c} \tag{4.2.2}$$

式中 W——剩余污泥量(kgVSS/d)；

θ_c——设计污泥龄(d)，低温季度 θ_c 可取10～20d。

4.3 曝气池需氧量

4.3.1 鼓风曝气池混合液中转移的氧量，可按下列公式计算：

$$N=\alpha N_0\frac{\beta C_{SM}-C_0}{C_s}\times\theta_2^{T-20} \tag{4.3.1}$$

式中 N——曝气池混合液氧转移量(kgO_2/h)；

N_0——充氧介质是清水，温度20℃，1个大气压，起始溶解氧为零时的氧转移量(kg.O_2/h)，可通过试验求得；

α——污水中 K_{La} 值与清水中 K_{La} 值之比，即 $(K_{La})_w/(K_{La})_q$，一般为0.80～0.85；

β——混合液饱和溶解氧值与清水饱和溶解氧值之比，一般为0.90～0.97；

C_{SM}——清水饱和溶解氧浓度(mg/L)，温度为 T℃，实施计算压力按Pa计；

C_0——混合液溶解氧值，一般用2mg/L；

C_s——标准条件下清水饱和溶解氧，等于9.17mg/L；

θ_2——氧转移的温度系数，其值为1.016～1.047，鼓风曝气时可采用1.024；

T——混合液温度(℃)，一般为5～30℃。

4.3.2 在鼓风曝气中，清水饱和溶解氧应按曝气池水面至扩散器之间的平均值计，可按下列公式计算：

$$C_{SM}=C_s\left(\frac{O_t}{42}+\frac{P_b}{2.068}\right) \tag{4.3.2}$$

式中 O_t——曝气池逸出气体中含氧的百分率(%)；

P_b——扩散器处绝对压力(kg/cm^2)。

4.3.3 供空气量 G_s 可按下列公式计算：

$$G_s=\frac{N_0}{0.3E_A}(m^3/h) \tag{4.3.3}$$

式中 E_A——氧吸收率(%)。

4.3.4 曝气池中污水需氧量可根据去除的五日生化需氧量等，按国家标准《室外排水设计规范》GBJ 14—87第6.7.2条的公式计算。但应考虑冬季减少曝气量时鼓风机的合理搭配。

4.4 曝气池设计参数

4.4.1 在无试验资料的情况下，曝气池的设计参数可参照表4.4.1选用。

曝气池推荐设计参数 表 4.4.1

项 目	设 计 参 数
曝气池水温 T℃	5~10
污泥负荷 F(kg BOD/kg MLSS.d)	0.15~0.25
混合液污泥浓度 MLSS(g/L)	2.0~3.0
污泥回流比(%)	50~100
曝气时间(h)	6~8

注:当水温低、处理水质要求高时,污泥负荷取小值。

当水温高、原水浓度较高时、曝气时间取大值。

5 沉 淀 池

5.0.1 设计初沉池和二沉池时,宜适当增加停留时间和降低表面负荷。

5.0.2 在无试验资料的情况下,沉淀池的运行参数可参照表 5.0.2 选用。

低温季节沉淀池运行参数 表 5.0.2

沉淀池类型	沉淀时间(h)	表面负荷($m^3/m^2 \cdot h$)
初沉池	1.5~2.0	1.5~2.5
二沉池	2.0~2.5	0.8~1.3

条 文 说 明

1 总 则

1.0.1 自活性污泥法问世以来,温度对生物净化过程的影响受到普遍重视。国外一些专家和学者在 40 年代作了大量的试验研究工作,到 60 年代从理论和实践上都取得可喜的成果。我国研究温度对活性污泥法生物处理的影响始于 70 年代初。这些研究成果和生产实践经验是我们编制本规程的依据。

国外主要成果有:

1 1994 年索耶(Sawyer)通过实验研究证实,温度对有机物的降解有一定的影响。BOD 去除率和硝化程度从 10℃开始明显降低;20℃时,BOD 去除率和硝化程度均较高。

2 1961 年路德扎克(Ludzack)通过试验证实,COD 去除率 5℃最低;氧化分解率 30℃最高;污泥增长率 5℃时增长 40%,30℃时增长 10%。

3 桥本奖的试验研究证明,温度对有机物降解有很大影响。COD 去除率 5℃最低,15℃最高,30℃稍低。

4 北极环境研究室的试验证明:常温条件下,随污泥负荷的增加,BOD 去除率的降低并不明显。而在低温条件下,随污泥负荷的增加 BOD 去除率迅速降低。

5 费莱德曼(Friedmen)等人研究认为,20℃时污泥增长率最大。

国外污水处理厂的运行资料：

1　瑞典北部一些活性污泥法污水处理厂，冬季水温接近10℃，生物处理效果良好。

2　莫斯科的城市污水，冬季水温度一般为7～9℃，如库里扬诺夫(Курянов)、留布林(Люблин)等曝气池是敞开式，冬季处理效果BOD去除率可达85%。

3　苏联北部城市科特拉斯、塞克蒂夫卡尔，污水温度降到4～5℃，处理效果显著恶化。

4　加拿大和美国北部13座活性污泥法水处理厂积26年的资料，认为温度是重要影响因素，并得到一系列宝贵运行参数。

国内的研究成果与实践：

低温对污水活性污泥法生物处理净化反应的影响，1976年首先在西宁市开展了科研工作。1977年后，又在沈阳、吉林进行了小型试验和中间试验。1979年原国家城建总局正式将这一课题列入科研计划([79]建发城字21号"低温条件下生物降解的规律和措施")。几年来，先后在长春、呼和浩特、乌鲁木齐、包头和哈尔滨等城市进行的不同规模的试验研究都通过了鉴定。各地的试验具有以下特点：

1　试验分布范围广，基本上包括了我国北方寒冷地区多种气候条件；

2　试验周期完整，一般都经过全年四个季节运行，取得的数据充分、可靠，试验结论明确可信；

3　试验工艺以活性污泥法为主，基本上包括了活性污泥法的主要处理系统和曝气方法。

通过试验，回答了人们关心的问题。试验取得的结果，对我国寒冷地区污水处理厂的设计和运行管理，对探索低温活性污泥的净化机理都很有价值。

近几年，我国北方寒冷地区相继设计和建成了一些污水处理厂。大庆乘风庄污水处理厂的运行资料，进一步证明了这些研究成果是符合实际的。

1.0.2　我国北方寒冷地区，主要指北纬40°以北，即东北大部，华北、西北北部等地区。我国寒冷地区城市气温与城市污水水温的关系可参照表1.0.2。根据测定，我国寒冷地区城市气温与城市污水水温有一定的关系。当最冷月平均气温在－15～－20℃，城市污水水温大致在5～8℃。最冷月平均气温在－10～－15℃，城市污水水温大致在8～10℃。

冬季城市气温、水温对照表　　**表1.0.2**

项目 / 城市	纬度(北纬)	最冷月平均气温(℃)	极端最低气温(℃)	年平均气温(℃)	城市污水温度(℃)
沈阳	41°46′	－12.7	－30.5	5.0	7～9
吉林	43°47′	－17.8	－40.2	4.5	6～8
哈尔滨	45°45′	－20.0	－38.1	4.5	5～7
大庆	45°～47°	－25.5	－37.4	4.3	5～6
包头	40°49′	－17.0	－30.4	6.6	6～8
乌鲁木齐	43°54′	－16.9	－41.5	6.9	7～9

1.0.3　城市污水除包括生活污水、工业废水外，在降雨期间也包括部分雨水。根据实测资料，城市污水水质具有如下特点：

1　BOD_5值偏低，BOD_5/COD比值较小，一般在0.4～0.6之间。

2 水质复杂,但有毒物质含量低,除汞、酚外,都未超过标准。

3 污水浓度日变化幅度大,冬季水质浓度比夏季高,且水质较稳定,故寒冷地区城市污水水质应按冬季水质设计。冬季水质应采用11月至次年4月的水质平均值。

1.0.4 实践表明,微生物的生物氧化作用受诸多因素影响。污水水质、设计负荷、水温和供氧情况等都是影响生化处理效果的重要因素。水温对有机物降解和污泥增殖的影响研究表明:温度对微生物种群组成,内源代谢过程,微生物细胞的增殖,活性污泥的絮状结构和沉淀性能、曝气池中充氧效率等都有影响。与设计关系比较大的是温度对活性污泥反应动力学的几个参数,温度对活性污泥的沉淀性能,温度对活性污泥的吸附性能、温度对氧总转移速率。这些问题,通过各城市十多年的低温生物处理试验研究已经基本解决了。

2 术 语、符 号

2.1 术 语

2.1.1 东北、华北、西北等地区地域辽阔,是我国的重要工业基地。由于城市迅速发展,城市污水对环境的污染日益严重,急需修建城市污水处理设施,以便逐步控制和消除城市污水对环境的污染。同时,这些地区又处于我国北部边陲(北纬40°以北),每年有长达数月的冬季,冬季极端最低气温一般都在-35℃以下。严酷的气候条件,给这些地区城市的污水治理工作带来一些需要解决的实际问题和理论问题。

2.1.2 通过试验所得的BOD污泥负荷与出水BOD_5的关系曲线,其斜率即BOD降解速率K_d值。

2.1.3 以数学公式表示温度对净化效果的影响有多种形式,其中以阿尔尼乌斯(Arrhenius)公式推导出的温度系数θ表示方法最为简明。许多学者提出,除温度外,θ值还因生物处理工艺不同而异,并对不同生物处理工艺提出了相应的θ值。

2.1.4 氧总转移速率的计算公式为$\frac{dc}{dt}=K_{La}(C_s-C)$,$C_s$为饱和溶解氧浓度,$C$为$T$℃时溶解氧浓度。在标准水温20℃和水温$T$℃时,氧总转移速率之间的关系为:$K_{La(T)}=K_{La(20)}\times\theta^{T-20}$。$\theta$表示氧转移的温度系数。

3 一 般 规 定

3.0.1 寒冷地区城市污水处理工艺流程中,各处理构筑物的形式可以有多种选择,但惟有生物处理的好氧曝气池必须选择鼓风曝气。实测资料表明,当冬季室外气温在-20℃时,鼓风机出口空气温度在10℃左右,可减少曝气池水温的降低。

3.0.2 各地中型试验和国内外的污水厂运行实践证明,初次沉淀池、曝气池、二次沉淀池建在室外敞露,运行是安全的。经实践证明,格栅除渣、沉砂池排砂部分经常要人工操作,且易冻,应进行保温处理才能方便操作,安全运行。

3.0.3 保温措施可根据各城市气温情况确定。曝气池、初沉池、二沉池四周可填土,也可对池子外露在地面的部分做保温围护。

3.0.5 室外的污水管道、污泥管道和空气管道,不论埋在地下或在地上铺设,都应保证不被冻坏。

3.0.6 微生物最适宜增殖的温度是 15～20℃。在该温度下，活性污泥中微生物种群数量多，增殖速度快，在夏季培养和驯化活性污泥效果好，不宜在冬季低温时培养活性污泥。

4 曝 气 池

4.1 曝气池计算

4.1.1 公式可以反映完全混合或推流系统污泥负荷与出水残留 BOD_5 浓度之间，在污水常温条件下的一般规律性，但没有反映温度对污泥负荷与出水残留 BOD_5 浓度的影响。当污水温度小于 10℃时，应按本节规定进行修正。

4.1.2 当完全混合曝气池稳定运行时，池内各点有机物浓度是相同的，混合液浓度是一致的，即微生物是在条件基本一致的情况下进行氧化分解作用，所以 BOD 降解速率是一常数。污泥负荷与出水的 BOD 是线性关系。BOD 降解速率采用埃肯费尔德(Eckenfelder)公式计算，并进行一定的修正。由 K_d 值通过菲尔普斯(Phelps)公式求出温度数 θ 值。表 4.1.2 中参数系根据各地的试验和运行结果列出。规程中推荐的 θ 值是根据表中低温范围内的数据选取的。

各地的 θ 值表　　表 4.1.2

序　号	生物处理工艺	温度系数(θ)	污水温度范围(℃)	运行形式	报　告　者
1	活性污泥法	1.041	4～4.5	完全混合	埃肯费尔德
2	活性污泥法	1.036	4～18	推流式	包　头
3	活性污泥法	1.033	4～20	完全混合	美国，亨特
4	活性污泥法	1.031	6～21	完全混合	吉　林
5	活性污泥法	1.030	9～18	完全混合	日本，龟田
6	活性污泥法	1.022	10～26	完全混合	美国，一些污水厂运行情况
7	活性污泥法	1.018	8～19	推流式	沈　阳
8	曝气氧化塘	1.065	5～21	推流式	美国，一些污水厂运行情况

完全混合曝气池设计计算中的 K_{dT}值是以吉林、哈尔滨等城市的污水低温试验成果为根据。

4.1.4 推流式曝气池的 n 值和K_{dT}值是以沈阳、包头等城市的污水低温生物处理试验成果为根据。n 值系参照表 4.1.4 中的数值经综合分析确定。

n 值　　表 4.1.4

污水温度(℃)	n	污水温度(℃)	n
15.4	1.0140	4.2	0.8036
8.4	0.8178		

4.2 污 泥 产 率

4.2.1 研究证明,污泥产率受污泥负荷影响较大。当污泥负荷小于0.20kg BOD/kg MLSS.d时,细胞合成能力较低,温度低时的污泥增殖率大于温度高的污泥增殖率。当污泥负荷较高时,温度高比温度低污泥增殖率大;其中15℃和20℃时增殖率最大。低于或高于15℃和20℃时污泥增殖量都减小。考查污泥增殖量时,除考虑温度影响外,还应考虑有机物负荷、水质、污泥龄、充氧等工艺条件。本条文中a、b值系根据吉林、哈尔滨、包头等城市的污水处理试验研究成果确定。详见表4.2.1。

各地试验求得的a、b值 **表4.2.1**

吉林			哈尔滨			包头	
温度(℃)	a	b	温度(℃)	a	b	温度范围	a
4	0.394	0.007	6	0.3283	0.0555	8~10℃	0.48
6	0.431	0.012	11	0.3278	0.0573		
10	0.479	0.025	15	0.3370	0.0633		
15	0.607	0.045	20	0.3451	0.0695	15~20℃	0.512
20	0.614	0.058	25	0.3270	0.0695		
20	0.522	0.091	30	0.3132	0.0766		

注:① 当污泥负荷量>0.2kgBOD/kg.MLVSS.d时,污泥产率应按夏季水温度15~20℃污泥产率高时设计。
② 本表均为已设初沉池时的数值。

4.2.2 研究证明,增大污泥龄能够减少剩余污泥量,泥龄对污泥增殖的影响比温度大,但各种温度下都能通过调整污泥龄来控制剩余污泥量。在同一温度下,增大污泥龄能够降低出水浓度。

4.3 曝 气 池 需 氧 量

4.3.1 在运转的曝气池中,影响氧的利用、氧的传递的因素是十分复杂的。温度对氧传递的影响更为显著。温度变化直接影响液体的粘滞系数和分子扩散系数。日本寺岛重雄等人的试验证明,水温对K_{La}和(C_S-C_O)都有影响,但后者超过前者,从公式(4.3.1)可见,水温降低对氧转移是不利的,但从(C_S-C_O)来看水温降低对氧转移是有利的。实践证明,这二项因素并不相互抵消,而是后者超过前者。所以,表现为水温降低时氧溶解量却增加。建议在曝气系统设计时,按夏季水温高时设计。

4.3.4 曝气池中污水需氧量按《室外排水设计规范》规定的公式采用,一般在常温条件下计算得到的供氧量,完全能满足冬季低水温时的需氧量。通常,去除每公斤BOD_5可取用0.7~1.2kg氧量。

4.4 曝气池设计参数

4.4.1 寒冷地区各城市曝气池的设计参数如表4.4.1。本规程据此综合分析确定。

各城市的设计参数　　表 4.4.1

项目 \ 城市	沈阳	吉林	哈尔滨	大庆	规范
	中试	中试	中试	生产厂	GBJ 14—87
曝气池水温 T℃	7~9	6~8	5~7	5~8	—
污泥负荷 F(kgBOD/kg.MLSS.d)	0.14~0.18	0.13~0.23	0.15~0.23	0.24	0.2~0.4
混合液污泥浓度 MLSS(g/L)	1.5~2.6	2.0~3.0	2.0~4.0	2.5	1.5~2.5
污泥回流比(%)	50	50~75	50~100	50~100	25~75
曝气时间(h)	4.2	4.0~5.0	5.0~6.0	8.0	—

5 沉 淀 池

5.0.1 在低温条件下,活性污泥成絮状性能较差,菌胶团松散破碎,不易沉淀。所以适当增加停留时间和减小上升流速是必要的。

5.0.2 根据吉林等地的试验确定。

主编单位:中国市政工程东北设计研究院

参编单位:哈尔滨工业大学建筑工程学院

主要起草人:穆瑞林　陈树勤　张　杰　陈立学　李冬松　张自杰　戴爱临　李至时

12.39 鼓风曝气系统设计规程(CECS 97:97)

1 前 言 (略)

2 术 语

2.0.1 污水截流井 sewage intercepting well

设于合流制排水系统中,用于将旱流污水和初期雨水截至污水管道,且保证雨水排泄水体的特殊构筑物。

2.0.2 堰式截流井 intercepting weir well

井内设有堰的截流井,堰有正堰、斜堰、曲线堰、侧堰之分。

2.0.3 槽式截流井 intercepting trough well

井内设有槽的截流井。

2.0.4 槽堰结合式截流井 intercepting weir-trough well

井内同时设有槽、堰的截流井。

2.0.5 污水截流量 intercepting sewage folw

按设计应截留的旱流污水和初期雨水流量,以 L/s 计。

2.0.6 截流倍数 interception ratio

污水截流井开始溢流时所截流的雨水量与合流管内旱流污水设计流量之比值。

3 一 般 规 定

3.0.1 污水截流井应能将污水和初期雨水截流入污水截流管,并保证在设计流量范围内雨水排泄通畅。

3.0.2 污水截流井在管道高程允许条件下,应选用槽堰式截流井。当选用堰式截流井时,宜选用正堰式截流井。

3.0.3 污水截流井设置地点应根据污水截流干管或污水管道位置、周围地形、排放水体的水位高程、排放点的周围环境而定。

3.0.4 污水截流井溢流管底出口高程,宜在水体洪水位以上。

4 设 计 计 算

4.1 污水截流设施的计算

4.1.1 污水截流量应按下式计算:

$$Q=(1+n_0)\cdot Q_h \tag{4.1.1}$$

式中 Q——污水截流量(L/s);

n_0——截流倍数,取 $n_0=1\sim5$;

Q_h——合流管道内旱流污水设计流量(L/s)。

4.1.2 对于无污水设计流量资料的原有合流管,应实测现有污水量,确定最大污水量,并应考虑将来的发展。

4.1.3 当污水截流管管径为 300~600mm 时,堰式截流井内各类堰(正堰、斜堰、曲线堰)的堰高可根据表 4.1.3 计算确定。

堰式井的堰高计算式(mm) **表 4.1.3**

d	H_1	d	H_1
300	$H_1=(0.233+0.013Q)\cdot d\cdot k$	500	$H_1=(0.219+0.004Q)\cdot d\cdot k$
400	$H_1=(0.226+0.007Q)\cdot d\cdot k$	600	$H_1=(0.202+0.003Q)\cdot d\cdot k$

表中:d——污水截流管管径(mm);

H_1——堰高(mm);

k——修正系数,取 $k=1.1\sim1.3$。

4.1.4 当污水截流管管径为 300~600mm 时,槽式截流井的槽深、槽宽可按下式确定。

$$H_2=63.9\cdot Q^{0.43}\cdot k \tag{4.1.4-1}$$

式中 H_2——槽深(mm)。

$$B=d \tag{4.1.4-2}$$

式中 B——槽宽(mm)。

4.1.5 槽堰结合式井,槽深、堰高应按下列步骤和公式计算确定。

1 根据地形条件、管道高程允许降落可能性,确定槽深 H_2';

2　根据截流量，应用水力计算确定截流管管径 d；

3　假设 H'_1/H'_2 比值，按表 4.1.5 计算确定槽堰总高 H。

槽堰结合式井的槽堰总高计算(mm)　　**表 4.1.5**

d	$H'_1/H'_2 \leqslant 1.3$	$H'_1/H'_2 > 1.3$
300	$H=(4.22Q+94.3)\cdot k$	$H=(4.08Q+69.9)\cdot k$
400	$H=(3.43Q+96.4)\cdot k$	$H=(3.08Q+72.3)\cdot k$
500	$H=(2.22Q+136.4)\cdot k$	$H=(2.42Q+124.0)\cdot k$

4　按公式(4.1.5)确定堰高 H'_1。

$$H'_1 = H - H'_2 \tag{4.1.5}$$

式中　H'_1——槽堰结合式井中堰高(mm)；

H'_2——槽堰结合式井中槽深(mm)；

H——槽堰结合式井中槽堰总高(mm)。

5　校核 H'_1/H'_2 是否符合本条第 3 款的假设条件，否则改用相应公式重复上述计算。

6　槽宽计算同式(4.1.4-2)。

4.1.6　污水截流管管径与坡度计算应符合下列规定：

1　污水截流管管径应遵照《室外排水设计规范》有关水力计算的规定，按满流重力流原则计算确定。

2　截流管管径不宜小于 300mm。

4.2　雨水溢流设施的计算

4.2.1　溢流量可按式(4.2.1)近似计算确定：

$$Q_y = Q_z - Q_h(1 + n_0) \tag{4.2.1}$$

式中　Q_y——溢流量(L/s)；

Q_z——合流管道的设计流量(L/s)。

4.2.2　合流管道的设计流量，应按现行的《室外排水设计规范》有关规定计算确定。

4.2.3　溢流管的管径、坡度应按雨水管道满流计算确定。

4.2.4　堰式、槽堰式结合井内，对加堰后合流管泄水能力应按下列规定校核。

当 $H_1/d<0.9$(堰式)，$H'_1/d<0.9$(槽堰式)时，不影响合流管泄水能力；

当 $H_1/d\geqslant0.9$(堰式)，$H'_1/d\geqslant0.9$(槽堰式)时，影响合流管泄水能力，此时应考虑槽式，或加大槽堰式井中槽深，或加大截流管管径。

条　文　说　明

1　总　　则

1.0.1　我国地域广大，各地经济发展也不平衡。合流制排水系统在某些城市中仍在应用。无论是改建、扩建和新建的合流制排水系统，均存在一个污水截流以防旱流污水污染水

体的问题。污水截流井正是合流制排水系统中起到这一作用的特殊构筑物。随着环保与城市建设的发展,截流井的设计与管理日益受到市政工程人员广泛重视。为此,迫切需要在总结科学实验和生产实践的基础上,制定出适合我国国情的污水截流井设计规程,以用于指导工程设计。

1.0.2 规定本规程适用的条件:第一,管道是重力自由出流。第二,截流井处无恒定截流设施,即指截流井处无特殊构造和技术措施能保证在雨季时截流量为一常量。因此雨季时通过截流井进入污水截流管的水量是一变量,它随着暴雨的加大而增加。第三,截流井溢流管出口不受水体水位顶托,为自由出流。

2 术 语

2.0.1 污水截流井

我国现行的《室外排水设计规范》,在第二章第三节合流水量中提到了溢流井一词,但未做任何说明。1986年出版的《给水排水设计手册》第五册,对雨水溢流井做了一般性介绍,并介绍了一种跳越式溢流井。该井主要作用是用来截流旱流污水和初期雨水,以免它们污染水体,同时保证在雨季时,截流水量尽可能恒定,以免增大污水处理厂的水量负荷,还应保证雨水通畅排泄。为更直观和更能说明该井的作用并引起足够的重视,我们将该井命名为污水截流井。

2.0.2 堰式截流井

堰式截流井的构造如图2.0.2所示。井本身构造详见国家或地方有关检查井标准图。

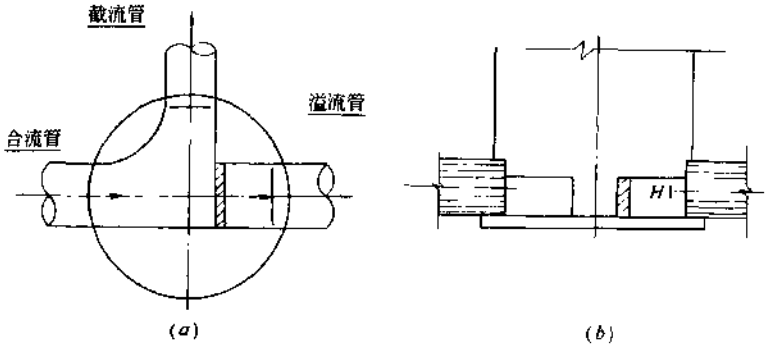


图2.0.2-1 正堰式截流井

(a)平面图;(b)剖面图

2.0.3 槽式截流井

槽式截流井的构造如图2.0.3所示,井本身构造,详见国家或地方有关检查井标准图。

2.0.4 槽堰结合式截流井

槽堰结合式截流井的构造如图2.0.4所示。井本身构造,详见国家或地方有关检查井标准图。

上述三井中流槽高度,与合流管的1/2内径齐平,但不得小于截流管内顶高。

2.0.5 规定了污水截流井截流量的定义,指明截流量井非旱流污水量。

2.0.6 规定了截流倍数的定义,此外合流管内旱流量是指设计污水量,即最高日最高时污水量。这是根据污水截流尽量避免其进入水体、污染环境而定。

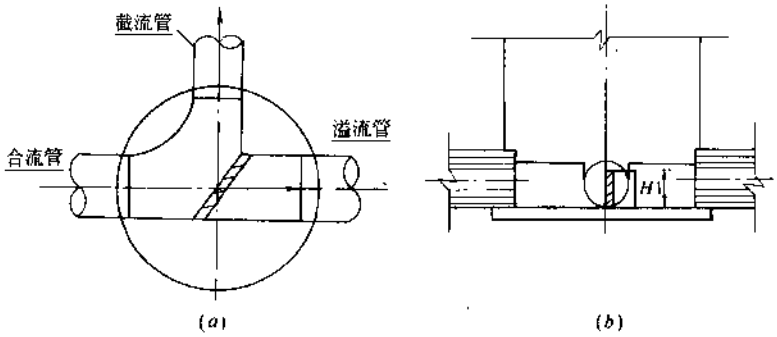


图 2.0.2-2　斜堰式截流井

(a)平面图;(b)剖面图

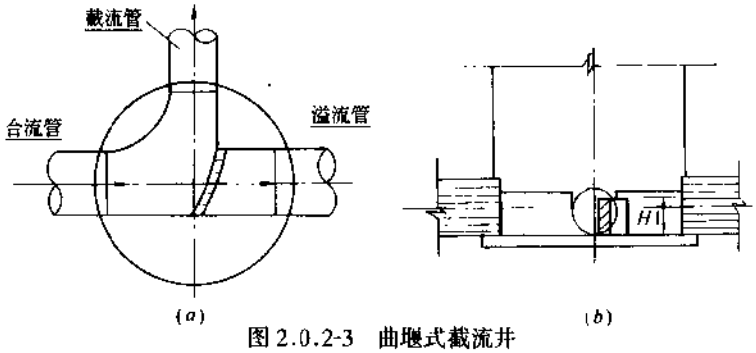


图 2.0.2-3　曲堰式截流井

(a)平面图;(b)剖面图

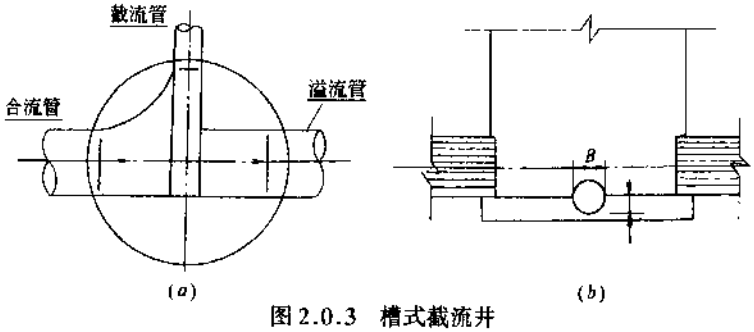


图 2.0.3　槽式截流井

(a)平面图;(b)剖面图

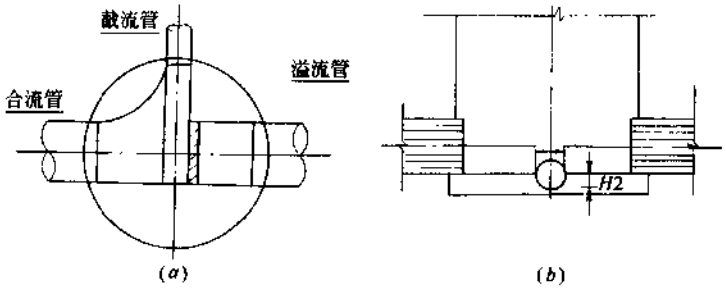


图 2.0.4　槽堰结合式截流井

(a)平面图;(b)剖面图

3 一 般 规 定

3.0.1 规定污水截流井的主要功能是将旱流污水和初期雨水截流入污水截流管,以免水体受到污染。同时,还应保证在设计暴雨情况下,合流管道内雨水通畅排泄出去。

3.0.2 规定污水截流井选择原则。根据对北京、哈尔滨、长春、西安、武汉、广州等地的调查(具体见表3.0.2-1,表3.0.2-2),国内常用的是槽式、堰式等。故本规程没有列入其他型式的井。

国内某些城市污水截流井概况 **表3.0.2-1**

城 市	污水排入水体	截流倍数	井 型	数 量	备 注
长 春	伊通河	近期 $n_0=0.5$ 远期 $n_0=2.0$	堰式、槽式	7~8	
沈 阳	浑河	$n_0=3.0$	槽堰结合式	3	未发现问题
西 安	护城河		堰 式	数 个	
武 汉	长 江	$n_0=3.0$	堰式	数 个	作废、未用
南 京	秦淮河或护城河,后入长江	$n_0=2.0$	堰 式	数 个	正施工

北京市污水截流井类型 **表3.0.2-2**

截流井类型	数量(座)	%	截流井类型	数量(座)	%
槽 式	71	51.4	溢流式	3	2.2
正 堰	40	29	跳越式	2	1.6
跌落式	9	6.5	子沟式	1	0.7
闸门式	6	4.3	转槽式	1	0.7
漏斗式	4	2.9	起闭闸门式	1	0.7
合 计				138	100

因槽堰式污水截流井兼有槽式井和堰式井的优点,即井内不积泥砂,截流效果好,故建议在高程允许条件下可优先选用。此外,堰式井因构造简单,污水截流效果好,也可优先考虑。在堰式井中,因正堰构造简单,井又小,故在堰式井中可优先选用正堰式井。

3.0.3 污水截流井一般建在合流管道入河口前。因此设置地点应考虑污水截流干管位置、排放水体水位、排放点周围环境等。但也有的截流井是设在城区内,旧有合流支线进

入新建分流制雨、污水管道处，此时应考虑污水管道位置与周围地形条件等。

3.0.4 污水截流井溢流管底出口高程，宜在水体洪水位以上，是为防止河水倒灌，否则溢流管道上还要设置闸门等防倒灌设施，给截流井的正常运行造成困难。

4 设 计 计 算

4.1 污水截流设施的计算

污水截流设施的计算，目的是为了保证污水截流。计算内容主要有污水截流量的计算；截流设施——井内堰高、槽深或槽宽的计算；污水截流管水力计算。

4.1.1 规定污水截流量的计算公式

本规程推荐采用公式：$Q=(1+n_0)\cdot Q_h$，其中 Q_h 为管内设计最高日最高时污水量，目的是提高旱流污水不进入水体的安全性。

截流倍数 n_0 应根据合流管道内旱流污水的水量、水质、水体卫生要求、水文、气象条件、资金条件、已建截流干管的承受能力等因素选用，一般采用 $n_0=1\sim5$。

4.1.2 本条文主要是针对已建合流管道进行污水截流时的污水量确定方法。

4.1.3～4.1.4 规定堰高计算公式、槽深计算公式

国内外对污水截流设施计算，均是按明渠均匀流公式进行。不同之处是国外计算截流量按合流管内明渠均匀流时的水深，以此确定堰高；而国内计算截流量是按截流管内明渠均匀流时的水深，以此确定堰高。

经过模型试验和生产实践，可以证实上述按明渠均匀流计算水深、确定堰高的方法是错误的。这是因为污水截流井本身只有几米长，此处水流弯道既多，又存在突然放大和突然缩小，还有截流水堰或跌水等。该处水力计算中局部阻力已上升为主要矛盾，不容忽视。不考虑局部阻力带来的影响，仍按明渠均匀流公式计算确定堰高、槽深，当水流经此处时，为克服局部阻力，水位必然抬高，造成污水过堰，污染水体。

表 4.1.3 的计算公式及式(4.1.4-1)是通过 1:1 规模模型的正交试验，找出影响污水截流量因素的主次关系及显著性因素，并建立起污水截流量与显著性因素间的定量关系。

4.1.5 条文说明同 4.1.3。如堰过高，以至降低合流管泄水能力，造成雨水排泄不畅，或是受高程限制，无法做成槽式井时，可选用槽堰结合式井。一般槽深可以先确定。

4.1.6 规定了污水截流管的设计计算。

1 计算方法、公式、要求均按《室外排水设计规范》的规定进行。

2 因为规程中污水截流井为无恒定截流设施。旱流时，合流管内仅有少量污水，为非满流。污水进入截流井后，被全部截入污水截流管内，溢流管内无水。雨天时，地面雨水汇流经雨水口进入合流管，管内水量逐渐增大，水深也逐渐增高，这部分雨水流经地面挟带着污物进入管内，同时又将管内泥沙沉积物冲起一齐进入截流井。由于这部分初期雨水较脏，污染物较多，故应全部截留。此时合流管内为非满流，当截流井内水位刚好和堰高或槽顶相平，截流管内为满流，溢流管内无水。随着雨水量的增加，合流管内水量加大，截流井内水位上升，截流管水量也加大，最终从重力流开始进入有压流，此时井内一部分水溢过堰或槽，经溢流管排入水体。当合流管达到设计流量时，管内进入满流状态，截流管仍为有压流。所以截流管在雨季时，随着雨量大小不同，经截流管进入处理厂的污水量有较大变化。故建议截

流管的充满度按满流设计。

4.2 雨水溢流设施的计算

雨水溢流设施计算的目的是保证在设计雨水流量情况下,合流管道内排水通畅。计算内容主要有:雨水溢流量计算;溢流设施——溢流管水力计算;合流管道泄水能力校核。

4.2.1 当截流井为无恒定截流设施时,截流管污水截流量并非恒定值。设计雨量下,因截流管内为有压流,故截流管内截流流量远大于污水截流量,为简化溢流量计算,建议采用计算公式(4.2.1)。

4.2.2 规定合流管道设计流量按《室外排水设计规范》的规定计算。

4.2.3 规定了溢流管道设计流量按《室外排水设计规范》规定的满流计算。

4.2.4 规定合流管泄水能力校核

为了截流污水和初期雨水,在并内加堰后,必然影响合流管道雨季泄水能力。为保证加堰后不影响上游合流管内泄水能力,应予校核。

日本、前苏联、美国等是靠计算堰长,满足溢流量以保证雨季合流管内泄水能力。其计算公式为:

$$Q_{溢} = Q_{合} - Q_{截} \tag{4.2.4-1}$$

式中 $Q_{溢}$——经过污水截流井溢入水体中流量(L/s);

$Q_{合}$——合流管道中设计流量(L/s);

$Q_{截}$——污水截流井截流量(L/s)。

日本排水规范中,堰长计算公式为:

$$Q_{溢} = 1.8 \cdot b \cdot H^{3/2} \tag{4.2.4-2}$$

式中 b——堰长(m);

H——溢流水头(沿堰长的平均值)(m);

$Q_{溢}$——雨水溢流量(m^3/s)。

前苏联采用溢流量计算公式为:

$$Q_{溢} = 1.96 \cdot b \cdot H^{3/2} \tag{4.2.4-3}$$

美国所用侧堰计算公式为:

$$Q_{溢} = 3.32 \cdot b^{0.88} \cdot H^{1.67} \tag{4.2.4-4}$$

由上列计算公式可见,各国的计算中均认为溢流量与堰长 b,堰上水头 H 有关,即 $Q_{溢} = f(b \cdot H)$。但该计算公式是水力学中渠道内堰前、堰后流量相等时堰溢流量公式。此条件下堰溢流量当然仅与堰长、堰上水头有关。但合流管道中截流井的堰处并非上述状况,而是在堰前多了一个侧向泄流,即污水截流量。所以来水在截流井处分为二部分:堰前分走一部分,过堰流走另一部分。故影响堰溢流量的因素,除了堰长、堰上水头外,还有截流管径 d 和合流管径 D。即 $Q_{溢} = f(D \cdot d \cdot b \cdot H)$。截流管径 d 大小不同,截走的流量不同,当然就影响溢流量的大小。同样合流管管径大小不同,来水量也不一样,也影响溢流量大小,所以忽略这二因素,还用水力学中堰溢流量公式是不适宜的。

美国虽多采用侧堰,但在其计算公式中,也未考虑截流管与合流管的管径大小,公式是在考虑堰后溢流渠道断面未缩小,与堰前渠道一样宽;堰后溢流仍为重力流;存在自由液面

的前提下推导而得。但在侧堰式截流井内，水力条件远非如此，截流管管径 d 远小于合流管管径 D，沿水流方向断面发生了急剧变化，截流管内水流已成为压力流，并非重力流。由于条件的改变，截流管径、合流管径大小同样也将影响溢流量。根据多因素正交试验，方差分析得出污水截流井中影响溢流量的显著因素为合流管管径 D 和截流管管径 d。因此，加大堰长对溢流量影响不大，而工程中又不可能将截面井做得很大，故本规程中没有提出用堰长调节溢流量的公式。

截流井处加堰会降低上游合流管过水能力，堰越高，合流管过水能力降低越大。但截流井处，由于堰前有侧向泄流——污水截流管，从而又加大了合流管过水能力，截流管径越大，合流管过水能力越大。截流井处由于截流管与堰的同时存在，二者对合流管内过水能力的影响刚刚相反。经试验研究得出本规程结论。

本规程主编单位：北京建筑工程学院

参编单位：北京市市政工程管理处

主要起草人：李燕城　王岚　马君兰　冯倩云　王茂才　王春顺　曹洪林　董树信

12.40 合流制系统污水截流井设计规程(CECS 91:97)

1 总　则

1.0.1 为使生物处理鼓风曝气系统设计满足工程建设需要，特制定本规程。

1.0.2 本规程包括曝气器、供风管道、风机的选型及风机房设计。

1.0.3 本规程适用于新建、扩建、改建的城市污水处理工程或工业污水处理工程中的生物处理鼓风曝气系统的设计计算。

1.0.4 鼓风曝气系统设计除按本规程执行外，尚应符合现行有关的国家标准的规定。

2 术　语

2.0.1 曝气器 aerator

用于水中充氧兼搅拌的基本器具或设备。

2.0.2 微孔曝气器 fine bubble aerator

空气通过多孔介质，在水中产生气泡直径小于 3mm 的高效曝气器。

2.0.3 中大气泡曝气器 middle and large air bubble aerator

空气通过曝气器在水中产生气泡直径大于 3mm 以上的曝气器。

2.0.4 可张中、微孔曝气器 openable middle and fine bubble aerator

空气通过具有弹性材质的微孔曝气器或软管时，其上孔缝张开，停止供气时孔缝闭合的一种曝气器。

2.0.5 双环伞型曝气器 double rings umbrella aerator

一种具有双环类似伞状的，在水中产生中大气泡的曝气器。

2.0.6 曝气器标准状态充氧性能 oxygentransfer performance

指单个曝气器在大气压力为0.1MPa、水温为20℃时,对清水的充氧性能。

2.0.7 鼓风曝气系统 aeration blowing system

指由风机、管路、曝气器、除尘器为主组成的系统。

3 鼓风曝气器

3.1 一般规定

3.1.1 根据污水性质、环境要求、管理水平、经济核算,工程设计中可选用鼓风曝气、机械表面曝气、射流曝气等方式,一般宜选用鼓风曝气式。

3.1.2 选用鼓风曝气系统时曝气器应符合下列要求:

1 在某一特定曝气条件下,既能满足曝气池污水需氧要求,又能达到混合搅拌,池内无沉淀的要求;

2 曝气器既要有较高充氧性能,又应有较强混合搅拌能力,同时还应有不易堵塞、耐腐蚀、坚固、布气均匀、操作管理及维修简便,成本低、阻力小和寿命长等性能;

3 选用曝气器所组成的鼓风曝气系统,从整体上应具有节约能量、组成简单、安装及维修管理方便,易于排除故障等优点。

3.1.3 鼓风曝气器分为微孔曝气器及中大气泡曝气器。大、中型城市污水处理厂宜选用微孔曝气器,接触氧化法宜选用中大气泡曝气器。

3.1.4 工程中选用的曝气器,应有该曝气器在不同服务面积、不同风量、不同曝气水深时标准状态下的充氧性能曲线及底部流速曲线。

3.1.5 鼓风曝气器可满池布置,也可在池侧布置。推流式曝气池的曝气器宜沿池长方向渐减布置。

3.2 微孔曝气器

3.2.1 工程中常用微孔曝气器有:

1 可张中、微孔曝气器;

2 平板式微孔曝气器;

3 钟罩式微孔曝气器;

4 聚乙烯棒状微孔曝气器。

3.2.2 可张中、微孔曝气器技术性能应符合《污水处理用可张中、微孔曝气器》CJ/T 3015.4—96的要求,其充氧性能见附录A.0.1。

3.2.3 钟罩式、平板式微孔曝气器技术性能应符合《污水处理用微孔曝气器》CJ/T 3015.1—93的要求,其充氧性能见附录A.0.2。

3.2.4 在不连续曝气的污水生物处理中,当使用微孔曝气器时,应采用可张中、微孔曝气器。

3.3 中大气泡曝气器

3.3.1 工程常用中大气泡曝气器有:

1 双环伞型曝气器;

2 穿孔散流曝气器；

3 网状膜中微孔曝气器；

4 固定螺旋曝气器；

5 动态曝气器；

6 盆形曝气器；

7 穿孔管曝气器。

3.3.2 双环伞型曝气器技术性能应符合《双环伞型曝气器》CJ/T 3015.3—95 的要求，其充氧性能见附录 A.0.3，选用中大气泡曝气器时，宜选用双环伞型曝气器。

3.3.3 选用固定螺旋曝气器时，曝气池水深不宜小于 4.0m，曝气池底部流速不宜小于 0.5m/s。

3.3.4 选用盆形曝气器时，曝气器启动阻力约为 0.01MPa，运行阻力约为 0.005MPa。

3.3.5 选用穿孔管曝气器时，应根据污水性能确定孔径。一般宜为 3～10mm。

3.4 曝气器数量计算

3.4.1 曝气池容积计算

曝气池容积可按下列方法之一计算：

1 按室外排水设计规范公式计算

详见《室外排水设计规范》GBJ 14—87 第 6.6.2 条及第 6.6.3 条。

2 按下述公式计算

1) 污泥负荷

$$F_w = K \cdot L_e \tag{3.4.1-1}$$

2) 曝气池容积

$$V = \frac{24 \cdot Q \cdot (L_i - L_e)}{1000 \cdot F_w \cdot N_w} \tag{3.4.1-2}$$

式中 F_w——曝气池的五日生物需氧量污泥负荷(kg BOD_5/kg MLSS·d)；

K——BOD_5 降解常数由试验确定(L/d)；

L_e——曝气池出水五日生物需氧量(mg/L)；

Q——曝气池的设计流量(m^3/h)；

L_i——曝气池进水五日生物需氧量(mg/L)；

V——曝气池的容积(m^3)；

N_w——曝气池内混合液悬浮固体平均浓度(g/L)。

3.4.2 曝气池面积按下式计算

$$F = \frac{V}{H} \tag{3.4.2-1}$$

式中 F——曝气池面积(m^2)；

H——曝气池水深(h)；

V——由 3.4.1 算得的曝气池容积(m^3)。

3.4.3 曝气池污水需氧量应按下列方法之一计算：

1 按室外排水设计规范公式计算

详见《室外排水设计规范》GBJ 14—87,第 6.7.2 条。

2 按下述公式计算

$$O_2 = 24 \cdot Q \cdot (L_i - L_e) \cdot a' + V \cdot N_w \cdot b' \tag{3.4.3-1}$$

式中 O_2——曝气池污水需氧量(kg O_2/d);

a'——BOD_5 降解需氧量(kg O_2/kg BOD_5);

b'——活性污泥内源呼吸耗氧量(kg O_2/kg MLSS·d);

a'、b'宜通过试验确定,也可参照附录 B.0.1。

3.4.4 曝气池标准状态下污水需氧量按下式计算

$$O_c = \frac{O_2 \cdot C_{s20}}{\alpha \cdot 1.024^{T-20} \cdot (\beta \cdot \rho \cdot P \cdot C_{s(T)} - C_t)} \tag{3.4.4-1}$$

式中 O_c——标准状态下曝气池污水需氧量(kg O_2/d);

O_2——由 3.4.3 算得的曝气池污水需氧量(kg O_2/d);

C_{s20}——20℃蒸馏水中饱和溶解氧值 9.17(mg O_2/L);

α——曝气设备在污水与清水中氧总转移系数之比值;

β——污水与清水中饱和溶解氧浓度之比值;

α、β 值宜通过试验确定,也可参照附录 B.0.2 选用;

1.024——温度修正系数;

T——曝气池内水温,应按夏季温度考虑(℃);

$C_{s(T)}$——水温 T℃时蒸馏水中饱和溶解氧值(mg O_2/L);

C_t——曝气池正常运行中应维持的溶解氧浓度值(mg O_2/L);

ρ——不同地区气压修正系数

$$\rho = \frac{\text{所在地区实际气压(Pa)}}{1.013 \times 10^5 \text{Pa}} \tag{3.4.4-2}$$

P——压力修正系数,按下式计算

$$P = \frac{P_b}{0.206} + \frac{O_t}{42} \tag{3.4.4-3}$$

式中 P_b——空气释放点处绝对压力,按下式计算

$$P_b = P_a + \frac{H}{100} (\text{MPa}) \tag{3.4.4-4}$$

式中 P_a——当地大气压力(MPa);

H——曝气器空气释放点距水面高度(m);

O_t——空气逸出池面时气体中氧的百分数,按下式计算。

$$O_t = \frac{21 \cdot (1 - \varepsilon) \cdot 100}{79 + 21 \cdot (1 - \varepsilon)} \tag{3.4.4-5}$$

式中 ε——曝气器氧的利用率,以%计。

(由附录 A.0.1,A.0.2,A.0.3 中查得)。

3.4.5 风机总供风量按下式计算

$$Q = \frac{O_c}{0.28 \cdot \varepsilon} \tag{3.4.5-1}$$

式中　Q——风机总供风量(m^3/d)；

0.28——标准状态(0.1MPa,20℃)下每立方米空气中含氧量(kgO_2/m^3)；

O_c、ε——见3.4.4。

3.4.6 曝气器数量计算

曝气器所需数量，应从供氧、服务面积两方面计算。

1 按供氧能力计算曝气器数量

$$h_1=\frac{O_c}{24\cdot q_c} \tag{3.4.6-1}$$

式中　h_1——按供氧能力所需曝气器个数(个)；

O_c——由式(3.4.4-1)所得曝气池污水标准状态下生物处理需氧量(kgO_2/d)；

q_c——曝气器标准状态下，与曝气池工作条件接近时的供氧能力。($kg\ O_2/h\cdot$个)；

(见附录A.0.1,A.0.2,A.0.3)

2 按服务面积计算曝气器数量

$$h_2=\frac{F}{f} \tag{3.4.6-2}$$

式中　h_2——按服务面积所需曝气器个数(个)；

F——由式(3.4.2-1)所得曝气池面积(m^2)；

f——单个曝气器服务面积(m^2)；

(见附录A.0.1,A.0.2,A.0.3)

当算得h_1与h_2二者相差较大时，应经调整f或q_c重复上述计算，直至二者接近时为止。

3.5 曝气搅拌能力验算

3.5.1 为满足曝气池混合搅拌需要，曝气还应符合下列条件之一：

1 污水生物处理供风量每立方米污水不应小于$3m^3$；

2 曝气池底部水流速度不应小于0.25m/s。

4 供风管道及计算

4.1 供风管道一般规定

4.1.1 供风管道系指风机出口至曝气器的管道。设计中应尽可能减小管道局部阻力损失，并使各曝气器处压力相等或接近。

4.1.2 大中型处理厂曝气池供风总干管应从鼓风机房引出两条供气管或采用环状布置、或总干管上设气体分配罐，一组池设置一供风干管。

4.1.3 供风管路宜采用钢管，并应考虑温度补偿措施和管道防腐处理。

4.1.4 供风干管上应设置适量的伸缩节和固定支架。

4.1.5 供风管道应在最低点设置排除水分或油分的放泄口。

4.1.6 供风管道应设置排入大气的放风口，并应采取消声措施。

4.1.7 供风支、干管上应装有真空破坏阀，立管管顶应高出水面0.5m以上，管路上所

装阀门应设在水面之上。

4.2 微孔曝气器供风管路

4.2.1 水面以上供风干、支管可采用 UPVC-FRP 复合管(加强聚氯乙烯 + 2mm 玻璃布)或 FRP 管、钢管。水下供风支管也可采用加强聚氯乙烯 UPVC 管。

4.2.2 供风管道为钢管时,必须对管道内进行严格防腐处理,管道外也宜做防腐处理。管内防腐可采用厚 $\delta = 150\mu$ 的铝合金热喷涂或其他方法。

4.2.3 布气支管允许水平高度误差值 ±10mm。

4.2.4 微孔曝气器底盘与布气支管连接后,底盘平面与管轴线水平误差不应大于 5mm。

4.2.5 微孔曝气器固定支架应可调。调整后同一曝气池内曝气器盘面标高最大误差不应大于 5mm,两曝气池之间的曝气器盘面标高,最大误差不应大于 10mm 或按设计要求。

4.2.6 供风支管的间距应通过计算确定,但不宜小于 0.5m。

4.2.7 为便于检修和更换曝气头,也可采用可提式微孔曝气装置。

4.2.8 曝气支管末端应有排除气、水混合物之立管,管端伸出水面,管径不宜小于 15mm,支管与立管连接处孔洞直径以 3~5mm 为宜,管上设有阀门。

4.2.9 微孔曝气器的固定支架,应有足够的锚固力,与池底板进行锚固应考虑所受浮力。

4.2.10 微孔曝气器安装前,应将供风干管、支管等所有管道吹扫干净。

4.2.11 可张中、微孔曝气软管的安装,应按《污水处理用可张中、微孔曝气器》CJ/T 3415.4—96规定和产品技术要求进行。

4.3 中大气泡曝气器供风管路

4.3.1 每组曝气池的供风干管宜为环状布置。

4.3.2 池底供风支管应与池宽平行布置,曝气器可固定在支管上或悬吊于支管下,或在供风支管两侧。固定螺旋曝气器应与池底固定。每根支管所带曝气器不宜太多,以不超过 5 个为宜。

4.3.3 供风立管应与池壁预埋件固定,供风支管应与池底预埋件固定。

4.4 供风管路计算

供风管路计算,可参照《给水排水设计手册》第五册。

5 风机与机房

5.1 风 机

5.1.1 国内目前常用风机

1 罗茨鼓风机

1) TS 系列低噪声罗茨鼓风机

2) R 系列罗茨鼓风机

3) L 系列罗茨鼓风机

2 离心鼓风机

1) 高速单级污水处理离心鼓风机

2) C 系列污水处理离心鼓风机

5.1.2 鼓风机应选用高效、节能，使用方便，运行安全，噪声低、易维护管理的机型，可选用离心式单级鼓风机。小规模污水处理厂中，也可选用罗茨鼓风机。

5.1.3 罗茨风机宜选用 TS 系列低噪声风机和 R 系列罗茨鼓风机。

5.1.4 风机宜选用同一型号，当风量变化较大时，应考虑风机大小搭配，但型号不宜过多。

5.1.5 鼓风机的进气温度应小于 40℃。气体中固体微粒含量，罗茨风机不应大于 $100mg/m^3$，离心式鼓风机不应大于 $10mg/m^3$。微粒最大尺寸不应大于鼓风机气缸内各相对运动部件的最小工作间隙之半。当超过上述规定时应对进入鼓风机的空气进行除尘。

5.1.6 选用离心鼓风机时，应详细核算各种工况条件下风机的工作点，尤其是在冬季，不得接近风机的喘振区和使电机超载，还应考虑送风压力和空气温度的变化。

5.1.7 选用罗茨风机时，应设置风量调节装置。

5.1.8 鼓风机的设置台数，应根据总供风量，所需风压，选用风机单机性能曲线及气温、污水量和负荷变化等综合确定。

5.1.9 风机总供风量，应按第(3.4.5-1)式计算，配置的风机其总容量(不包括备用风机)，不得小于设计所需风量的 95%。

5.1.10 风机的风压应按下式计算

$$H = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + \Delta h \tag{5.1.10-1}$$

式中 H——风机所需风压(MPa)；

h_1——供风管道沿程阻力(MPa)；

h_2——供风管道局部阻力(MPa)；

h_3——曝气器空气释放点以上水静压(MPa)；

h_4——曝气器阻力(MPa)；

Δh——富余水头 $\Delta h = 0.003 \sim 0.005$(MPa)。

其中：微孔曝气器 $h_4 \leqslant 0.004 \sim 0.005$(MPa)

可张中、微孔曝气器 $h_4 \leqslant 0.003 \sim 0.0035$(MPa)

盆型中大气泡曝气器 $h_4 = 0.005 \sim 0.01$(MPa)

其他中大气泡曝气器阻力可忽略不计。

5.1.11 备用风机可用 33% ~ 100% 的备用率计算。大型污水处理厂宜选用低备用率，小型污水处理厂宜选用高备用率。或者按工作鼓风机台数设置，小于等于 3 台时，应设 1 台备用鼓风机，大于等于 4 台时，应设 2 台备用鼓风机。

5.2 空 气 除 尘

5.2.1 用作鼓风曝气系统空气除尘的设施，按其空气净化标准分为粗效(中效)、高效

两类。

5.2.2 应根据鼓风机产品本身和曝气器的要求,设置空气除尘设施。

5.2.3 对于钟罩式、平板式等微孔曝气器,必须进行空气除尘。宜采用粗效—高效顺序联合除尘,除尘后空气中固体微粒含量应小于 15mg/1000m^3。

5.2.4 选用静电除尘器时宜按下述数据进行设计;

1 压力损失小于 0.001(MPa);

2 通过设备的风速 $V<2.0$(m/s);

3 去除固体微粒粒径 $d\geqslant1\mu m$ 气溶胶的去除率宜达 90%~95%以上。

5.2.5 选用静电除尘器时,设计中还应设置上、下水管路及冲洗水预热和加压设施,同时还应设置隔离网与具有联锁功能的安全门等防范措施。

5.2.6 对于其他曝气器的鼓风曝气系统,可采用粗效除尘器。

5.3 鼓 风 机 房

5.3.1 污水处理厂采用鼓风曝气系统时,宜设置单独的风机房。也可根据情况设置敞开式风机站,或采用密闭隔音结构风机房。机房宜布置在曝气池附近。

5.3.2 风机房内外的噪声,应符合《工业企业噪声控制设计规范》GBJ 87—85 的规定。

5.3.3 机房内可设有值班室、配电室、工具室,对单级离心鼓风机房应设水冷却或风冷却系统。

5.3.4 机房内值班室宜有单独出入口,宜用双层玻璃,并应有良好的隔声措施。机房顶板及内墙应采用吸声效果较好的材料贴面。

5.3.5 机房内值班室应有必要的通讯手段和机房内主要设备工况的指标或报警装置。当机房内不设值班室时,机房主要设备工况的指标或报警装置均应引进总值班室。

5.3.6 机房内应有排除积水的设施和承接风管最低点油、水排泄物的设施。

5.3.7 风机房内主要机组的布置和通道宽度应符合《室外排水设计规范》GBJ 14—87 第 4.3.4 条要求。

5.3.8 风机房内起重设备,应根据风机最重部件或电动机的重量,按下列规定选用:

1 起重量小于 0.5t 的可采用固定吊钩或移动吊架;

2 起重量在 0.5~1.0t 时,可采用手动单梁起重设备;

3 起重量在 1.0~3.0t 时,可采用手动或电动单梁起重设备;

4 起重量在 3.0t 以上时,可采用悬挂式或电动桥式起重设备;

5 起吊高度大,吊运距离长或起吊次数多的风机房可适当提高起吊的机械化水平。

5.3.9 需要在机房内检修设备时,应留有维修场所,其面积应根据最大设备或部件的外形尺寸确定,并在周围设宽度不小于 0.7m 的通道和必要的隔音设施。

5.3.10 机房高度应遵守下列规定:

1 无吊车起重设备时,室内地面以上有效高度应不小于 3.0m;

2 有吊车起重设备时,应保证吊起物体底部与所越过的物体的顶部有不小于 0.5m 的

净空；

3 有高压配电设备的房屋高度应根据电气设备外形尺寸及电器要求确定。

5.3.11 设计机房进、出风管道时，应尽量平直，减少各种局部阻力损失。

5.3.12 风机房进风系统宜采用吸风塔和风道组合型式，进风塔顶端宜设置耐用的铝合金百叶窗。风道中设置空气除尘器。在进风塔和风道折点处应设置空气整流板。

5.3.13 进风通道宜带有能自动启闭的安全门。除尘后的空气所经过的风道应进行防尘处理。在地下水位较高处或高温高湿地区，风道内壁应做防潮处理。

5.3.14 风机应有独立基础，并按最大荷载设计。风机与基础间应设隔振垫。

5.3.15 机房内风机进、出风管宜敷设在地沟内，若在地面敷设时，应根据需要设置跨越设施；若架空敷设时，不应跨越电器设备和阻碍通道，通行处架空管管底距地面不宜小于2.0m，且管道应做托架。

5.3.16 机房规模较大时，宜将风机和管道分上、下两层设置。上层安装机组，下层安装进、出风管及旁通回流管。此时可取消进、出风管上的消音器。

5.3.17 风机与进、出风管间应装置避震喉，机房内进、出风管路与风机进、出风管连接处，应设置弹性接头和必要的管支架。

5.3.18 离心式风机进风管路上，应设手动阀门，正常运行时处于常开状态。

5.3.19 罗茨风机应按产品要求设置供机组启闭使用的旁通回流管路，其管径比出风管管径小一号。

5.3.20 每台风机出风管道和旁通回流管道上宜设电动阀门及逆止阀，电动阀门宜选用V型球阀或对夹式电动蝶阀，逆止阀宜选用蝶式止回阀。

5.3.21 机房外供风管道宜埋地敷设，若在地面上宜包扎隔音材料。

5.3.22 机房内或外应设有风量、风压、风温等一次、二次仪表，供风管路上风量仪宜用涡街式流量计。

5.3.23 鼓风机房空气管路设计应满足试车及允许范围内的风量、风压调节要求。

5.3.24 应为机房操作人员配置必要的个人防护用具。

附录A 几种曝气器充氧性能

A.0.1 可张中、微孔曝气器

HGB型橡胶膜微孔曝气器清水充氧性能　　**表A.0.1**

工作条件			充氧能力		
服务面积 $f(m^2)$	水深 $H(m)$	风量 (m^3/h)	充氧能力 $q_c(kg/h)$	氧利用率 $\varepsilon(\%)$	理论动力效率 $E[kg/(kw\cdot h)]$
0.5	4.3	2	0.148	22.9	7.38
		3	0.198	20.15	6.2

A.0.2 钟罩式微孔曝气器

刚玉钟罩式微孔曝气器清水充氧性能 **表 A.0.2**

工作条件			充氧能力			
服务面积 $f(m^2)$	水深 $H(m)$	风量 $q(m^3/h)$	Klas (1/min)	q_c (kg/h)	ε (%)	E [kg/(kw·h)]
0.25	4.0	1	0.149	0.082	24.8	8.25
		2	0.284	0.156	23.4	7.82
		3	0.378	0.208	20.9	6.74
0.50	4.0	1	0.067	0.071	21.5	7.33
		2	0.127	0.137	20.4	6.91
		3	0.167	0.180	18.0	5.81
0.80	4.0	1	0.035	0.063	18.9	6.51
		2	0.067	0.118	17.8	5.96
		3	0.099	0.180	17.3	5.73

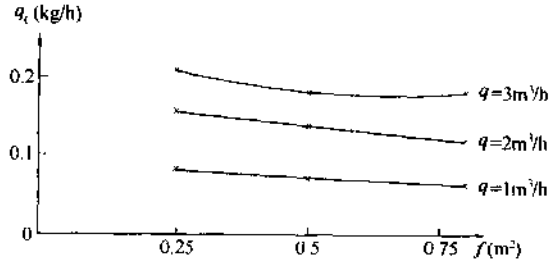


图 A.0.2-1 q_c-q-f 关系曲线

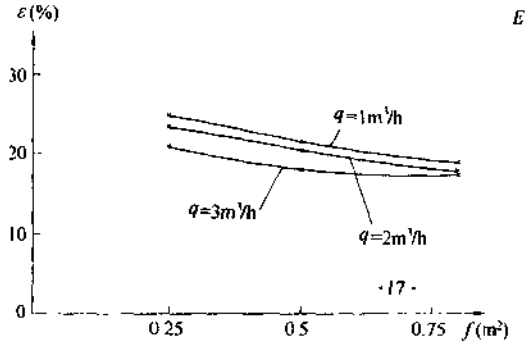


图 A.0.2-2 ε-q-f 关系曲线

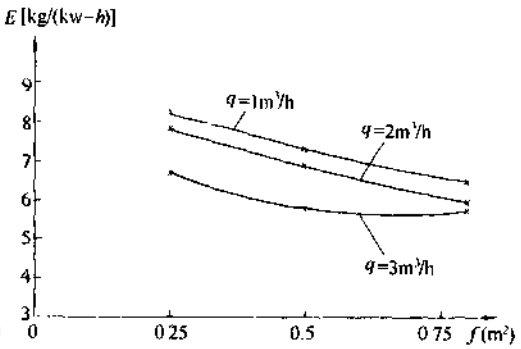


图 A.0.2-3 E-q-f 关系曲线

A.0.3 双环伞型曝气器

φ600 双环伞型曝气器清水充氧性能 **表 A.0.3-1**

充氧性能	有效水深 (m)	服务面积(m²) / 风量(m³/h)	0.8	2.56	4.0
Klas (1/min)	4.3	30	0.536	0.139	0.091
		40	0.756	0.182	0.127
		50	0.932	0.234	0.160

续表

充氧性能	有效水深(m)	服务面积(m^2) / 风量(m^3/h)	0.8	2.56	4.0
q_c (kg/h)	4.3	30	1.05	0.83	0.88
		40	1.43	1.10	1.19
		50	1.81	1.42	1.51
ε (%)	4.3	30	10.9	8.5	9.0
		40	10.9	8.4	9.2
		50	10.9	8.5	9.2
E (kg/kwh)	4.3	30	3.65	2.69	2.81
		40	3.71	2.67	2.93
		50	3.71	2.60	2.96

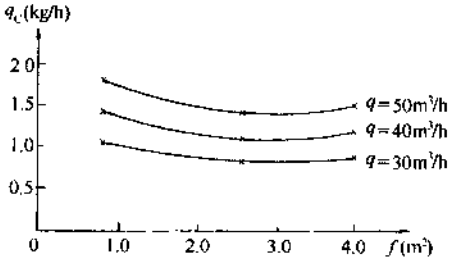


图 A.0.3-1　q_c-q-f 关系曲线

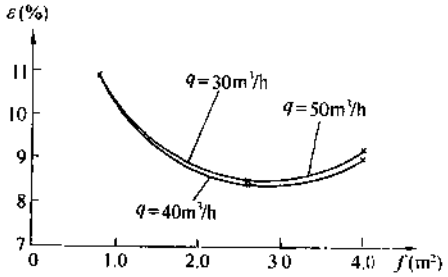


图 A.0.3-2　ε-q-f 关系曲线

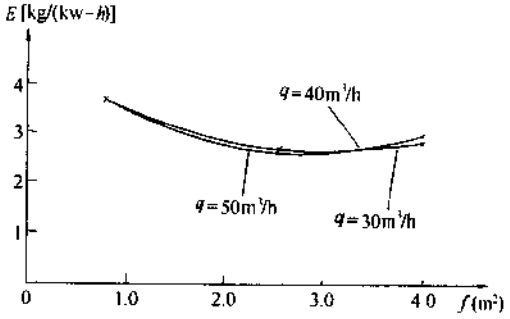


图 A.0.3-3　E-q-f 关系曲线

φ400 双环伞型曝气器清水充氧性能曲线　　**表 A.0.3-2**

工作条件	服务面积 f(m^2)	0.8			1.67			2.56		
	水深 H(m)	4.3			4.3			4.3		
	通风量 q(m^3/h)	10	15	20	10	15	20	10	15	20
清水充氧性能	q_c(kg/h)	0.35	0.52	0.73	0.33	0.48	0.65	0.30	0.47	0.60
	ε(%)	10.8	10.7	11.2	10.3	9.3	9.5	9.1	9.5	9.3
	E[kg/(kw·h)]	3.8	3.6	3.8	3.4	3.6	3.5	3.1	3.3	3.3

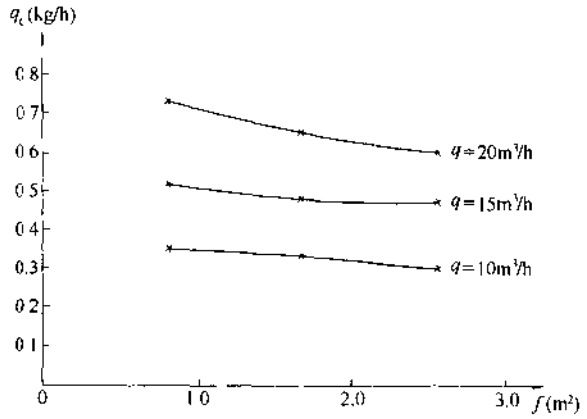


图 A.0.3-4 q_c-q-f 关系曲线

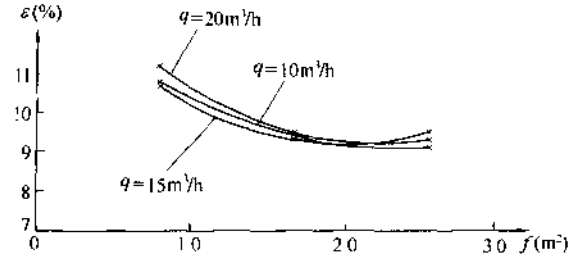


图 A.0.3-5 ε-q-f 关系曲线

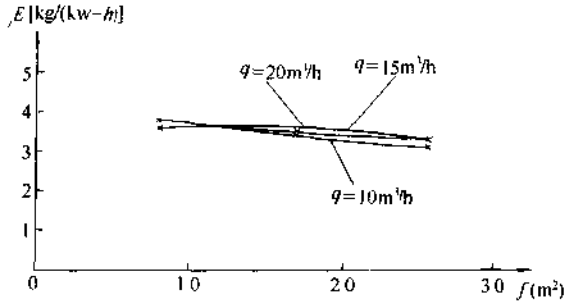


图 A.0.3-6 E-q-f 关系曲线

附录 B 几种污水生物处理的 a'、b'、α、β

B.0.1 几种污水生物处理需氧系数 a'、b'值

污水种类	a'(kg/kg)	b'(kg/kg·d)
城市生活污水	0.42~0.53	0.188~0.11
石油化工	0.75	0.16
含酚污水	0.56	/

续表

污水种类	a'(kg/kg)	b'(kg/kg·d)
合成纤维	0.55	0.142
漂染污水	0.5~0.6	0.065
炼油污水	0.5	0.12
酿造污水	0.44	/
制药污水	0.35	0.354
亚硫酸浆粕污水	0.4	0.185
制浆造纸污水	0.38	0.092
化纤污水(棉浆)	0.4	0.058
制革污水(酶法)	0.43	0.116
印染污水	0.32	0.098

B.0.2 几种污水充氧性能修正系数 α、β 值

污水种类	α	β
城市生活污水	0.8~0.9	0.9~0.95
含酚污水	0.7~0.8	0.85~0.9
印染污水	0.45~0.55	0.7~0.8
石油化工污水	0.75	0.5

条 文 说 明

1 总　则

1.0.1 说明制定本规程的宗旨与目的

鼓风曝气系统是二级生物处理厂的关键部位，它的耗电量不仅占整个处理厂的 50～60%，而且还关系到整个处理厂的处理效果。因此无论是从经济上，还是从技术上，它都是一个重要的内容。

80 年代以后，无论是城市污水，还是工业污水，二级生物处理都得到了推广与普及。但 GBJ 14—87 室外排水设计规范中，有关鼓风曝气系统设计计算不能满足目前工程中采用的技术，如：

1. 现行室外排水设计规范中没有反映微孔曝气系统。

随着城市污水处理厂的兴建和为了节省能源，继天津纪庄子 26 万 m^3/d 污水处理厂曝气池全部改用钟罩式微孔曝气器后，广州大坦沙污水处理厂、天津东郊污水厂、北京高碑店 100 万 m^3/d 污水处理厂、西安污水处理厂等，相继采用微孔曝气器。微孔曝气器的采用，在阻力计算、空气管路布置、防腐要求、空气除尘等方面均有特殊要求，这些极需尽快编写到规程中，以供广大工程设计人员使用。

2. 现行室外排水设计规范中，没有反映曝气器数量的计算。其结果是工程中各行其

是,不仅计算方法多,而且大多不严密、不科学。因而应尽快将此内容补充进规程中。

3. 现行室外排水设计规范,对目前应用较多,节能和低噪声的离心式鼓风机介绍较少,满足不了当前需要。

4. 现行室外排水设计规范对各类曝气器的供氧能力介绍不够。

因此急需尽快的将近些年来经科学试验和生产实践证明已成熟的一些技术整理出来,充实到现行室外排水设计规范中,以满足设计要求。

1.0.2 制定本规程的主要内容

本规程是由曝气器、供风管路、风机及机房三部分组成。

1.0.3 规定了本规程适用范围。

2 术 语

2.0.1 规定了鼓风曝气器的含义

引自 CJ/T 3015.2—93《曝气器清水充氧性能测定》。

2.0.2 规定了微孔曝气器的含义

引自 CJ/T 3015.1—93《污水处理用微孔曝气器》。

2.0.3 规定了中大气泡曝气器的含义

参考 CJ/T 3015.1—93《污水处理用微孔曝气器》的规定。

2.0.4 规定了可张中、微孔曝气器的含义

引自 CJ/T 3015.4—96《污水处理用可张中、微孔曝气器》。

2.0.5 规定了双环伞型曝气器的含义

引自 CJ/T 3015.3—95《双环伞型曝气器》。

2.0.6 明确了标准状态充氧性能含义

引自 CJ/T 3015.2—93《曝气器清水充氧性能测定》。

2.0.7 规定了鼓风曝气系统含义

鼓风曝气系统,作为一个系统,它是由风机、管路、曝气器、除尘器及管路上各种仪器仪表等组成的。

3 鼓风曝气器

3.1 一 般 规 定

3.1.1 规定了曝气方式选用原则

用于污水二级生物处理充氧兼搅拌混合的方法很多,除本条指出的鼓风曝气、机械表面曝气、射流曝气方式外,还有鼓风、机械联合式曝气等,但因为工程设计中应用较少故没有列入。射流曝气(自吸式)因无风机、噪声小在小型生产污水处理厂站中应用较多,故列入本条。

根据国内外目前使用的情况和对环境及运行管理的要求,考虑到机械表面曝气(不含氧化沟)不便调节及在曝气过程中产生较多水雾对周围环境造成污染,故提出宜选用鼓风曝气式。

3.1.2 规定选用鼓风曝气系统时应符合的要求

因鼓风曝气系统是由曝气器、供风管路、风机三个部分组成的一个有机的系统，即鼓风曝气系统。而此系统中曝气器种类和充氧性能、供风管路材质、风机种类和性能又不是单一的，故选用和确定鼓风曝气系统时，首先应该满足污水生物处理要求，既能保证池内污水需氧要求，又能保证搅拌混合要求。在满足此项最基本要求的前提下，因为曝气器是整个系统中一个关键设备，它关系到投资、能耗、运行费用等，故而对它又提出了一些具体要求。但是作为一个系统来讲，曝气器的好坏并不能完全反映这个系统的优劣，因为曝气器种类不同，空气除尘、管路系统等也不同，整个系统的组成难易、能耗、成本也不一样，故还应进一步从整个鼓风曝气系统做进一步论证。所以本条规定选用鼓风曝气系统时应满足上述三项要求。

3.1.3 规定了鼓风曝气器的分类及选用原则

将鼓风曝气器按其在水中产生气泡直径大小分为二类，即气泡直径小于 3mm 的、材质为多孔介质的微孔曝气器和气泡直径大于 3mm 的中大气泡曝气器。

由于工程中所使用的中大气泡曝气器，其充氧性能差别不大，而目前气泡直径测定方法尚无标准。故本条没有将中气泡曝气器作为一类单独列出。

由于微孔曝气器充氧性能好、电耗低，而大中型污水处理厂较正规，有专业人员管理，故宜选用微孔曝气器。

对于接触氧化法由于曝气器多安装在填料之下，接触氧化池投入运行后，曝气器很难进行维修。此外接触氧化法多用于工业污水和小型城市污水处理厂中。处理厂站的正常运行比节能更为突出。故对接触氧化法提出宜选用中大气泡曝气器。

3.1.4 规定了曝气器充氧性能参数的测定要求

国内目前有关曝气器的现况是：曝气器种类多、生产厂家多、曝气器产品样本说明书多、充氧性能数据混乱可信性差，大多曝气器数据无法满足工程设计要求。但是经过近几年的努力，目前曝气器清水充氧性能已有统一测试方法见 CJ/T 3015.2—93，并建有国家环保局批准和国家技术监督局认可的“水污染处理设备质量监督检验中心”。故为对工程设计负责，提出曝气器的充氧性能，必须经统一方法，法定部门检验提供方可。

曝气器底部流速测试方法目前尚无标准，由于该数据是一重要性能指标，故在此也对其提出了要求。

3.1.5 规定了曝气器在池内布置方式

70 年代前曝气器基本是在池一侧布置，根据近年工程中成功经验，加进了满池布置和沿池长渐减布置方式。曝气器沿池长如何分配，由于目前积累经验不多，故未提出具体数据。

3.2 微孔曝气器

3.2.1 给出了国内目前常用的几种微孔曝气器

本条中微孔曝气器基本上反映了国内目前情况，对于中国市政工程东北设计研究院开发的“套袖式微孔曝气器”，因其性质与可张中、微孔曝气器同属一类，故没有单列。

3.2.2 规定了可张中、微孔曝气器的技术性能要求

可张中、微孔曝气器产品的技术性能应符合《污水处理用可张中、微孔曝气器》CJ/T 301.4—96 的要求。由于河北固城县水处理设备厂生产的 HGB 可张中、微孔曝气器清水充

氧性能基本符合本规程 3.1.4 规定,故附录 A.0.1 列出了其数值。

3.2.3 规定了钟罩式、平板微孔曝气器技术性能要求

本条除给出了技术性能要求外,因江都县水处理设备厂生产的刚玉钟罩式微孔曝气器充氧性能基本符合本规程 3.1.4 规定,故附录 A.0.2 中给出了其充氧性能曲线。

3.2.4 规定了微孔曝气器选用原则

由于可张、中微孔曝气器与钟罩式、平板式微孔曝气器充氧性能基本一致,而对空气除尘没有那么严格的要求。此外根据 1994 年 7 月国家科委社会发展司、建设部科技司、机械部重大装备司、国家技术监督局标准化司共同组织的"水工业机械设备、器材、仪器仪表产品技术评估"的结果。故建议在不连续曝气的污水生物处理中选用微孔曝气设备时,应采用可张、中微孔曝气器。

对于聚乙烯棒状微孔曝气器,目前尚无行业标准,其充氧性能也非国家认可检测单位测定,故未有提出具体要求。

3.3 中大气泡曝气器

3.3.1 给出了国内目前常用的几种中大气泡曝气器,对于爪型、散流式曝气器,因为已被其换代产品双环伞型曝气器所取代,故没有列出。穿孔管虽然充氧效率低,但是考虑到设备简单,工程中仍可使用,故仍列出。

3.3.2 规定了双环伞型曝气器技术性能要求

中大气泡曝气器种类虽多,但真正做到资料全,可供工程设计选用的并不多,故本条仅规定了双环伞型曝气器性能应符合 CJ/T 301.3—95《双环伞型曝气器》的要求。由于北京市朝阳区水处理设备厂生产的双环伞型曝气器清水充氧性能基本符合本规程 3.1.4 规定,故附录 A.0.3 列出了其数值。

3.3.3 规定选用固定螺旋曝气器的要求。

固定螺旋是国内 80 年代初,由日本引进开发研制的一种曝气器。在当时国内曝气器种类少,微孔曝气器还未开发的情况下,在 80 年代应用较多。随着生产运行时间的增加,暴露出不少问题。主要归纳成如下三个问题:

1 水深不小于 4.0m,因曝气器本身高度就有 1.5m 左右,安装后曝气器顶部距池底将近 1.8~2.0m,故池内水深不能过小,否则充氧性能不好。

2 从目前运行的曝气池看,大多存在搅拌不好,底部积泥。这是因为:①固定螺旋曝气器数据不全,没有提供底部流速变化性能;②大多设计人员忽略了校核池内混合搅拌而单纯追求减少曝气器的个数,节省投资,选用服务面积 4~6m^2 偏大的结果。

3 玻璃纤维增强塑料材质的固定螺旋曝气器问题较多,由于在池内曝气时受到振动,连接外开裂或因板过薄而断裂的现象时有发生。

3.3.4 明确了盆型曝气器的阻力要求

由于盆型曝气器阻力较大,为避免设计中供风压力计算出现错误,特做本条规定。

3.3.5 规定了穿孔管曝气器孔眼大小选择依据

根据国内穿孔管曝气器多年运行结果,管上孔眼直径大小与污水水质有关。对于水中硬度较高,含油较多的污水,如含酚污水,其孔眼直径宜在 10mm 左右,否则孔眼很快堵塞。

3.3.6 规定了中大气泡曝气器选用原则

因为双环伞型曝气器充氧性能好，资料全，同时也是94年7月有关部门组织评估结果中优先推荐产品，故指出选用中大气泡曝气器时宜优先选用双环伞型曝气器。

3.4 曝气器数量计算

3.4.1 规定了曝气池容积计算方法

本条推荐了二种计算方法

第一种是目前室外排水设计规范中所用方法，利用本法因表6.6.3中没有给出各种工业污水的设计参数 F_w、N_w、F_r，故无法计算，只能如本表所述工业污水的负荷宜由试验确定。这为工业污水生物处理带来了极大不便。此外利用这套公式计算，很多数据是运行中经验数据，如计算需氧量中 $A=0.7\sim1.2kgO_2/kgBOD_5$，不够科学和准确，故提出了第二套计算方法，以解决上述之不足。

第二种计算方法是目前高等院校排水工程(第二版)所讲述的方法，即埃肯费尔德计算式。污泥负荷可通过 BOD_5 降解常数和所需处理程度经计算确定。

3.4.2 规定了曝气池面积的计算

3.4.3 规定了曝气池污水需氧量的计算方法。此条推荐了二种方法，原因同第3.4.1条。城市污水和某些生活污水的 BOD_5 降解需氧量 a'，活性污泥内源呼吸耗氧率 b' 值见附录B.0.1(该值选自高等院校排水工程第二版)。

3.4.4 规定了曝气池标准状态需氧量的计算

因曝气器的充氧性能数据均是指单个曝气器标准状态，即(0.1MPa、20℃清水)下之值，不同压力、不同水温、不同水质，同一曝气器充氧性能不同。而按式(3.4.3-1)所算的曝气池污水需氧量，并不是0.1MPa、20℃清水中之需氧量，故为了计算曝气器的数量，必须将曝气池污水需氧量换成标准状态下之值和曝气器充氧数据处于同一状态之下。

3.4.5 规定了风机总供风量的计算

3.4.6 规定了曝气数量计算方法

对于同一曝气设备在清水、同一温度下当水深不同，服务面积不同，供风量不同时，其充氧性能不同。因此在计算曝气器的数量时应注意以下二点：

第一是选用曝气器充氧性能参数时，应使其测试条件尽可能与设计中曝气池条件一致，如水深、服务面积；

第二是计算曝气器的数量时必须从曝气器的供氧(或供风)和服务面积二个方面计算。因为按式(3.4.6-1)从供氧算得 h_1 值后，即可算出每个曝气器的服务面积 $f=F/h_1$。此值必须和式(3.4.6-1)中所选曝气器供氧能力 q_c 相应的 f 值一致，否则按此数量布置到曝气池后，由于服务面积的改变，每个曝气器的供氧能力 q_c 也将改变，其结果不是造成浪费，就是池内供氧不足。

详细计算可见条文说有“曝气器数量计算举例”。

3.5 曝气搅拌能力验算

3.5.1 规定了曝气池混合搅拌所应符合的要求

为避免池内出现沉淀，影响生物处理效果，本条从二个方面做了规定。即供风量每立方米污水应不小于 $3m^3$，此值取自室外排水设计规范，或是按曝气池底部流速控制，不应小于

0.25m/s。

4 供风管道及计算

4.1 供风管道一般规定

4.1.1 明确了供风管道含义和要求

本条指明供风管道是从鼓风机出风口至曝气器外,包括供风干管、立管、支管等,因为管路中局部阻力大于沿程阻力。故供风管路设计布置中应尽量减少弯头、三通、四通等局部阻力损失以减少能耗。同时为保证曝气器供风量尽可能一致,管路布置中应尽可能使各曝气器处压力一致。

4.1.2 规定了曝气池供风总干管的布置原则

为保证曝气池供风均匀性、安全性而制定的。

4.1.3 规定了供风管路选材和注意事项

4.1.4 规定了供风干管防热胀冷缩措施

为防管道受热胀冷缩影响而损坏,规定干管应设置必要的伸缩节和固定支架。

4.1.5 关于供风管道中设置排除水、油的规定

4.1.6 关于供风管道设置向大气中排气的规定

设计选用风机及搭配后的供风量和实际投入运行后所需风量,绝不可能完全一致,为保证运转的灵活性和管路拆修前排出管道中有压气体,应在供风管路上设置排风口,为减少噪声还应采取消声措施。

4.1.7 规定了供风立管的技术要求

为防止突然停风,池内水回灌入供风管内而采取的措施。

4.2 微孔曝气器供风管路

4.2.1 规定了微孔曝气器供风管路所用管材及要求

本条是根据近几年国内设计、运行管理经验和 CJ/T 3015.1—93、CJ/T 3015.4—96 标准中有关规定提出。

4.2.2 规定微孔曝气器供风管道为钢管时的防腐要求

采用钢管为防因钢管锈蚀而造成微孔曝气器堵塞,必须进行严格的防腐处理。

4.2.3 规定了布气支管水平安装误差要求,见 CJ/T 3015.1—93、CJ/T 3015.4—96。

4.2.4 规定了曝气盘与布气支管安装的水平误差,见 CJ/T 3015.1—93、CJ/T 3015.4—96。

4.2.5 对微孔曝气器固定支架及安装误差的要求

4.2.6 规定了供风支管间距

4.2.7 建议有条件时立管可采用可提式

因微孔曝气器尤其是钟罩、平板微孔曝气器和聚乙烯棒状微孔曝气器极易堵塞,需经常清洗。国外这类曝气器均进行定期清洗。为便于运行管理,考虑到国内已有此设备,并已应用到处理厂中,故提出此条。

4.2.8 规定了排除曝气池内风管中气、水混合物的要求

供风管路在运行中所生成的冷凝水随着风大多进入支管内，还有停气时漏入污水，这部分水应随时通过附设的立管，由风带出管路系统外，以减少管路损失。根据近几年设计、管理经验提出上述数据。

4.2.9 规定微孔曝气器与池底锚固要求

4.2.10 规定了微孔曝气器安装前，对供风管路吹扫要求

为防微孔曝气器堵塞，要求安装前将供风管路全部吹扫干净。

4.2.11 规定了可张中、微孔曝气软管安装要求

因可张中、微孔曝气软管与其他微孔曝气器有所不同，故对管路安装除遵守上述要求外，还有一些独特要求，因要求较多，故选用设计时应参考有关标准和产品技术要求。

4.3 中大气泡曝气器供风管路

4.3.1 规定曝气池供风管路布置原则

因为除个别曝气器外，绝大多数中大气泡曝气器启动与运行阻力小，极易造成沿池供风量不均，故建议每组曝气池供风管路采用环状，两端供气。

4.3.2 规定了池底布气支管及曝气器安装数量等要求

由于同 4.3.1 条一样的道理，布气支管应尽可能的短，支管上曝气器数目也不宜过多，这样才能保证每个曝气器供风量的均匀，根据一些设计单位经验提出此数据。

4.3.3 规定了供风立管、支管与曝气池固定的要求。

4.4 供风管路计算

因供风管路计算无特殊要求，可按一般常规方法进行。故此处没有提出具体要求，而是参照《给水排水设计手册》第五册"城市排水"中方法进行计算。

5 风机与机房

5.1 风　机

5.1.1 给出了目前国内常用风机的种类

因为离心式鼓风机具有风量可调、噪声小、阻力损失小等优点，经过 10 多年的研制、运行、改善，目前已形成污水处理用系列离心风机，故本条将离心式鼓风机作为一个单独品种列出。

本条所列风机类型，取自 94 年 7 月国家部委有关部门组织的水工业机械设备、器材、仪器仪表产品技术评估结果。

5.1.2 规定了鼓风机选用原则

根据目前这几种风机的优缺点和国内使用情况，建议优先选用离心式单级鼓风机。对于小型污水处理厂站来讲，因为受风量限制，目前还多用罗茨风机。

5.1.3 提出了罗茨风机选用顺序

根据 94 年 7 月有关部门组织评估结论。

5.1.4 提出了风机型号选用的要求

考虑运行操作简单，尽量减少风机零部件种类，提出此要求。

5.1.5 规定了鼓风机对进气质量的要求

根据 ZBJ 72030—89《一般用途罗茨鼓风机技术条件》和陕西鼓风机厂离心鼓风机说明书,提出了鼓风机进气温度、空气中固体微粒含量及固体微粒粒径大小的要求。

5.1.6 规定了选用离心鼓风机工作点的要求

根据离心式鼓风机产品说明书的要求提出,为防风机运行时进入喘振区,损坏风机,破坏正常运行。

5.1.7 提出选用罗茨风机时,风量调节问题

因罗茨风机自身无风量调节装置,为节约能量,适应曝气池污水需氧变化,选用罗茨风机时,尽可能考虑风量调节设施。

5.1.8 规定了选用工作风机台数的原则

主要是根据总供风量和单机送风量确定。

5.1.9 规定了风机总供风量及选用风机总供风量值

为了保证生物处理正常运行,规定了所选用工作风机总供风量不得小于设计所需总供风量的95%。

5.1.10 规定了风机压力的计算

风机压力除考虑供风管道沿程及局部阻力损失外,尚应考虑水深、曝气器阻力并应留有一定富余水头。

水深不是指曝气池内水深,系指由管路上释放空气点至水面深。

本条中给出的几种曝气器阻力,除盆型数据取自高等院校排水工程(二)和产品说明书外,其余均来自相关行业标准,富余水头系考虑空气除尘装置,风量计量装置的损失,以及运行中由于曝气器阻塞等造成的阻力增加,而留有的富余压力。中大气泡曝气器宜选用低值,微孔曝气器宜选用高值。

5.1.11 规定了备用风机容量或台数

主要是为了保证处理厂正常运行。

5.2 空 气 除 尘

5.2.1 规定了空气除尘分类

随着微孔曝气器的应用,对空气除尘的认识也逐步深入,根据近几年污水处理应用的经验总结而得。

5.2.2 规定了空气除尘器设置原则

因为鼓风机和曝气器种类不同,对空气除尘要求也不同,故应根据所选风机种类、曝气器种类,选用确定空气除尘设备。

5.2.3 规定了钟罩式等微孔曝气器空气除尘要求、除尘方法

根据近几年对此类微孔曝气器除尘的经验,总结提出除尘方法和除尘要求。空气除尘后固体微粒含量要求系根据 CJ/T 3015.1—93《污水处理微孔曝气器》行业标准要求。

5.2.4 规定了静电除尘器有关设计参数

根据设计单位意见编写,主要来自北京市市政设计研究院。

5.2.5 规定了选用静电除尘器其他设计要求

同5.2.4,也是根据设计单位意见。

5.2.6　明确了其他曝气器除尘方法

因其他曝气设备对空气除尘质量要求不高，为满足风机除尘要求，一般选用粗效除尘方法即可。

5.3　鼓　风　机　房

5.3.1　规定了鼓风机房的设置及方式

根据国内多年运行经验，考虑风机的噪声及辅助设施，规定污水处理厂一般宜设置独立机房。但对一些小型工业污水生物处理厂、站，噪声要求较低时，考虑国内目前也有不设机房而用敞开式风机站的，故也列入本条内。对某些污水处理厂，由于受一些条件限制，如建在居民住宅区内，对防噪要求很严，根据国内使用情况，故提出根据条件也可设置密封式风机房。

5.3.2　规定了风机房噪声应符合的标准

因为《工业企业噪声控制设计规范》GBJ 87—85 中表 2.0.1 规定了生产车间及作业场所的噪声限制值，表 2.0.2 中规定了厂内声源辐射至厂界的噪声 A 声级的限制值，故规定机房噪声应符合此标准。

5.3.3　规定了机房内主要的辅助设施

机房内除有值班室、工具室、配电室外，因离心式鼓风机尚需降温，为保证运行安全，故提出水冷却或风冷却系统。

5.3.4　对机房值班室的隔声提出了一些具体要求

为了减轻噪声对工作人员的伤害，改善工作环境，根据设计管理部门建议提出此条。

5.3.5　规定了机房值班室应有的设施

因鼓风机房是二级生物处理鼓风曝气的源头，事关重大，故机房值班室内应随时掌握风机运行状况，并接受中心调度室的指令关开风机，故应有现代化通信设备和机房内主要设备工况的显示。

5.3.6　规定了机房内排水设施等

为了减轻工人劳动，改善运行中环境，特规定了此条。

5.3.7　规定了机组布置应符合的要求

见《室外排水设计规范》GBJ 14—87 第 4.3.4 条条文说明。

5.3.8　规定了机房内起重设备的要求

基本上参照《室外排水设计规范》GBJ 14—87 第 4.3.3 条。

5.3.9　规定了机房内检修场所的有关规定

基本上参照《室外排水设计规范》GBJ 14—87 第 4.3.5 条。

5.3.10　规定了机房高度有关要求

基本上参照《室外排水设计规范》GBJ 14—87 第 4.3.6 条。

5.3.11　规定了风机进、出风管设计要求

为减少供风管路局部阻力损失。

5.3.12　规定了风机房进风系统的要求

根据近几年设计、运行管理经验提出，整流板设计是为了减小空气阻力。

5.3.13　对进风通道提出了有关要求

进风通道上设置自动启闭安全门,其作用是当防尘器堵塞,廊道内气压降低到一定程度时安全门能自动开启,破坏真空度,防止廊道被大气破坏。防潮、防尘处理是为保证空气除尘后质量不变。

5.3.14 规定了对风机基础所提出的有关要求

为减少风机噪声,规定风机应有独立基础,基础与风机间应设隔振垫。

5.3.15 规定了机房内供风管路铺设的要求

与《室外排水设计规范》GBJ 14—87 第 4.3.9 条一致。

5.3.16 关于规模较大风机房、风机和管道布置的有关要求

根据近年设计运行经验总结提出。

5.3.17 规定了风机进、出风管的安装要求

这些要求目的就是为了降低噪声。

5.3.18 规定了离心式风机进风管路上应设闸阀

因离心式风机在进风口上自身装有进风可调叶轮,因此此闸阀主要是备风机检修之用,故运行中此阀应处于常开状态。

5.3.19 规定了罗茨风机应设旁通回流管路

根据罗茨风机多年运行经验提出,主要是为节约能源,启动时回风用。

5.3.20 规定了风机进、出风管路上应设的闸门及推荐型号

这几种型号阀门系根据近几年设计、运行结果所提出。

5.3.21 提出地面上铺设管道的隔音要求

此条系根据天津市政设计院对天津东郊污水处理厂设计、运行经验总结提出。

5.3.22 规定了机房内应设的仪表及要求

为了正常地运行管理,规定机房内必须设有风机风量、风压、风温等一次、二次仪表及其他仪表。

5.3.23 提出机房空气管路设计应考虑到试车之需要

5.3.24 规定了机房人员应配备的防护用品

风机机房虽然采用了一系列隔音吸声措施,但机房工作人员所处环境对其身心健康仍有一定影响,为此提出此条。

附:曝气器数量计算举例

一、设计参数

设计污水量 $Q=17000m^3/d$,进水 $BOD_5=350mg/L$,要求去除率 $E=85\%$,由试验得:BOD_5 降解常数 $K=0.006$。生物需氧系数 $a'=0.4$、$b'=0.058/d$,污水充氧修正系数 $\alpha=0.7$、$\beta=0.45$。

二、曝气池容积及平面面积计算

1 污泥负荷 F_w

$$F_w=K\cdot L_e=0.006\times350\times0.15=0.315kg/kg\cdot d$$

取 $$F_w=0.3kg/kg\cdot d$$

2 曝气池容积 V

$$V=\frac{24\cdot Q\cdot(L_i-L_e)}{1000\cdot F_w\cdot N_w}=\frac{17000\times350\times0.85}{1000\times0.3\times2.5}=6743\text{m}^3\quad 取\ V=6750\text{m}^3$$

3　曝气池面积 F

取池内有效水深 $H=4.3\text{m}$

$$F=\frac{V}{H}=\frac{6750}{4.3}=1570\text{m}^2$$

三、曝气池内污水需氧量计算

1　池内污水需氧量计算

$$\begin{aligned}O_2&=Q\cdot(L_i-L_e)\cdot a'+V\cdot N_w\cdot b'\\&=\frac{17000\times350\times0.85\times0.4}{1000}+6750\times2.5\times0.058\\&\approx3000\text{kg/d}\end{aligned}$$

考虑到一天中水量与水质的变化，故最大污水需氧量应为：

$$O_2=1.2\times3000=3600\text{kg/d}$$

2　池内标准状态下污水需氧量计算：

$$\begin{aligned}O_c&=\frac{O_2\cdot C_{s(20)}}{\alpha\cdot1.024^{T-20}\cdot(\beta\cdot\rho\cdot P\cdot C_{s(T)}-Ct)}\\&=\frac{3600\times9.17}{0.7\times1.024^{27-20}\times(0.45\times1.0\times1.14\times8.07-1.5)}\\&=15131\text{kg/d}=631(\text{kg/h})\end{aligned}$$

式中　$\rho=1.0$

压力修正系数 P

$$P=\frac{P_b}{0.206}+\frac{O_t}{42}$$

$$P_b=P_a+\frac{H}{100}=0.1+\frac{4.3-0.3}{100}=0.14$$

$$O_t=\frac{21\times(1-\varepsilon)\times100}{79+21\times(1-\varepsilon)}=\frac{21\times0.9\times100}{79+21\times0.9}=19.31$$

$$P=\frac{0.14}{0.206}+\frac{19.31}{42}=0.68+0.46=1.14$$

式中双环伞型曝气器氧利用率 ε 由附录 A.0.3，图 A.0.3-2.2 中查得 $\phi400$ 双环伞型曝气器在服务面积 $f=1.49\text{m}^2$，$q=10\text{m}^3/\text{h}$ 时，$\varepsilon=10.0\%$。

四、风机供风量的计算

$$Q=\frac{O_c}{0.28\cdot\varepsilon}=\frac{15131\times100}{0.28\times10.0}=540393\text{m}^3/\text{d}$$

五、$\phi400$ 双环伞型曝气器数量计算

按照风机供风量计算中所选用曝气器氧利用率 $\varepsilon=10.0\%$ 时，曝气器的工作条件为服务面积 $f=1.49\text{m}^2$，在供风量 $q=10\text{m}^3/\text{h}$ 时，由附录 A.0.3 图 A.0.3-2-1 中查得充氧能力 $q_c=0.33\text{kg/h}$。

由此计算所需曝气器个数 h 为：

1 按供氧能力计算曝气器个数

$$h_1=\frac{O_c}{q_c}=\frac{631}{0.33}=1912\text{ 个}$$

2 按服务面积计算曝气器个数

$$h_2=\frac{E}{f}=\frac{1570}{1.49}=1054\text{ 个}$$

由于 h_1、h_2 相差较大,故需调整有关参数后重新计算。由计算结果 $h_1 \geqslant h_2$ 看,欲使 $h_1 \approx h_2$,应减少曝气器服务面积或是增大曝气器的供风量,提高曝气器充氧能力 q_c 值。

3 按减小服务面积进行调整计算

由附录 A.0.3ϕ400 双环伞型曝气器 $q_c \sim f\varepsilon \sim f$ 关系曲线上,可见,q_c 随服务面积变化不大,为使 $h_1 \approx h_2$,则曝气器服务面积可选用 $f=0.85\text{m}^2$,在 $f=0.85\text{m}^2$、$q=10\text{m}^3/\text{h}$ 时,充氧性能 $q_c=0.35\text{kg/h}$,$\varepsilon=10.7\%$,则所需曝气头个数:

1) 按供氧能力计算

$$h_1=\frac{O_c}{q_c}=\frac{631}{0.35}=1803\text{ 个}$$

2) 按服务面积计算

$$h_2=\frac{E}{f}=\frac{1570}{0.85}=1847\text{ 个}$$

选用 $h=1850$ 个

其服务面积 $f=F/h=0.85\text{m}^2$

总供氧量 $\Sigma q_c=1850\times0.35=648\text{kg/h}>631\text{kg/h}$,满足要求。

4 按增大供风量进行调整计算

在服务面积 $f=1.49\text{m}^2$ 不变的情况下,供风量增大到 $q=15\text{m}^3/\text{h}$,此时充氧性能 $q_c=0.49\text{kg/h}$,$\varepsilon=10.0\%$,则所需曝气器个数:

$$h_1=\frac{O_c}{q_c}=\frac{631}{0.49}=1288\text{ 个}$$

$$h_2=\frac{F}{f}=\frac{1570}{1.49}=1054\text{ 个}$$

h_1、h_2 相差较大,可以减少服务面积再次计算,此次取服务面积 $f=1.25\text{m}^2$,供风量不变,仍为 $q=15\text{m}^3/\text{h}$,此时由附录 A.0.3 图 A.0.3-2-1 查得 $\varepsilon=10.5\%$,$q_c=0.49\text{kg/h}$,则

$$h_1=\frac{O_c}{q_c}=\frac{631}{0.495}=1275\text{ 个}$$

$$h_2=\frac{F}{f}=\frac{1570}{1.25}=1256\text{ 个}$$

选用 $h=1280$ 个

其服务面积 $f=F/h=1570/1280=1.23\text{m}^2$

总供氧量 $\Sigma q_c=1280\times0.495=634\text{kg/h}>631\text{kg/h}$,满足需氧要求。

5 曝气器个数确定

由上述计算可得出 2 个方案,现列表对比如下:

曝气器个数确定方案对比表

方　案	1	2
曝气器个数	1850	1280
氧利用率(%)	10.7	10.5
风机供风量(m^3/min)(按 631kg/h 需氧量)	351	358
曝气器(130 元/个)一次投资(万元)	24.05	16.64
动力效率 E(kg/kW·h)	3.58	3.50
电耗(万度/年)(按 631kg/h 需氧量)	154.4	157.9
电费(万元/年)(按 0.5 元/度)	77.2	79.0
对比$\left(\frac{设备}{电费}\right)$	$\frac{24.05-16.64}{77.2-79.0}=\frac{7.41}{1.8}=4.1$ 年	

由表中可见，方案 1 虽然曝气器个数多，一次投资比方案 2 多 7.4 万元，但方案 1 因曝气器个数多，池内布气更加均匀，单个曝气器供风量小，管内风速低，管路、曝气头振动小，更安全可靠。而曝气头寿命可达 10 年以上，多投入的成本可由节省的电费中在 4.1 年中收回，而每年又可节省 3.5 万度电，故综合以上因素选用：

ϕ400 双环伞型曝气器　　$h=1850$ 个

单个服务面积　　$f=0.85m^2$

风机供风量　　$Q=351m^3/min$

本规程主编单位：北京建筑工程学院

主要起草人：李燕城、王茂才

附　　录

附录 1　暴雨强度公式

暴雨强度公式是确定雨水设计流量的基本依据之一。1974 年版的给水排水设计手册第 6 册《室外排水与工业废水处理》列出三种暴雨强度公式推导方法。近年来国内对暴雨公式的研究分析,取得了一定的进展。在肯定数理统计法的基础上,对公式形式、选样方法、频率分布、参数求解、电算应用、成果优化、精度提高、工时缩短等方面做了大量工作,有不少改进。

现将我国若干城市暴雨强度公式及其主要编制方法收编于后,供参考选用。

附录 1.1　暴雨强度公式手算编制方法

暴雨强度公式手算编制方法,系以 1974 年版《室外排水与工业废水处理》手册上暴雨强度公式的推导方法——数理统计法为基础,由北京市市政设计院加以删改增补。

附录 1.1.1　分析资料阶段

附录 1.1.1.1　资料年数及选样方法

(1) 编制暴雨强度公式的依据资料是当地的自记雨量记录。记录年数一般要求在 20a 以上,最少也要在 10a 以上。当只有 10a 或略长一点时,必须是连续的。

(2) 选取站点的条件:记录年数最长的一个固定点,位置接近城镇地理中心或略偏上游。

(3) 选取降雨子样的个数应根据最低计算重现期确定。最低计算重现期为 0.25a 时,则平均每年每个历时选取 4 个最大值;最低计算重现期为 0.333a 时,则平均每年每个历时选取 3 个最大值。由于任何一场被选取的降雨不一定它的 9 个历时的强度值都被选取,因而实际选取的降雨场数总要多于平均每年 3 或 4 场(北京最低计算重现期为 0.25a,实际选取了 5.7 场)。

(4) 按超定量法选样。为了保证使准备的资料足够选取之用,又要使剩余而被舍弃的资料不致很多,要确定一个适宜的强度值作为定量标准。例如编制北京新的暴雨强度公式,就是取旧的公式 $P=0.2a$ 与 $P=0.17a$ 之间的一个比较整齐的数值作为标准,见附表 1。

北京暴雨公式准备资料的强度定量标准(mm/min)　　**附表 1**

P (a)	平均每年选取场数	旧公式	历时 (min)								
			5	10	15	20	30	45	60	90	120
$P=0.2$	5	$\frac{5.24}{(t+5)^{0.68}}$	1.095	0.831	0.683	0.587	0.467	0.366	0.307	0.237	0.197

续表

P (a)	平均每年选取场数	旧公式	历时 (min) 5	10	15	20	30	45	60	90	120
北京强度标准	5~6		1.0	0.8	0.65	0.55	0.45	0.35	0.28	0.22	0.18
$P=0.17$	6	$\frac{4.733}{(t+5)^{0.68}}$	0.989	0.751	0.617	0.530	0.422	0.331	0.277	0.214	0.178

(5) 按照以上规定,将达到定量标准的降雨(只要有一个历时达到就算达到)逐场选出,编制各场降雨不同历时强度表,按年月日先后次序排列,见附表 2。

各场降雨不同历时强度 **附表 2**

序号	降雨年月日	各历时强度 (mm/min) 5min	10min	15min	20min	30min	45min	60min	90min	120min
1										
2										
3										
⋮										
⋮										

(6) 从上表中选取各历时最大强度(3 或 4)×N 个,按强度大小顺序排列,填入各历时降雨强度统计表,作为编制暴雨强度公式的基础资料。见附表 3。

各历时降雨强度统计 **附表 3**

序号	各历时强度 (mm/min) 5	10	15	20	30	45	60	90	120
1									
2									
3									
⋮									
⋮									
n									
Σi									
$\bar{i}$									
σ_{n-1}									
C_v									

附录 1.1.1.2 降雨资料统计注意事项

(1) 要求记录的降雨自记曲线完整,没有曲线中断、虹吸发生大的误差、笔尖洇水使线位不准等等缺陷。当曲线虽有一些小的缺陷。但能根据已知数据用适当方法插补或调整时,也可以采用。如缺陷较多较大,又无法调整时,应弃置不用。但如系二年以上重现期的暴雨,则最好能找到附近站点(同一城市或距离极近的相邻城镇)的记录补上代用。

(2) 在采用的降雨自记曲线上统计5、10、15、20、30、45、60、90、120min9个规定历时的最大降雨量，即找出该段历时内降雨曲线最陡的部分进行统计，然后除以历时，得出相应历时的最大强度。

(3) 当一次降雨包含前后两段达到选取标准的高强度部分时，若其中间低于0.1mm/min的降雨(包括停止降雨)持续时间超过120min，应分为两场雨统计。

(4) 有时一场雨的实际降雨总历时小于暴雨公式所规定的统计历时，特别是45、60、90、120min这几个较长的历时，这种情况下，统计上规定：大于实际降雨总历时的各时段降雨强度仍由总降雨量除以各该时段而求得。

这种规定，把降雨已经停止的历时还照样按有雨来统计，在汇流上很难讲通，但目前尚无较合理的方法，只能暂时沿用。

(5) 摘取某一历时内的最大降雨量，可采用最简单的目估统计法，即首先直接由记录曲线上目估出最陡的几段，然后累计每一段的总雨量再从中选出最大值。按照这种办法，熟练以后，一般只要比较一二段就可确定。

附录1.1.1.3 降雨资料的频率调整

(1) 直接统计：当不要求较高的精度时，可采用最简便的直接统计法。按(附式-1)算出各计算重现期P的序号m(附表3)，由m查到降雨强度i，即得P、i、t关系值。

$$m=\frac{N}{P} \qquad \text{(附式-1)}$$

式中 N——资料记录年数。

采用直接统计法的条件是：

1) 计算重现期小于资料年数。

2) 子样点的频率分布比较规律。

如子样点频率分布上出现严重的不合理理象，则需对实测子样资料加以频率调整。

(2) 经验频率曲线：按公式(附式-2)计算每一个子样的经验频率，

$$P_n=\frac{m}{n+1}\times 100\% \qquad \text{(附式-2)}$$

式中 m——计算的于样在系列中按大小顺序排列的序号；

n——子样的总个数。

在机率格纸上，以降雨强度i为纵坐标，经验频率P_n为横坐标，将某一历时的子样逐一点出，根据点群分布趋势，勾绘一条平滑曲线，即为该历时降雨强度经验频率曲线。再按计算重现期对应的频率在各历时经验频率曲线上截取降雨强度，即得P、i、t关系值。

经验频率曲线的可取之点是它的图上勾绘要比理论频率曲线的反复试算简便得多，其精度高子直接统计法，低于理论频率曲线，如勾绘的曲线与子样点适合较好，也能满足编制暴雨公式的要求。采用经验频率曲线的条件与直接统计法的两条相同。

(3) 理论频率曲线：目前在我国应用比较广泛的理论频率曲线是皮尔逊Ⅲ型曲线。用皮尔逊Ⅲ型曲线调整频率的步骤如下：

1) 求离差系数C_v：利用电子计算器的功能，在累计每个历时全部子样i值之后，同时即可得出总和Σi，平均降雨强度$\bar{i}$及均方差σ_{n-1}，然后按公式(附式-3)求出C_v，将这4个数值填入各历时降雨强度统计表的最后，见附表4。

北京 1941～1980 年各历时降雨强度统计(mm/min) 附表 4

序 号	历 时 (min)								
	5	10	15	20	30	45	60	90	120
1	4.700	3.560	3.393	3.135	2.803	2.513	2.180	1.657	1.388
2	4.000	3.390	3.013	2.520	1.890	1.540	1.270	0.988	0.831
3	3.960	3.380	2.707	2.450	1.880	1.402	1.168	0.916	0.762
4	3.820	3.330	2.693	2.140	1.833	1.391	1.107	0.878	0.731
5	3.760	3.170	2.387	2.085	1.547	1.269	1 022	0.743	0.630
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
156	1.080	0.870	0.733	0.635	0.493	0.382	0.325	0.250	0.203
157	1.080	0.870	0.733	0.635	0.493	0.380	0.325	0.250	0.203
158	1.080	0.860	0.733	0.635	0.490	0.380	0.323	0.247	0.203
159	1.080	0.860	0.733	0.630	0.490	0.380	0.323	0.247	0.203
160	1.080	0.860	0.727	0.625	0.487	0.378	0.323	0.247	0.202
Σi	268.200	213.390	178.258	155.440	124.880	98.193	81.959	62.392	51.337
$\bar{i}$	1.67625	1.33369	1.11411	0.97150	0.78050	0.61371	0.51224	0.38995	0.32086
σ_{n-1}	0.63454	0.49941	0.42291	0.38380	0.32621	0.26951	0.22794	0.17728	0.14729
C_v	0.37855	0.37446	0.37959	0.39506	0.41795	0.43915	0.44498	0.45462	0.45907

$$C_v = \frac{\sigma_{n-1}}{\bar{i}} \qquad \text{(附式-3)}$$

这种求 C_v 的方法较为简便,避免了过去用 $C_v = \sqrt{\frac{\Sigma(K-1)^2}{n-1}}$ 公式列表求 K 的繁重计算。

2) 试凑偏差系数 C_s,查离均系数 Φ,计算理论频率强度 i_p:在绘有子样点的机率格纸上,先用铅笔轻轻勾出经验频率曲线,找出一个子样点,既恰好压在这条曲线上,又恰好压在某一理论频率坐标线上,以该点的强度作为理论频率强度 i_p,由公式(附式-4)反算出离均系数 Φ,

$$i_p = (\Phi C_v + 1)\bar{i} \qquad \text{(附式-4)}$$

再以 Φ 和该点的频率由离均系数表上反查出 C_s。

根据以上求得的 C_s 初值,由离均系数表上查出各理论频率下的 Φ,按公式(附式-4)计算各理论频率强度 i_p,连成理论频率曲线,检查与子样点群的适合情况。如不甚适合,再调整 C_s,重新计算。这样经过一二次的调整,一般可求得较为满意的理论频率曲线。计算可列表进行,见附表 5。

各历时降雨强度理论频率曲线计算

（只列出 $t=5$ 一个历时的计算表，说明表格形式及计算步骤，其他历时的计算表从略。）

附表 5

$t=5, \bar{i}=1.676, C_v=0.379, C_s=2.10$

P (%)	Φ	ΦC_v	$K_p=\Phi C_v+1$	$i_p=K_p\bar{i}$
0.01	8.43	3.1950	4.1950	7.031
0.1	6.04	2.2892	3.2892	5.513
1	3.66	1.3871	2.3871	4.001
2	2.94	1.1143	2.1143	3.544
5	2.00	0.7580	1.7580	2.946
10	1.29	0.4889	1.4889	2.495
20	0.59	0.2236	1.2236	2.051
50	−0.32	−0.1213	0.8787	1.473
80	−0.76	−0.2880	0.7120	1.193
90	−0.869	−0.3294	0.6706	1.124
95	−0.915	−0.3468	0.6532	1.095
99	−0.946	−0.3585	0.6415	1.075
99.9	−0.952	−0.3608	0.6392	1.071

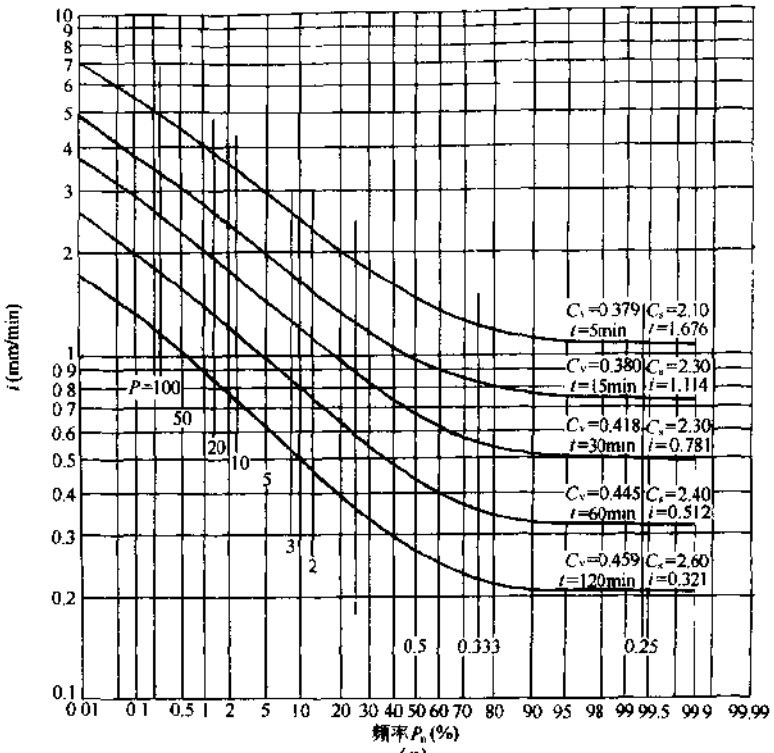
在确定的理论频率曲线上按计算重现期对应的频率截取理论频率强度，即得 P、i、t 关系值，见附表 6。

P、i、t 关系值　　**附表 6**

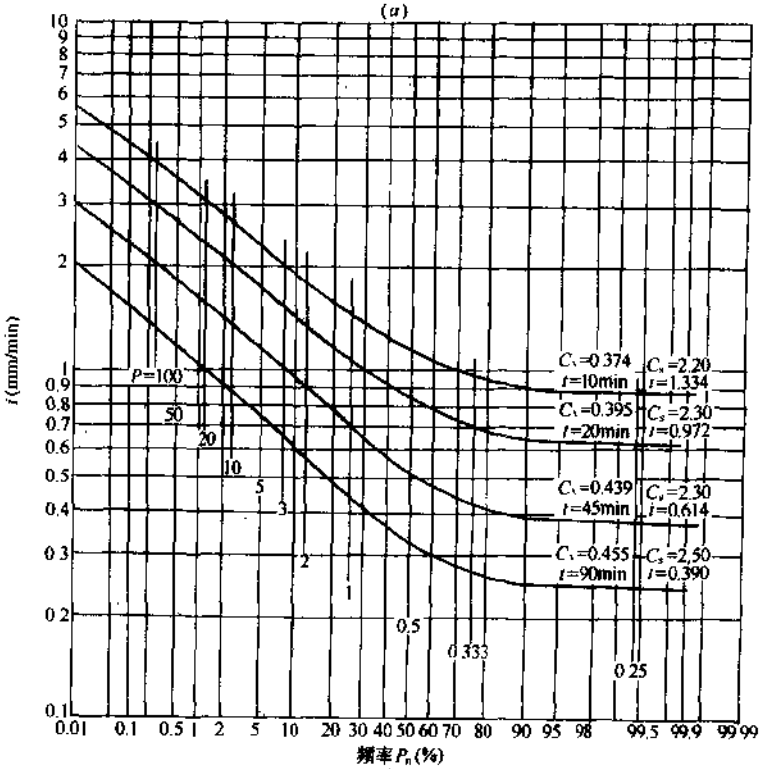
i(mm/min) \ t(min) \ P(a)	5	10	15	20	30	45	60	90	120
0.25	1.08	0.375	0.74	0.635	0.495	0.378	0.323	0.243	0.208
0.333	1.23	0.985	0.825	0.715	0.565	0.432	0.360	0.273	0.226
0.5	1.47	1.18	0.965	0.835	0.675	0.516	0.435	0.326	0.267
1	1.91	1.52	1.25	1.10	0.895	0.70	0.585	0.442	0.360
2	2.35	1.85	1.54	1.36	1.12	0.895	0.745	0.566	0.46
3	2.60	2.07	1.72	1.53	1.25	1.00	0.845	0.643	0.533
5	2.93	2.33	1.96	1.74	1.44	1.14	0.975	0.745	0.615
10	3.42	2.69	2.30	2.02	1.69	1.35	1.15	0.875	0.725
20	3.81	3.07	2.57	2.32	1.91	1.55	1.31	1.01	0.84
50	4.45	3.55	2.99	2.70	2.25	1.34	1.55	1.20	1.01
100	4.90	3.92	3.32	3.00	2.53	2.05	1.73	1.33	1.14

$$P_n=\frac{N}{(n+1)P}\times 100(\%)$$

P	0.25	0.333	0.5	1	2	3	5	10	20	50	100
P_n	99.38	74.61	49.69	24.84	12.42	8.28	4.97	2.48	1.24	0.50	0.25



(a)



(b)

附图 1 P-Ⅲ型曲线适线

(a) Ⅰ组；(b) Ⅱ组

(4) 计算重现期:计算重现期一般按0.25、0.333、0.5、1、2、3、5、10a统计。当选用的公式形式与多年统计的 p、i、t 点分布规律各历时各重现期都比较吻合,也可统计更高的重现期。否则,统计过高的重现期必将出现大的均方差。

【例】 北京有40a自记雨量资料,用皮尔逊Ⅲ型曲线对原始资料加以调整。

【解】 (1) 根据原始自记降雨曲线,经过摘取、统计、选样、排列,40a共取160个取大值见附表4。

(2) 用电子计算器累计160个 i 值,得出 Σi、$\bar{i}$ 及 σ_{n-1},用公式(附式-3)算出 C_v,一并填入附表4。

(3) 将160个 i 及其经验频率点在机率格纸上,试凑 C_s,结果见附图1,计算结果见附表5。

(4) 将算得的各个频率的 i_p 点在机率格纸上,其连线就是经过调整的理论频率曲线,见附图1,由曲线上截取 P、i、t 关系值,见附表6。

附录1.1.2 编制公式阶段

附录1.1.2.1 图解法

(1) 绘制降雨强度历时曲线图:在双对数格纸上以 i 为纵坐标,t 为横坐标,根据 P、i、t 关系值,绘制各计算重现期 P 的降雨强度历时曲线,作为图解求算 b、n、A 三个参数的基础图,见附图2。

(2) 求各单一重现期分公式的 b:在上述某一重现期曲线的各个历时 t 上,试加相同的一个值,凑至各点的连线成为一直线,此时之值即为所求之 b,见附图2。在图解法中 b 是比较容易先行确定的参数。以 b 作为根据,n、A、C 就可以比较容易求解。因此 b 又是对其他参数的精度有决定性影响的一个参数,要细心试凑。

为了减少试凑次数,减小试凑误差,下列几点可供选凑 b 值时参考:

1) 降雨强度历时曲线多数都呈凸形,少数成为直线,因此 b 一般都是正值,其大小依曲线的曲率而定。曲率大,b 值就大;曲率小,b 值就小;曲线变为直线,b 值为0。我国的 b 值范围目前出现的是0~50,其中出现较多的是在10的上下。

2) 加 b 以后的9个点,很少能够全部都恰好在一条直线上,有些点会有少许出入。只要能够找出一条适宜的直线,使不在线上的每个点与该直线的垂直距离达到最短,并使两边各点与该直线的垂直距离总和约略相等,就算合适的适线,这时的 b 即可确定,否则就须重新选 b 再试。

3) 试凑是一个由粗到细的过程,大致分为三步:

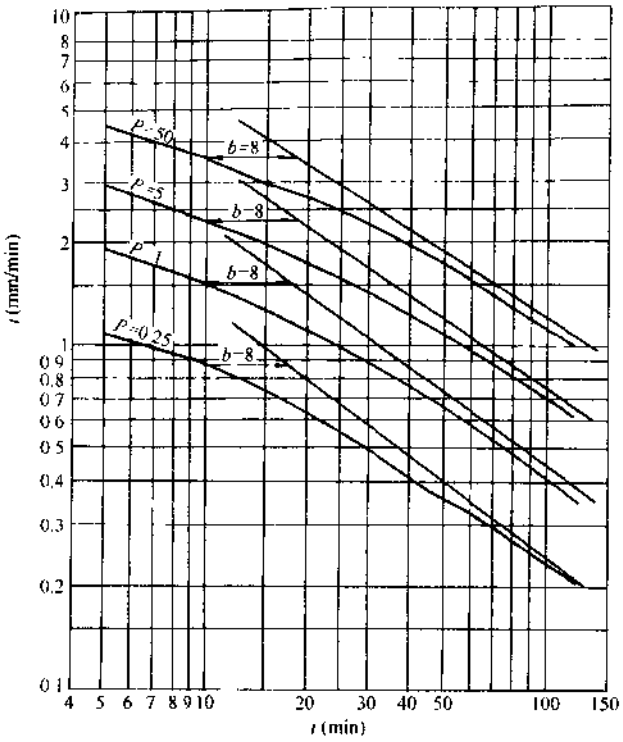
① 探试:只选10、30、90min 3个历时做初步探试,目的是找出比较接近的 b。

② 核定:按2)项要求用9个历时进行全面检核,围绕上述找出的 b,再假设不同的值,反复摆试,目的是凑得比较合适的 b。

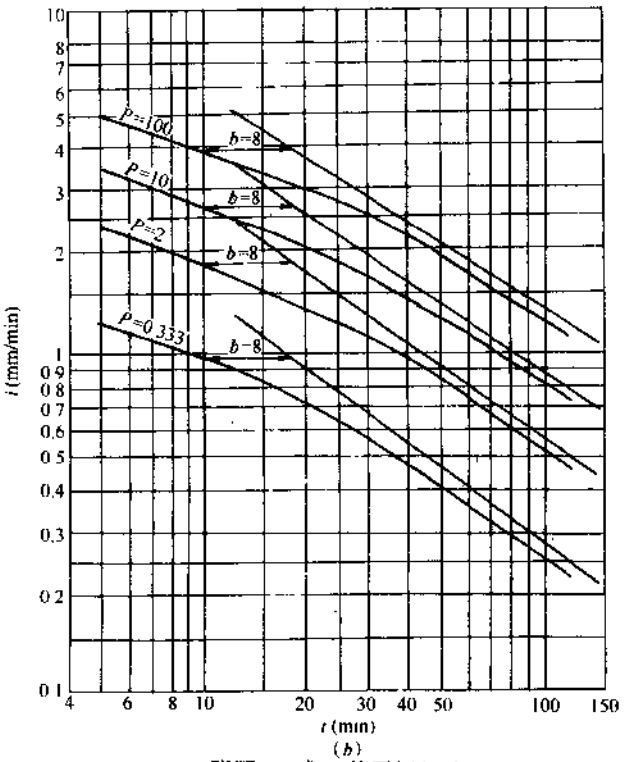
③ 微调:由于在双对数格纸上高强度位置与低强度位置的等距离所表示的强度差并不相同,因此还需要进行微调,使适线与不在其上的高强度点的距离比低强度点更要近些。经过微调,确定采用的 b,同时也就确定通过 $t+b$ 各点合适的直线。

4) 精度要求,一般取到整数即可。

(3) 求各单一重现期分公式的 n:n 就是降雨强度历时曲线各历时加 b 以后所凑成的直线的斜率,即(2)项中确定 b 值时同时确定的通过 $t+b$ 各点合适的直线的斜率,可选用该



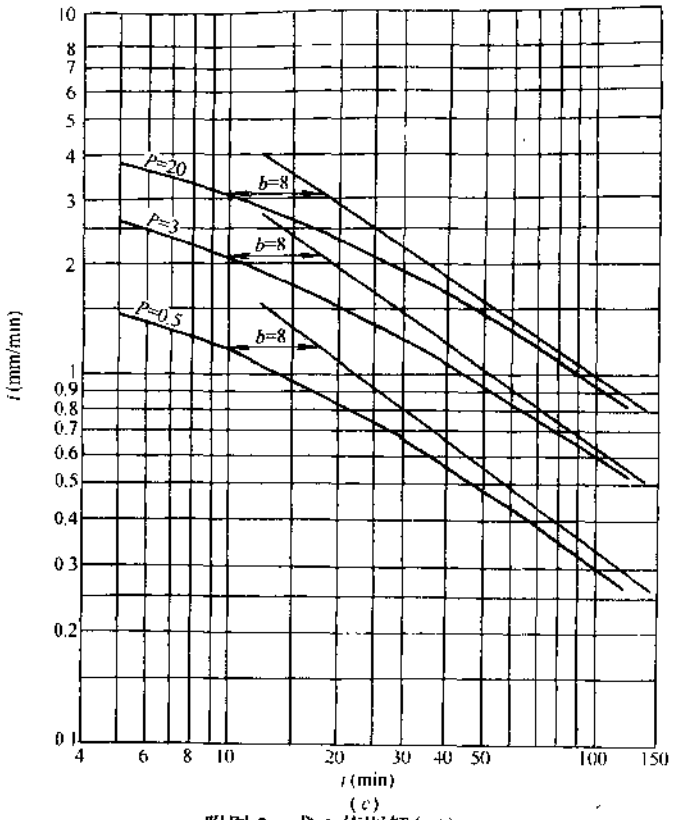
(a)



(b)

附图 2 求 b 值图解(一)

(a) Ⅰ组;(b) Ⅱ组



(c)

附图2 求 b 值图解(二)

(c)Ⅲ组

直线通过的($t=10+b$、i_{10})和($t=90+b$、i_{90})二个点进行计算,公式为

$$n=\frac{\lg i_{10}\cdot\ \ln i_{90}}{\lg(90+b)-\lg(10+b)} \qquad \text{(附式-5)}$$

式中 i_{10}和 i_{90}都是经过调整并确定以后的数值。由于 n 值精确与否对公式的均方差有很大影响,因此在确定 n 值时甚至应当比选凑 b 值更为审慎。

我国的 n 值范围目前出现的是 0.3~1.1,其中出现较多的是 0.6~0.9。

精度要求,一般取到小数三位。

(4) 求各单一重现期分公式的 A:根据以上求得的 b、n、i_{10}和 i_{90}计算 A_{10}和 A_{90}加以平均,公式为

$$A=\frac{1}{2}[i_{10}\times(10+b)^n+i_{90}\times(90+b)^n] \qquad \text{(附式-6)}$$

精度要求,一般取到小数三位。

用式(附式-6)计算的 A_{10}和 A_{90}的误差,在不是很高的降雨强度情况下,小于 0.005 时属于精度较高,可放心采用;大于 0.005、小于 0.1 时,也属可用;大于 0.01 时就说明选用的 b、n 不够合适,最好重新调整。因此 A 又是三个参数中具有检验精度作用的一个参数。

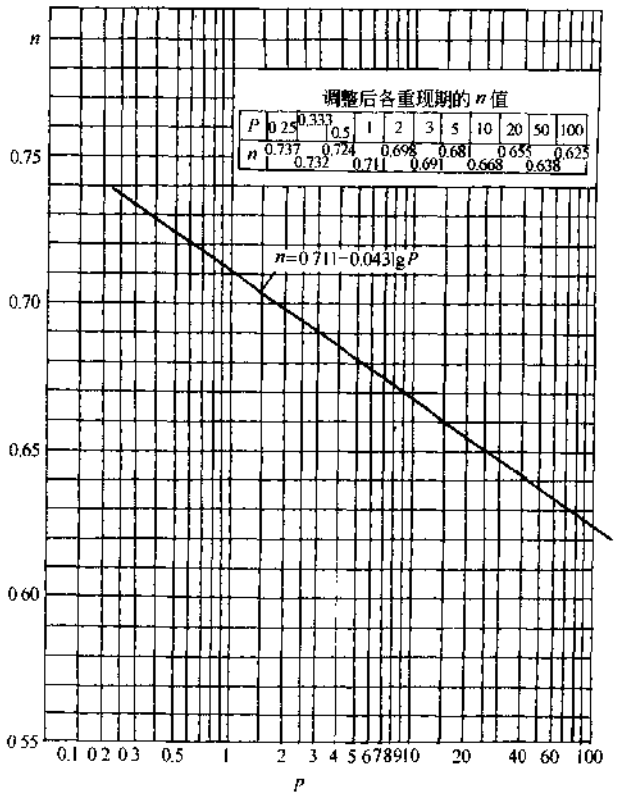
(5) 得出分公式(当不需要单独的分公式时,可省略这一步):

将以上求得的参数 b、n、A 的值代入 $i=\frac{A}{(t+b)^n}$,即得各单一重现期的分公式。

(6) 求包括各重现期的总公式的 b、n：以上求得的 b 或 n，各重现期一般都是不同的值，可按具体情况，分别处理：

1) 当各个 b 值或各个 n 值出入较小时，用平均的办法得出$\bar{b}$或$\bar{n}$，作为代入总公式的参数值。

2) 当各个 b 值或各个 n 值变动较大时，设法找出它们变动的规律，用反映该变动规律的函数代入总公式，见附图 3。



附图 3 n 值调整

一般它们是随重现期 P 而变动。例如 b，用函数表示的变动形式有 $b_1+m\lg P$(上海公式)、b_1P^m(成都公式)、$b_1+b_2P^m$(天津过去的公式)等。n 也可以有类似的函数形式。

(7) 求总公式的 A_1：分公式的 b、n 经过总公式调整以后，须据以重新适线，相应地调整各分公式的 A 值。经过 A、P 关系的再一次调整，见下面的(8)，将 $P=1$ 的 A 值代入总公式，即为 A_1。

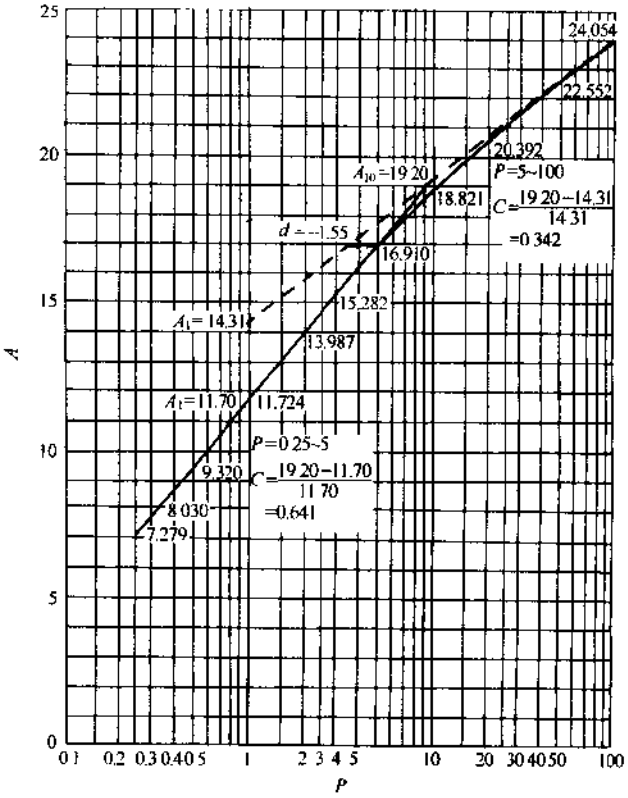
(8) 求总公式的 C，即求 A-P 关系：在半对数格纸上，以横坐标(对数格)表示 P，纵坐标(算术格)表示 A((7)项中根据总公式的 b、n 计算出的 A)，绘出各个 P-A 点。

当 b 和 n 都是采用平均办法得出的定值时，情况较简单，各 P-A 点在半对数格纸上基本呈直线关系，可确定一条经过各点的适宜的直线，在该直线上截取 A_1($P=1$a 的 A 值)和 A_{10}($P=10$a 的 A 值)，即可列出 C 的计算公式：

$$C=\frac{A_{10}-A_1}{A_1} \qquad \text{(附式-7)}$$

这时总公式中雨力 $=A_1(1+C\lg P)$。

当 b 和 n 为采用以函数表示的变值时，情况就较复杂，各 P-A 点在半对数格纸上基本呈曲线关系，可在各个 P 上试加相同的一个 d 值，凑成一条适宜的直线，见附图4，同样截取 A_1 和 A_{10}，再用式(附式-7)求 C。这时总公式中雨力 $=A_1[1+C\lg(P+d)]$。



附图4　求 A_1 及 C

精度要求，一般取到小数三位。

C 值一般不宜大于1.5，否则计算低于1a重现期(0.25、0.333、0.5a)的强度，将会先后得出不合理的负值。

(9) 得出总公式：将以上求得的参数 b、n、A_1、C 代入下式，即得包括各重现期的总公式：

$$i=\frac{A_1(1+C\lg P)}{(t+b)^n}$$

为了更密切地吻合当地多年统计的降雨强度子样点分布规律，提高精度，总公式的形式也可采用：

$$i=\frac{A_1[1+C\lg(P+d)]}{\left[t+\left(\text{反映 } b \text{ 变化规律的 } P \text{ 的函数}\right)\right]^{\left(\text{反映 } n \text{ 变化规律的 } P \text{ 的函数}\right)}}$$

(10) 计算均方差:按绝对均方差计算,公式为

$$\sigma=\sqrt{\frac{\Sigma(i_g-i_j)^2}{m}}(\text{mm/min}) \qquad (附式-8)$$

式中 i_g——P、i、t 关系值中给定的 i;

i_j——按求得公式计算的 i,一般按总公式计算,当确定使用分公式时也可按分公式计算,但应予注明;

m——历时的项数(一般采用 9)。

权衡均方差的标准:对于 $i=\frac{A_1(1+C\lg P)}{(t+b)^n}$ 型的总公式,多数点的 i_g-i_j 其绝对值宜不超过 0.05mm/min。由于各地多年统计的降雨强度变化规律差异很大,按上述公式所求得的各历时公式计算线并不都能与观测的 P-i 点连线吻合得很好(在单对数格纸上表示,见附图 5),总会出现不同程度的剪刀差。同时,观测的 P-i 点连线本身也并非笔直的线,有的线段会有弯曲,有的点会偏高偏低。这些情况造成那些点的 i_g-i_j 不可避免地要超过 0.05mm/min,其中少数甚至会超过 0.1mm/min,但平均总绝对均方差(一般按 0.25～100a 统计)仍宜多方设法争取不使超过 0.05mm/min。我国目前在有利条件下,编制 $i=\frac{A_1(1+C\lg P)}{(t+b)^n}$ 型总公式的最高精度已能达到 0.03mm/min 以内。有利条件是:

1) 多年统计的 P、i、t 点分布规律与所选用的公式形式 $i=\frac{A_1(1+C\lg P)}{(t+b)^n}$ 或其他形式基本吻合或出入较少;

2) 降雨强度不算很大。全国除福建南部、广东、广西的近海地区以及海南岛、台湾、南海诸岛等地外,都属这种情况;

3) 降雨资料年数较长。

至于 P、i、t 点分布规律与 $i=\frac{A_1(1+C\lg P)}{(t+b)^n}$ 型公式出入很大时,就不宜再拘泥于这种惯用的形式,宜另选用其他较为合适的公式形式。

对于分公式,对于采用两段的总公式或对于参数为函数型的总公式,其均方差及平均总绝对均方差应远小于 0.05mm/min。

【例】 根据附表 6 的 P、i、t 关系值,用图解法编制北京暴雨强度公式。

【解】 第一种方法:经由分公式编制总公式:

(1) 求 b:将 P、i、t 关系值点在双对数格纸上,连成曲线试凑,得各重现期的 b 均等于 8,见附图 2。

(2) 求 n:先分别求各重现期的 n,由于出入较大,在半对数格纸上适纸,得 $n=0.711-0.043\lg P$,以之作为总公式的 n,见附图 3。在各重现期曲线上根据调整后的 n 重新确定通过 $t+b$ 各点合适的直线,见附图 2、附表 7。

调整后经过重新适线的 n 值计算(同时确定 i_{10} 和 i_{90}) **附表 7**

P (a)	计 算 式
0.25	$n_{0.25}=\frac{\lg0.865-\lg0.248}{\lg98-\lg18}=\frac{-0.0629839-(-0.6055483)}{1.9912261-1.2552725}=\frac{0.5425644}{0.7359536}=0.737$

续表

P (a)	计　算　式
0.333	$n_{0.333}=\frac{\lg 0.968-\lg 0.28}{\lg 98-\lg 18}=\frac{-0.0141246-(-0.5528420)}{1.9912261-1.2552725}=\frac{0.5387174}{0.7359536}=0.732$
0.5	$n_{0.5}=\frac{\lg 1.15-\lg 0.337}{\lg 98-\lg 18}=\frac{0.0606978-(-0.4723701)}{1.9912261-1.2552725}=\frac{0.5330679}{0.7359536}=0.724$
1	$n_1=\frac{\lg 1.502-\lg 0.45}{\lg 98-\lg 18}=\frac{0.1766699-(-0.3467875)}{1.9912261-1.2552725}=\frac{0.5234574}{0.7359536}=0.711$
2	$n_2=\frac{\lg 1.86-\lg 0.57}{\lg 98-\lg 18}=\frac{0.2695129-(-0.2441251)}{1.9912261-1.2552725}=\frac{0.5136380}{0.7359536}=0.698$
3	$n_3=\frac{\lg 2.074-\lg 0.643}{\lg 98-\lg 18}=\frac{0.3168088-(-0.1917890)}{1.9912261-1.2552725}=\frac{0.5085978}{0.7359536}=0.691$
5	$n_5=\frac{\lg 2.362-\lg 0.745}{\lg 98-\lg 18}=\frac{0.3732799-(-0.1278437)}{1.9912261-1.2552725}=\frac{0.5011236}{0.7359536}=0.681$
10	$n_{10}=\frac{\lg 2.73-\lg 0.88}{\lg 98-\lg 18}=\frac{0.4361626-(-0.0555173)}{1.9912261-1.2552725}=\frac{0.4916799}{0.7359536}=0.668$
20	$n_{20}=\frac{\lg 3.071-\lg 1.012}{\lg 98-\lg 18}=\frac{0.4872798-0.0051805}{1.9912261-1.2552725}=\frac{0.4820993}{0.7359536}=0.655$
50	$n_{50}=\frac{\lg 3.567-\lg 1.21}{\lg 98-\lg 18}=\frac{0.5523031-0.0827854}{1.9912261-1.2552725}=\frac{0.4695177}{0.7359536}=0.638$
100	$n_{100}=\frac{\lg 3.95-\lg 1.37}{\lg 98-\lg 18}=\frac{0.5965971-0.1367206}{1.9912261-1.2552725}=\frac{0.4598765}{0.7359536}=0.625$

(3) 求 A:见附表8。

A 值 计 算　　**附表8**

P (a)	计　算　式
0.25	$A_{0.25}=\frac{1}{2}(0.865\times 18^{0.737}+0.248\times 98^{0.737})=\frac{1}{2}(7.28034+7.27755)=7.279$
0.333	$A_{0.333}=\frac{1}{2}(0.968\times 18^{0.732}+0.28\times 98^{0.732})=\frac{1}{2}(8.03036+8.03037)=8.030$
0.5	$A_{0.5}=\frac{1}{2}(1.15\times 18^{0.724}+0.337\times 98^{0.724})=\frac{1}{2}(9.32213+9.31703)=9.320$
1	$A_1=\frac{1}{2}(1.502\times 18^{0.711}+0.45\times 98^{0.711})=\frac{1}{2}(11.72651+11.72126)=11.724$
2	$A_2=\frac{1}{2}(1.86\times 18^{0.698}+0.57\times 98^{0.698})=\frac{1}{2}(13.98599+13.98784)=13.987$
3	$A_3=\frac{1}{2}(2.074\times 18^{0.691}+0.643\times 98^{0.691})=\frac{1}{2}(15.28277+15.28087)=15.282$
5	$A_5=\frac{1}{2}(2.362\times 18^{0.681}+0.745\times 98^{0.681})=\frac{1}{2}(16.90910+16.91146)=16.910$
10	$A_{10}=\frac{1}{2}(2.73\times 18^{0.668}+0.88\times 98^{0.668})=\frac{1}{2}(18.82282+18.82009)=18.821$
20	$A_{20}=\frac{1}{2}(3.071\times 18^{0.656}+1.012\times 98^{0.655})=\frac{1}{2}(20.39310+20.39077)=20.392$
50	$A_{50}=\frac{1}{2}(3.567\times 18^{0.638}+1.21\times 98^{0.638})=\frac{1}{2}(22.55106+22.55213)=22.552$
100	$A_{100}=\frac{1}{2}(3.95\times 18^{0.675}+1.37\times 98^{0.625})=\frac{1}{2}(24.05151+24.05675)=24.054$

附表 9

绝对均方差计算 $\sigma=\sqrt{\frac{\Sigma d^2}{9}}$

P (a)	根据总公式计算的公式		5	10	15	20	30	45	60	90	120	Σd^2	σ
0.25	$i=\frac{7.185}{(t+8)^{0.737}}$	i_g	1.080	0.875	0.740	0.635	0.495	0.378	0.323	0.248	0.208		
		i_j	1.085	0.854	0.713	0.616	0.492	0.385	0.321	0.245	0.201		
		d	−0.005	0.021	0.027	0.019	0.003	0.007	0.002	0.003	0.007		
		d^2	0.00003	0.00044	0.00073	0.00036	0.00001	0.00005	0	0.00001	0.00005	0.00168	0.014
0.333	$i=\frac{8.118}{(t+8)^{0.732}}$	i_g	1.230	0.985	0.825	0.715	0.565	0.432	0.360	0.273	0.226		
		i_j	1.242	0.979	0.818	0.708	0.566	0.444	0.370	0.283	0.233		
		d	−0.012	0.006	0.007	0.007	−0.001	−0.012	−0.010	−0.010	−0.007		
		d^2	0.00014	0.00004	0.00005	0.00005	0	0.00014	0.00010	0.00010	0.00005	0.00067	0.009
0.5	$i=\frac{9.442}{(t+8)^{0.724}}$	i_g	1.470	1.180	0.965	0.835	0.675	0.516	0.435	0.326	0.267		
		i_j	1.474	1.165	0.975	0.846	0.678	0.533	0.445	0.342	0.281		
		d	−0.004	0.015	−0.010	0.011	−0.003	−0.017	−0.010	−0.016	−0.014		
		d^2	0.00002	0.00023	0.00010	0.00012	0.00001	0.00029	0.00010	0.00026	0.00020	0.00133	0.012
1	$i=\frac{11.700}{(t+8)^{0.711}}$	i_g	1.910	1.520	1.250	1.100	0.895	0.700	0.585	0.442	0.360		
		i_j	1.889	1.499	1.259	1.095	0.881	0.695	0.582	0.449	0.372		
		d	0.021	0.021	−0.009	0.005	0.014	0.005	0.003	−0.007	−0.012		
		d^2	0.00044	0.00044	0.00008	0.00003	0.00020	0.00003	0.00001	0.00005	0.00014	0.00142	0.013
2	$i=\frac{13.958}{(t+8)^{0.698}}$	i_g	2.350	1.850	1.540	1.360	1.120	0.895	0.745	0.566	0.460		
		i_j	2.330	1.856	1.564	1.364	1.102	0.874	0.734	0.569	0.472		
		d	0.020	−0.006	−0.024	−0.004	0.018	0.021	0.011	−0.003	−0.012		
		d^2	0.00040	0.00004	0.00058	0.00002	0.00032	0.00044	0.00012	0.00001	0.00014	0.00207	0.015
3	$i=\frac{15.278}{(t+8)^{0.691}}$	i_g	2.600	2.070	1.720	1.530	1.250	1.000	0.845	0.643	0.533		
		i_j	2.596	2.073	1.750	1.528	1.237	0.983	0.828	0.643	0.535		
		d	0.004	−0.003	−0.030	0.002	0.013	0.017	0.017	0	−0.002		
		d^2	0.00002	0.00001	0.00090	0	0.00017	0.00029	0.00029	0	0	0.00168	0.014

续表

P (a)	根据总公式计算的公式		5	10	15	20	30	45	60	90	120	Σd^2	σ
5	$i=\frac{16.942}{(t+8)^{0.681}}$	i_g	2.930	2.330	1.960	1.740	1.440	1.140	0.975	0.745	0.615		
		i_j	2.954	2.367	2.003	1.752	1.423	1.134	0.957	0.746	0.622		
		d	−0.024	−0.037	−0.043	−0.012	0.017	0.006	0.018	−0.001	−0.007		
		d^2	0.00058	0.00137	0.00185	0.00014	0.00029	0.00004	0.00032	0	0.00005	0.00464	0.023
10	$i=\frac{18.846}{(t+8)^{0.668}}$	i_g	3.420	2.690	2.300	2.020	1.690	1.350	1.150	0.875	0.725		
		i_j	3.397	2.733	2.321	2.035	1.659	1.329	1.125	0.881	0.737		
		d	0.023	−0.043	−0.021	−0.015	0.031	0.021	0.025	−0.006	−0.012		
		d^2	0.00053	0.00185	0.00044	0.00023	0.00096	0.00044	0.00063	0.00004	0.00014	0.00526	0.024
20	$i=\frac{20.506}{(t+8)^{0.655}}$	i_g	3.810	3.070	2.570	2.320	1.910	1.550	1.310	1.010	0.840		
		i_j	3.822	3.088	2.630	2.312	1.893	1.522	1.293	1.018	0.854		
		d	−0.012	−0.018	−0.060	0.008	0.017	0.028	0.017	−0.008	−0.014		
		d^2	0.00014	0.00032	0.00360	0.00006	0.00029	0.00078	0.00029	0.00006	0.00020	0.00574	0.025
50	$i=\frac{22.558}{(t+8)^{0.638}}$	i_g	4.450	3.550	2.990	2.700	2.250	1.840	1.550	1.200	1.010		
		i_j	4.391	3.568	3.052	2.692	2.215	1.791	1.528	1.210	1.021		
		d	0.059	−0.018	−0.062	0.008	0.035	0.049	0.022	−0.010	−0.011		
		d^2	0.00348	0.00032	0.00384	0.00006	0.00123	0.00240	0.00048	0.00010	0.00012	0.01203	0.037
100	$i=\frac{24.065}{(t+8)^{0.625}}$	i_g	4.900	3.920	3.320	3.000	2.530	2.050	1.730	1.330	1.140		
		i_j	4.844	3.952	3.391	2.999	2.478	2.012	1.722	1.370	1.160		
		d	0.056	−0.032	−0.071	0.001	0.052	0.038	0.008	−0.040	−0.020		
		d^2	0.00314	0.00102	0.00504	0	0.00270	0.00144	0.00006	0.00160	0.00040	0.01540	0.041

$P=0.25\sim100a$, $\Sigma\sigma=0.227$, $\bar{\sigma}=0.021$

$P=0.25\sim10a$, $\Sigma\sigma=0.124$, $\bar{\sigma}=0.016$

$P=20\sim100a$, $\Sigma\sigma=0.103$, $\bar{\sigma}=0.034$

附表 10

绝对均方差计算 $\sigma=\sqrt{\frac{\Sigma d^2}{9}}$

P (a)	根据总公式计算的公式		5	10	15	20	30	45	60	90	120	Σd^2	σ
0.25	$i=\frac{5.48116}{(t+8.5)^{0.675}}$	i_g	1.080	0.875	0.740	0.635	0.495	0.378	0.323	0.248	0.208		
		i_j	0.946	0.765	0.651	0.571	0.466	0.373	0.316	0.247	0.207		
		d	0.134	0.110	0.089	0.064	0.029	0.005	0.007	0.001	0.001		
		d^2	0.01796	0.01210	0.00792	0.00410	0.00084	0.00003	0.00005	0	0	0.04300	0.069
0.333	$i=\frac{6.57054}{(t+8.5)^{0.675}}$	i_g	1.230	0.985	0.825	0.715	0.565	0.432	0.360	0.273	0.226		
		i_j	1.134	0.917	0.780	0.685	0.559	0.448	0.379	0.297	0.248		
		d	0.096	0.068	0.045	0.030	0.006	−0.016	−0.019	−0.024	−0.022		
		d^2	0.00922	0.00462	0.00203	0.00090	0.00004	0.00026	0.00036	0.00058	0.00048	0.01849	0.045
0.5	$i=\frac{8.11508}{(t+8.5)^{0.675}}$	i_g	1.470	1.180	0.965	0.835	0.675	0.516	0.435	0.326	0.267		
		i_j	1.401	1.132	0.963	0.846	0.690	0.553	0.468	0.366	0.306		
		d	0.069	0.048	0.002	−0.011	−0.015	−0.037	−0.033	−0.040	−0.039		
		d^2	0.00476	0.00230	0	0.00012	0.00023	0.00137	0.00109	0.00160	0.00152	0.01299	0.038
1	$i=\frac{10.74909}{(t+8.5)^{0.675}}$	i_g	1.910	1.520	1.250	1.100	0.895	0.700	0.585	0.442	0.360		
		i_j	1.855	1.500	1.276	1.120	0.915	0.732	0.620	0.485	0.405		
		d	0.055	0.020	−0.026	−0.020	−0.020	−0.032	−0.035	−0.043	−0.045		
		d^2	0.00303	0.00040	0.00068	0.00040	0.00040	0.00103	0.00122	0.00185	0.00203	0.01104	0.035
2	$i=\frac{13.38292}{(t+8.5)^{0.675}}$	i_g	2.350	1.850	1.540	1.360	1.120	0.895	0.745	0.566	0.460		
		i_j	2.310	1.867	1.589	1.395	1.139	0.912	0.772	0.604	0.505		
		d	0.040	−0.017	−0.049	−0.035	−0.019	−0.017	−0.027	−0.038	−0.045		
		d^2	0.00160	0.00029	0.00240	0.00122	0.00036	0.00029	0.00073	0.00144	0.00203	0.01036	0.034
3	$i=\frac{14.92366}{(t+8.5)^{0.675}}$	i_g	2.600	2.070	1.720	1.530	1.250	1.000	0.845	0.643	0.533		
		i_j	2.576	2.082	1.772	1.555	1.270	1.017	0.861	0.673	0.563		
		d	0.024	−0.012	−0.052	−0.025	−0.020	−0.017	−0.016	−0.030	−0.030		
		d^2	0.00058	0.00014	0.00270	0.00063	0.00040	0.00029	0.00026	0.00090	0.00090	0.00680	0.027

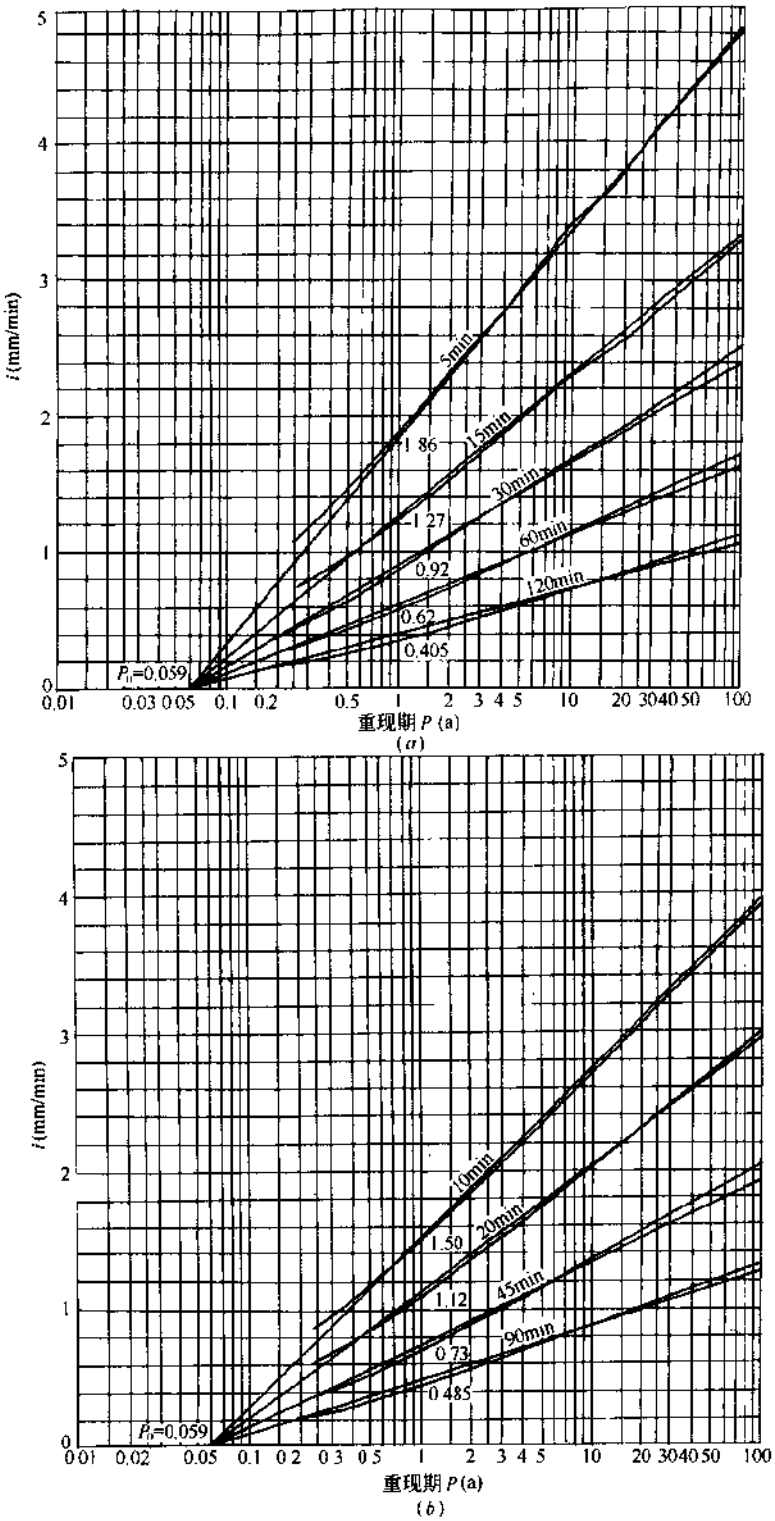
续表

P (a)	根据总公式计算的公式		5	10	15	20	30	45	60	90	120	Σd^2	σ
5	$i=\frac{16.86477}{(t+8.5)^{0.675}}$	i_g	2.930	2.330	1.960	1.740	1.440	1.140	0.975	0.745	0.615		
		i_j	2.911	2.353	2.002	1.758	1.435	1.149	0.972	0.761	0.636		
		d	0.019	−0.023	−0.042	−0.018	0.005	−0.009	0.003	−0.016	−0.021		
		d^2	0.00036	0.00053	0.00176	0.00032	0.00003	0.00008	0.00001	0.00026	0.00044	0.00379	0.021
10	$i=\frac{19.49869}{(t+8.5)^{0.675}}$	i_g	3.420	2.690	2.300	2.020	1.690	1.350	1.150	0.875	0.725		
		i_j	3.365	2.721	2.315	2.032	1.659	1.329	1.124	0.880	0.735		
		d	0.055	−0.031	−0.015	−0.012	0.031	0.021	0.026	−0.005	−0.010		
		d^2	0.00303	0.00096	0.00023	0.00014	0.00096	0.00044	0.00068	0.00003	0.00010	0.00657	0.027
20	$i=\frac{22.13260}{(t+8.5)^{0.675}}$	i_g	3.810	3.070	2.570	2.320	1.910	1.550	1.310	1.010	0.840		
		i_j	3.820	3.088	2.628	2.307	1.883	1.508	1.276	0.999	0.835		
		d	−0.010	−0.018	−0.058	0.013	0.027	0.042	0.034	0.011	0.005		
		d^2	0.00010	0.00032	0.00336	0.00017	0.00073	0.00176	0.00116	0.00012	0.00003	0.00775	0.029
50	$i=\frac{25.61445}{(t+8.5)^{0.675}}$	i_g	4.450	3.550	2.990	2.700	2.250	1.840	1.550	1.200	1.010		
		i_j	4.421	3.574	3.041	2.670	2.179	1.745	1.477	1.156	0.966		
		d	0.029	−0.024	−0.051	0.030	0.071	0.095	0.073	0.044	0.044		
		d^2	0.00084	0.00058	0.00260	0.00090	0.00504	0.00903	0.00533	0.00194	0.00194	0.02820	0.056
100	$i=\frac{28.24837}{(t+8.5)^{0.675}}$	i_g	4.900	3.920	3.320	3.000	2.530	2.050	1.730	1.330	1.140		
		i_j	4.875	3.941	3.354	2.944	2.403	1.925	1.629	1.275	1.065		
		d	0.025	−0.021	−0.034	0.056	0.127	0.125	0.101	0.055	0.075		
		d^2	0.00063	0.00044	0.00116	0.00314	0.01613	0.01562	0.01020	0.00303	0.00563	0.05598	0.079

$P=0.25\sim100, \bar{\sigma}=0.042$

$P=0.333\sim10, \bar{\sigma}=0.032$

$\Sigma\sigma=0.460$



附图 5 各历时的 P-i 点连线,求 P

(4) 求 A_1 及 C:见附图4。根据各 P-A 点在半对数格纸上呈现的一段为直线一段为曲线的不同状态,分为两段求算:

$P=0.25\sim5$a,呈直线关系,用直线适线,

求得 $A_1=11.7, C=0.641$

$P=5\sim100$a,呈曲线关系,经试凑得

$d=-1.55$,各$(P-1.55)$、A 构成直线,

求得 $A_1=14.31, C=0.342$

(5) 得出总公式:

$P=0.25\sim5$a, $$i=\frac{11.7(1+0.641\lg P)}{(t+8)^{0.711-0.641\lg P)}}$$

$P=5\sim100$a, $$i=\frac{14.31[1+0.342\lg(P-1.55)]}{(t+8)^{0.711-0.043\lg P}}$$

(6) 计算均方差:见附表9。

第二种方法:不经由分公式,直接编制 $i=\frac{A_1(1+C\lg P)}{(t+b)^n}$ 型的总公式:

(1) 根据附表10的 P、i、t 关系值,在半对数格纸上画出各历时的 P-i 点及其连线,见附图5。

(2) 求 P_0(即求定公式 $i=0$ 时之 P 值,按求定公式计算的各历时 P-i 点连线延长后共同交于该点):于附图5,对20min的各 P-i 点进行适线,交于 $i=0$ 基线上,得 $P_0=0.059$。由 $P_0=0.059$ 向9个历时的 P-i 点分别进行适线,截取 $P=1$a的 i 值如下:

t	5	10	15	20	30	45	60	90	120
$i_{P=1}$	1.86	1.50	1.27	1.12	0.92	0.73	0.62	0.485	0.405

P_0 是一个基本参数,它的取值对于 C、b、n、A 各个参数都有直接间接的影响。

确定的 P_0 一般都在20min P-i 点的适线与 $i=0$ 基线的交点附近,可以该交点作为初值,按下述要求进行摆动调整,直到9个历时都能达到适线较好为止:

1) 要使有尽可能多的历时其适线与 P-i 点连线吻合或贴近。

2) 适线与 P-i 点连线形成交角的,要使剪刀差面积总和最小。

3) 适线时不要只是单纯地吻合 P-i 点连线,而要同时兼顾由公式参数 b 与 n 所反映的强度递减变化规律,二方面都应套得较好。

4) 当在各历时上难于做到每条适线都能与 P-i 点连线吻合或贴近时,要重点依据10~60min这一段历时,但其他历时仍应尽量参考,不应完全不顾。当在各重现期上难于做到每个计算点都能与 t-i 点吻合或接近时,要重点依据0.5~10a(当资料年数少时,可将高限降低为5、3a)这一段重现期,但其他重现期仍应尽量参考,不应完全不顾。

试将 P_0 调整为0.054、0.056、0.058、0.062,分别适线,计算其均方差,均较 $P_0=0.059$ 时为大,确定 $P_0=0.059$。

(3) 求 b、n:将截取各历时的 $i_{P=1}$ 点在双对数格纸上,试凑,得 $b=8.5$,同时确定通过各 $t+8.5$ 点的合适适线,见附图6。n 值计算如下:

$$n=\frac{\lg1.50-\lg0.485}{\lg98.5-\lg18.5}=\frac{0.17609126-(-0.31425826)}{1.99343623-1.26717173}$$

$$=\frac{0.49034952}{0.7262645}=0.675$$

(4) 求 A_1:取按 10min、90min 二个历时算出 A 的平均值:

$$A_1=\frac{1}{2}(1.50\times18.5^{0.675}+0.485\times98.5^{0.675})$$

$$=\frac{1}{2}(10.75059+10.74759)$$

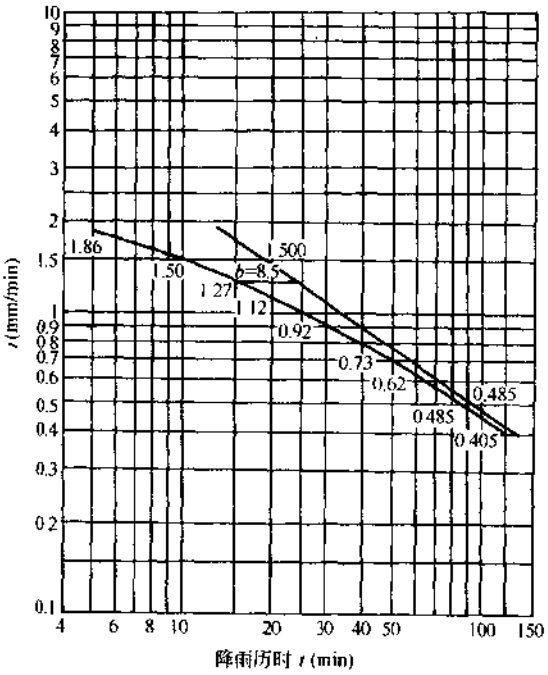
$$=10.749 \qquad (A_{10}-A_{90}=0.003,\text{属于精度较高})$$

(5) 求 C:

$$C=-\frac{1}{\lg P_0}=-\frac{1}{\lg 0.059}=0.814$$

(6) 得出总公式:

$$i=\frac{10.749(1+0.814\lg P)}{(t+8.5)^{0.675}}$$



附图 6 求 b

(7) 计算均方差:见附表 10。由于附图 5 中各历时的 P-i 点连线并非基本上都是直线,而是两端有弯曲,实用时可按常用的低重现期($P=0.25\sim10$a)与罕用的高重现期($P=10\sim100$a)两段公式编制,适线情况会较好,均方差会较小。由两段公式算出的搭接重现期 $P=10$a 的强度最好设法调为同一数值。

附录 1.1.2.2 图解与最小二乘计算结合法

(1) 求 b:用图解法求解,见附图2。

将各重现期的 b 平均,得出用于包括各重现期的总公式的 b。

(2) 求 n:用最小二乘法求解,公式为

$$n=\frac{\Sigma\lg i\Sigma\lg(t+b)-m\Sigma\lg i\lg(t+b)}{m\Sigma\lg^2(t+b)-[\Sigma\lg(t+b)]^2} \quad \text{(附式-9)}$$

式中 i——P、i、t 关系值中各历时的 i;

m——历时的总项数。

计算时可列表进行,见附表11。

将各重现期的 n 平均,得出用于总公式的 n。

(3) 求 A:用最小二乘法求解。公式为

$$\lg A=\frac{\Sigma\lg i+\bar{n}\Sigma\lg(t+b)}{m} \quad \text{(附式-10)}$$

式中 $\bar{n}$——根据式(附式-9)所得各重现期 n 的平均值。

计算时可与求 n 合用同一个表进行。见附表11。

(4) 求 A_1:用最小二乘法求解,公式为

$$A_1=\frac{\Sigma A\Sigma\lg^2P-\Sigma A\lg P\Sigma\lg P}{r\Sigma\lg^2P-(\Sigma\lg P)^2} \quad \text{(附式-11)}$$

式中 A——根据式(附式-10)求得的各重现期的 A 值;

r——重现期的总项数。

计算时可列表进行,见附表12、13。

(5) 求 C:用最小二乘法求解,公式为

$$B=\frac{\Sigma A-rA_1}{\Sigma\lg P} \quad \text{(附式-12)}$$

$$C=\frac{B}{A_1} \quad \text{(附式-13)}$$

计算时可与求 A_1 合用同一个表进行,见附表12、13。

(6) 得出总公式:将以上求得的各参数代入 $i=\frac{A_1(1+C\lg P)}{(t+b)^n}$(mm/min),即得总公式。

(7) 计算均方差:采用的公式、表格与图解法相同。见附表14。

【例】 根据附表6的 P、i、t 关系值,用图解与最小二乘计算结合法编制北京暴雨强度公式。

【解】 (1) 求 b:用图解法试凑,得各重现期的 b 均等于8,见附图2。

(2) 求 n、A:用最小二乘法求 n、A 值,见附表11。

为了计算方便、提高精度,将总公式按重现期分为二段:

$$P=0.25\sim10\text{a},\bar{n}=0.711$$

$$P=20\sim100\text{a},\bar{n}=0.642$$

n 值和 A 值计算 **附表 11**

（只列出 $P=0.25$a 一个重现期的计算表，说明表格形式及计算步骤，其他重现期的计算表从略）

$P=0.25$a，$b=8$

序号	t(min)	$t+b$	$\lg(t+b)$	$\lg^2(t+b)$	i(mm/min)	$\lg i$	$\lg i\lg(t+b)$
1	5	3	1.11394	1.24087	1.08	0.03342	0.03723
2	10	18	1.25527	1.57571	0.875	−0.05799	−0.07279
3	15	23	1.36173	1.85430	0.74	−0.13077	−0.17807
4	20	28	1.44716	2.09427	0.635	−0.19723	−0.28542
5	30	38	1.57978	2.49572	0.495	−0.30539	−0.48245
6	45	53	1.72428	2.97313	0.378	−0.42251	−0.72853
7	60	68	1.83251	3.35809	0.323	−0.49080	−0.89940
8	90	98	1.99123	3.96498	0.248	−0.60555	−1.20579
9	120	128	2.10721	4.44033	0.208	−0.68194	−1.43699
Σ $m=9$			14.41311	23.99740		−2.85876	−5.25221

$$n=\frac{\Sigma\lg i\Sigma\lg(t+b)-m\Sigma\lg i\lg(t+b)}{m\Sigma\lg^2(t+b)-[\Sigma\lg(t+b)]^2}$$

$$=\frac{-2.85876\times14.41311-9\times(-5.25221)}{9\times23.9974-(14.41311)^2}=0.73630$$

$$\lg A=\frac{\Sigma\lg i+\bar{n}\Sigma\lg(t+b)}{m}=\frac{-2.85876+0.711\times14.41311}{9}$$

$A=6.622$

P(a)	0.25	0.333	0.5	1	2	3	5	10	20	50	100
n	0.73630	0.75091	0.74890	0.72530	0.70174	0.68668	0.67460	0.66754	0.65407	0.63931	0.63230
分段及累计	$P=0.25\sim10$ $\Sigma n=5.69197$								$P=20\sim100$ $\Sigma n=1.92568$		
$\bar{n}$	0.711								0.642		

A-P 关系值计算之一（$P=0.25\sim10$a） **附表 12**

P(a)	A	$\lg P$	$\lg^2 P$	$A\lg P$
0.25	6.622	−0.60206	0.36248	−3.98684
0.333	7.424	−0.47756	0.22806	−3.54541
0.5	8.829	−0.30103	0.09062	−2.65779
1	11.703	0	0	0
2	14.662	0.30103	0.09062	4.41370
3	16.501	0.47712	0.22764	7.87296
5	18.861	0.69897	0.48856	13.18327
10	22.102	1.00000	1.00000	22.10200
$r=8$ $\Sigma=$	106.704	1.09647	2.48798	37.38189

$$A_1=\frac{\Sigma A\Sigma\lg^2P-\Sigma A\lg P\Sigma\lg P}{r\Sigma\lg^2P-(\Sigma\lg P)^2}=\frac{106.704\times2.48798-37.38189\times1.09647}{8\times2.48798-(1.09647)^2}=12.004$$

$$B=\frac{\Sigma A-rA_1}{\Sigma\lg P}=\frac{106.704-8\times12.004}{1.09647}=9.733$$

$$C=\frac{B}{A_1}=\frac{9.733}{12.004}=0.811$$

$$i=\frac{12.004(1+0.811\lg P)}{(t+8)^{0.711}}(\text{mm/min})$$

A-P 关系值计算之二($P=20\sim100$a) 附表 13

P(a)	A	$\lg P$	$\lg^2 P$	$A\lg P$
20	19.518	1.30103	1.69268	25.39350
50	22.965	1.69897	2.88650	39.01685
100	25.564	2.00000	4.00000	51.12800
$r=3$ $\Sigma=$	68.047	5.00000	8.57918	115.53835

$$A_1=\frac{68.047\times8.57918-115.53835\times5.0}{3\times8.57918-(5.0)^2}=8.265$$

$$B=\frac{68.047-3\times8.265}{5.0}=8.6504$$

$$C=\frac{B}{A_1}=\frac{8.6504}{8.265}=1.047$$

$$i=\frac{8.265(1+1.047\lg P)}{(t+8)^{0.642}}(\text{mm/min})$$

这样计算,均方差较小,结果较为满意。

(3) A、P 关系计算:由于 A、P 在单对数格纸上呈折线关系,也按求 $\bar{n}$ 时所分的二段重现期计算,见附表 12、13。

(4) 得出总公式:

$$P=0.25\sim10\text{a},\qquad i=\frac{12.004(1+0.811\lg P)}{(t+8)^{0.711}}(\text{mm/min})$$

$$P=20\sim100\text{a},\qquad i=\frac{8.265(1+1.047\lg P)}{(t+8)^{0.642}}(\text{mm/min})$$

(5) 计算均方差,见附表 14。

绝对均方差计算 $\sigma=\sqrt{\frac{\Sigma d^2}{m}}$ 附表 14

P(a)	i_g / i_j / d / d^2	t (min) 5	10	15	20	30	45	60	90	120	Σd^2	σ
0.25	i_g	1.080	0.875	0.740	0.635	0.495	0.378	0.323	0.248	0.208		
	i_j	0.992	0.787	0.661	0.575	0.463	0.365	0.306	0.236	0.195		
	d	0.088	0.088	0.079	0.06	0.032	0.013	0.17	0.012	0.013		
	d^2	0.00774	0.00774	0.00624	0.00360	0.00102	0.00017	0.00029	0.00014	0.00017	0.02711	0.055
0.333	i_g	1.230	0.985	0.825	0.715	0.565	0.432	0.360	0.273	0.226		
	i_j	1.187	0.942	0.791	0.688	0.554	0.437	0.366	0.282	0.234		
	d	0.043	0.043	0.034	0.027	0.011	0.005	0.006	0.009	0.008		
	d^2	0.00185	0.00185	0.00116	0.00073	0.00012	0.00003	0.00004	0.00008	0.00006	0.00592	0.026
0.5	i_g	1.470	1.180	0.965	0.835	0.675	0.516	0.435	0.326	0.267		
	i_j	1.465	1.162	0.976	0.849	0.683	0.539	0.452	0.348	0.288		
	d	0.005	0.018	0.011	0.014	0.008	0.023	0.017	0.022	0.021		
	d^2	0.00003	0.00032	0.00012	0.00020	0.00006	0.00053	0.00029	0.00048	0.00044	0.00247	0.017

续表

P(a)	i_g / i_j / d / d^2	t (min)										
		5	10	15	20	30	45	60	90	120	Σd^2	σ
1	i_g	1.910	1.520	1.250	1.100	0.895	0.700	0.585	0.442	0.360		
	i_j	1.938	1.538	1.292	1.123	0.904	0.713	0.598	0.461	0.381		
	d	0.028	0.018	0.042	0.023	0.009	0.013	0.013	0.019	0.021		
	d^2	0.00078	0.00032	0.00176	0.00053	0.00008	0.00017	0.00017	0.00036	0.00044	0.00461	0.023
2	i_g	2.350	1.850	1.540	1.360	1.120	0.895	0.745	0.566	0.460		
	i_j	2.411	1.913	1.607	1.397	1.125	0.888	0.744	0.573	0.474		
	d	0.061	0.063	0.067	0.037	0.005	0.007	0.001	0.007	0.014		
	d^2	0.00372	0.00397	0.00449	0.00137	0.00003	0.00005	—	0.00005	0.00020	0.01388	0.039
3	i_g	2.600	2.070	1.720	1.530	1.250	1.000	0.845	0.643	0.533		
	i_j	2.688	2.133	1.791	1.558	1.254	0.990	0.829	0.639	0.529		
	d	0.088	0.063	0.031	0.028	0.004	0.01	0.016	0.004	0.004		
	d^2	0.00774	0.00397	0.00504	0.00078	0.00002	0.00010	0.00026	0.00002	0.00002	0.01795	0.045
5	i_g	2.930	2.330	1.960	1.740	1.440	1.140	0.975	0.745	0.615		
	i_j	3.036	2.409	2.024	1.760	1.416	1.118	0.936	0.722	0.597		
	d	0.106	0.079	0.064	0.020	0.024	0.022	0.039	0.023	0.018		
	d^2	0.01124	0.00624	0.00410	0.00040	0.00058	0.00048	0.00152	0.00053	0.00032	0.02541	0.053
10	i_g	3.420	2.690	2.300	2.020	1.690	1.350	1.150	0.875	0.725		
	i_j	3.509	2.784	2.339	2.034	1.637	1.292	1.082	0.835	0.690		
	d	0.089	0.094	0.039	0.014	0.053	0.058	0.068	0.040	0.035		
	d^2	0.00792	0.00884	0.00152	0.00020	0.00281	0.00336	0.00462	0.00160	0.00123	0.03210	0.060
20	i_g	3.810	3.070	2.570	2.320	1.910	1.550	1.310	1.010	0.840		
	i_j	3.762	3.053	2.608	2.299	1.889	1.526	1.300	1.028	0.866		
	d	0.048	0.017	0.038	0.021	0.021	0.024	0.010	0.018	0.026		
	d^2	0.00230	0.00029	0.00144	0.00044	0.00044	0.00058	0.00010	0.00032	0.00068	0.00659	0.027
50	i_g	4.450	3.550	2.990	2.700	2.250	1.840	1.550	1.200	1.010		
	i_j	4.425	3.591	3.068	2.704	2.223	1.795	1.530	1.210	1.019		
	d	0.025	0.041	0.078	0.004	0.027	0.045	0.02	0.01	0.009		
	d^2	0.00063	0.00168	0.00608	0.00002	0.00073	0.00203	0.00040	0.00010	0.00008	0.01175	0.036
100	i_g	4.900	3.920	3.320	3.000	2.530	2.050	1.730	1.330	1.140		
	i_j	4.927	3.998	3.416	3.011	2.475	1.999	1.703	1.347	1.135		
	d	0.027	0.078	0.096	0.011	0.055	0.051	0.027	0.017	0.005		
	d^2	0.00073	0.00608	0.00922	0.00012	0.00303	0.00260	0.00073	0.00029	0.00003	0.02283	0.050

$\bar{\sigma}=0.039$

附录1.2 城市暴雨公式的统计方法

城市暴雨公式的统计方法系同济大学提出的方法。

暴雨公式的制订方法，需由多年自记雨量资料，通过概率计算，以推测未来暴雨强度的变化规律，据此统计暴雨公式。暴雨公式的精度决定于基础资料的可靠性及其统计方法的合理性。

这里简要介绍本统计方法的理论根据及其特点，电算统计的程序，手算统计的步骤、并附一实例。

附录1.2.1 频率分布计算

在暴雨公式制订中，根据自记雨量资料推求暴雨强度的频率分布规律，是预测暴雨的依据，它决定着所用频率-强度-历时关系的可靠性，因为单个观测值充满着偶然性，同一经验频率的不同历时的观测值并不真正是同频率的，即是低重现期的观测值，其可能偏差也往往达10%～20%以上，可见观测值如不进行概率计算，统计公式的基础资料的可靠性就缺乏保证，只有多年系列资料规律才具有必然性。因此，必须以系列实测资料推求样本规律，以样本规律作为总体规律，基此由所得的频率强度历时关系统计暴雨公式。

不同选样方法的频率分布形态是不同的，城市暴雨公式常用于历时较短，重现期较低的范围，通常用一年选多个样(4～8个)法或用超定量法选样，其频率分布形态呈高偏态乙形分布，用指数分布配合可获得较高的精度。指数分布是二参数公式，具有计算简易(便于手算或电算)而精度高的特点。过去国内常用皮尔逊Ⅲ型分布配合，它是三参数公式，在理论上虽然能概括前者，但计算极为复杂(不论手算或电算)，难以达到理论精度，它对于短历时高偏态暴雨的配合往往不够理想。1981年6月14日周文德教授在第二届城市暴雨排水国际会议上指出：概率的考虑是预测暴雨的核心问题，用二参数频率分布模型代替三参数皮尔逊Ⅲ型模型更加切合实际。于1980年10月至1982年2月以65个城市的暴雨资料，用电算作指数分布与皮尔逊Ⅲ型分布对比计算，得出同样的结论。

指数分布计算公式：

$$x = a\lg T_E + b \tag{附式-14}$$

式中 x——一定历时的降雨强度；

a——表示离散程度的参数；

b——分布曲线的下限；

T_E——非年最大值法(如一年选多个样法)的重现期。

参数 a 与 b 用最小二乘法求得：

$$a = \frac{\overline{x\lg T_E} - \overline{x}\,\overline{\lg T_E}}{\overline{\lg T_E^2} - (\overline{\lg T_E})^2} \tag{附式-15}$$

$$b = \overline{x} - a\,\overline{\lg T_E} \tag{附式-16}$$

用式(附式-15)、式(附式-16)不论以手算或电算均可很简易而精确地求得参数 a 与 b，然后由式(附式-14)可算出一定历时下所需重现期的暴雨强度，基此频率-强度-历时的关系统计暴雨公式。

附录1.2.2 暴雨公式的统计

暴雨公式形式应以符合暴雨规律为依据，同时要求形式在统计与应用上的简易与方便。

目前排水规范应用 $i=\frac{A}{(t+B)^n}=\frac{R+S\lg T_E}{(t+B)^n}$ 式，精度很好。经用 65 个城市资料用电算统计结果见附表 15。

城市暴雨公式统计的对比成果 **附表 15**

均方差	频率分布		暴雨公式	
	指数分布	皮尔逊Ⅲ型分布	$i=\frac{A}{(t+B)^n}$	$i=\frac{R+S\lg T_E}{(t+B)^n}$
统计城市个数	65	65	65	65
平均绝对均方差	0.052265	0.064654	0.038864	0.070340
平均相对均方差	0.064703	0.079051	0.030981	0.052036

注：1. 指数分布的最佳个数 48(占 73.85%)，皮尔逊Ⅲ型分布最佳个数 17(占 26.15%)。

2. $i=\frac{A}{(t+B)^n}$ 型为不包含频率参变数的公式。

关于暴雨公式 $i=\frac{A}{(t+B)^n}$ 式是为超过非线性方程，用手算法难以直接求解参数，通常用图解法与线性最小二乘法相结合求取参数。我们采用最优化的方法，用电算解超定非线性方程组，获得高精度的公式。

暴雨公式 $i=\frac{A}{(t+B)^n}$ 三参数 A、B、n 的推求，即解以下超过非线性方程组：

$$\begin{bmatrix} \sum_{j=1}^{N}\left(\frac{-1}{(t_j+B_0)^{n_0}}\right)^2 & -\sum_{j=1}^{N}\frac{n_0A_0}{(t_j+B_0)^{2n_0+2}} & -\sum_{j=1}^{N}\frac{A_0\ln(t_j+B_0)}{(t_j+B_0)^{2n_0}} \\ -\sum_{j=1}^{N}\frac{n_0A_0}{(t_j+B_0)^{2n_0+1}} & \sum_{j=1}^{N}\left(\frac{n_0A_0}{(t_j+B_0)^{n_0+1}}\right)^2 & \sum_{j=1}^{N}\frac{A_0^2n_0\ln(t_j+B_0)}{(t_j+B_0)^{2n_0+1}} \\ -\sum_{j=1}^{N}\frac{A_0\ln(t_j+B_0)}{(t_j+B_0)^{2n_0}} & \sum_{j=1}^{N}\frac{A_0^2n_0\ln(t_j+B_0)}{(t_j+B_0)^{2n_0+1}} & \sum_{j=1}^{N}\left(\frac{A_0\ln(t_j+B_0)}{(t_j+B_0)^{n_0}}\right)^2 \end{bmatrix}\begin{bmatrix}\Delta A\\ \Delta B\\ \Delta n\end{bmatrix}$$

$$=\begin{bmatrix} \sum_{j=1}^{N}\left(\frac{-1}{(t_j+B_0)^{n_0}}\right)\left(i_j-\frac{A_0}{(t_j+B_0)^{n_0}}\right) \\ \sum_{j=1}^{N}\frac{n_0A_0}{(t_j+B_0)^{n_0+1}}\left(i_j-\frac{A_0}{(t_j+B_0)^{n_0}}\right) \\ \sum_{j=1}^{N}\frac{A_0\ln(t_j+B_0)}{(t_j+B_0)^{n_0}}\left(i_j-\frac{A_0}{(t_j+B_0)^{n_0}}\right) \end{bmatrix} \quad \text{(附式-17)}$$

式中 i——暴雨强度；

t——降雨历时；

A、B、n——暴雨公式的三个参数；

A_0、B_0、n_0——参数的初值；

N——降雨历时数；

$\Delta A=A-A_0$；$\Delta B=B-B_0$；$\Delta n=n-n_0$。

暴雨公式 $i=\frac{A}{t+B}$ 与 $i=\frac{A}{t^n}$ 型，用(1-33)式也能计算，因为它只是特例。

附录 1.2.3 暴雨公式统计方法的步骤和程序

附录 1.2.3.1 手算统计方法

(1) 选样方法:在自记雨量纸上,按历时5、10、15、20、30、45、60、90、120min,每年选8个最大降雨量,计算暴雨强度,按不同历时将历年暴雨强度以大小次序排列,取资料年数4倍的最大个数作为统计的基础资料。

(2) 经验频率计算:由统计的基础资料,用经验频率公式 $T_E=\frac{N+1}{m}$ 计算各组暴雨的重现期 T_E,式中 N 为资料年数,m 为序列数。

(3) 频率分布计算:用式(附式-15)、式(附式-16)列表算出 a 与 b 参数,而后代入式(附式-14)计算所需 T_E 值的暴雨强度。并制成暴雨强度-降雨历时-重现期表($T_E=0.25$、0.333、0.50、1.0、2、5、10、20、50、100a),供统计暴雨公式用。

(4) 单一重现期的 $i=\frac{A}{(t+B)^n}$ 式参数的计算:由上述 i-t-T_E 表,以 i 与 $(t+B)$ 值点绘在双对数纸上用摆试法试凑成直线,以求得 B 值(B 常在10左右,当有些偏差时能在确定 A 与 n 时得到调整,因而对精度影响不大),然后用最小二乘法解得的求参公式(附式-18)、式(附式-19)列表计算参数 n 与 A。

$$n=\frac{\Sigma\lg i\Sigma\lg(t+B)-m_1\Sigma[\lg i\lg(t+B)]}{m_1\Sigma[\lg(t+B)]^2-[\Sigma\lg(t+B)]^2} \qquad \text{(附式-18)}$$

$$\lg A=\frac{\Sigma\lg i+n\Sigma\lg(t+B)}{m_1} \qquad \text{(附式-19)}$$

式中 m_1——不同降雨时段的数目。

(5) 包含频率变数的 $i=\frac{A}{(t+B)^n}=\frac{R+S\lg T_E}{(t+B)^n}$ 式参数的计算:

由(3)所述的 i-t-T_E 表,求各历时的平均强度 $\bar{i}$,以 $\bar{i}$ 与 $(t+B)$ 作如上点绘求 B 值,并用式(附式-18)求 n,由该 B 与 n 为地方常数,用式(附式-19)分别计算各相应重现期的 A 值,而后由 $A=R+S\lg T_E$ 式用最小二乘法解得的求参公式(附式-20)、式(附式-21)列表计算参数 R 与 S。

$$R=\frac{\Sigma(\lg T_E)^2\Sigma A_T-\Sigma\lg T_E\Sigma(A_T\lg T_E)}{m_2\Sigma(\lg T_E)^2-(\Sigma\lg T_E)^2} \qquad \text{(附式-20)}$$

$$S=\frac{\Sigma A_T-m_2R}{\Sigma\lg T_E} \qquad \text{(附式-21)}$$

式中 m_2——参与统计公式的单一重现期公式的个数。

附录1.2.3.2 电算统计方法

指数分布程序和暴雨公式程序略。

附录1.2.4 暴雨公式统计实例

【例】 兹以昆明暴雨资料(1938~1953,共16年自记雨量资料)为例,按 $t=5\sim120$min 各历时每年选样8个最大暴雨,以大小序列排列,取最大64组资料进行统计。

【解】 (1) 手算示例:

1) 频率分布计算:把附表16观测值 i 与 T 点绘在半对数纸上明显地呈直线倾向,证明它用指数分布配合可得良好精度。

昆明暴雨观测值的频率强度历时 附表 16

序列 m	$T_E=\frac{N+1}{m}$	$\lg T_E$	$(\lg T_E)^2$	$t=5$(min)		……	$t=120$(min)	
				i	$i\lg T_E$		i	$i\lg T_E$
1	17.000	1.23045	1.51401	2.500	3.07613	……	0.807	0.99297
2	8.500	0.92942	0.86382	2.433	2.26128	……	0.572	0.53163
3	5.667	0.75335	0.56754	2.400	1.80804	……	0.543	0.40907
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
62	0.274	-0.56225	0.31612	1.100	-0.61848	……	0.187	-0.10514
63	0.27	-0.56864	0.32335	1.100	-0.62550	……	0.185	-0.10520
64	0.266	-0.57840	0.33454	1.100	-0.63624	……	0.183	-0.10585
Σ		-10.35516	11.41012	95.695	-6.112	……	18.893	-0.268
$\frac{\Sigma}{64}$		-0.16180	0.17828	1.495	-0.095	……	0.295	-0.004

由附表 16 资料用公式(附式-14)、式(附式-15)、式(附式-16)求得指数分布公式 $i=a\lg T_E+b$ 的参数见附表 17。

$i=a\lg T_E+b$ 式的参数 a 与 b 附表 17

参 数	t(min)								
	5	10	15	20	30	45	60	90	120
a	0.958	0.738	0.692	0.662	0.538	0.508	0.438	0.342	0.287
b	1.650	1.318	1.123	1.010	0.813	0.660	0.557	0.418	0.342

由指数分布公式算出统计暴雨公式用的频率强度历时见附表 18。

统计暴雨公式用的频率强度历时 附表 18

T_F(a)	t(min)									
	5	10	15	20	30	45	60	90	120	平均
100	3.57	2.78	2.51	2.33	1.89	1.68	1.43	1.10	0.92	2.02
50	3.28	2.58	2.30	2.13	1.73	1.52	1.30	1.00	0.83	1.85
20	2.90	2.28	2.03	1.87	1.51	1.32	1.13	0.86	0.72	1.62
10	2.61	2.06	1.82	1.68	1.35	1.17	1.00	0.76	0.63	1.45
5	2.32	1.83	1.61	1.46	1.19	1.02	0.86	0.66	0.54	1.28
2	1.94	1.54	1.33	1.21	0.98	0.81	0.69	0.52	0.43	1.05
1	1.65	1.32	1.12	1.01	0.81	0.66	0.56	0.42	0.34	0.87
0.5	1.36	1.10	0.92	0.83	0.65	0.51	0.43	0.32	0.26	0.71
0.333	1.19	0.97	0.79	0.70	0.56	0.42	0.35	0.26	0.21	0.61
0.25	1.07	0.87	0.71	0.61	0.49	0.35	0.29	0.21	0.17	0.53
平 均	2.19	1.73	1.51	1.38	1.12	0.95	0.80	0.61	0.51	

2) $i=\frac{A}{(t+B)^n}$型(单一重现期)暴雨公式的统计:以附表 18 资料 i 与 t 直接点绘双对数纸上呈一上凸曲线;以$\frac{1}{i}$与 t 点绘到方格纸上也呈上凸曲线,可见用 $i=\frac{A}{t^n}$与 $i=\frac{A}{t+B}$型公式均不理想。经用 i 与$(t+B)$在双对数纸上以摆试法求得当 $B=10$ 时各重现期的 i 与

$(t+10)$都呈直线，据此取 $B=10$，用式(附式-18)、式(附式-19)列附表 19 计算，求得各重现期的公式参数附表 20。

昆明 $i=\frac{A}{(t+B)^n}$型公式统计　　**附表 19**

t (min)	$\lg(t+10)$	$[\lg(t+10)]^2$	$T_E=100$(a)			……	$T_E=0.25$(a)		
			i	$\lg i$	$\lg i\lg(t+10)$	……	i	$\lg i$	$\lg i\lg(t+10)$
5	1.17609	1.38318	3.57	0.55267	0.64998	……	1.08	0.02938	0.03455
10	1.30103	1.69267	2.78	0.44404	0.57770	……	0.87	−0.06048	−0.07868
15	1.39794	1.95423	2.51	0.39967	0.55871	……	0.71	−0.14874	−0.20792
20	1.47712	2.18188	2.33	0.36736	0 54263	……	0.61	−0.21467	−0.31709
30	1.60206	2 56659	1.89	0.27646	0.44290	……	0.49	−0.30980	−0.49631
45	1.74036	3.02885	1.68	0.22531	0.39212	……	0.35	−0.45593	0.79348
60	1.84510	3.40439	1.43	0.15534	0.28661	……	0.29	−0.53760	−0.99192
90	2.00000	4.00000	1.10	0.04139	0 08278	……	0.21	−0.67778	−1.35558
120	2.11394	4.46874	0.92	−0.03621	−0.07654	……	0.17	−0.76955	−1.62678
Σ	14.65364	24.67953	18.21	2.42603	3.45689	……	4.77	−3.14517	−5.83319

$i=\frac{A}{(t+B)^n}$型公式的参数值　　**附表 20**

参　数	T_F (a)									
	100	50	20	10	5	2	1	0.5	0.333	0.25
A	17.7	16.8	15.3	14.4	13.4	12.3	11.7	11.0	10.9	11.6
B	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
n	0.601	0.611	0.623	0.636	0.653	0.684	0.724	0.767	0.810	0.868

3) $i=\frac{R+S\lg T_E}{(t+B)^n}$暴雨公式的统计：

① 求取地区参数 B 与 n：由附表 18 中不同历时的平均强度 $\bar{i}$，以 $\bar{i}$ 与$(t+B)$点绘在双对数纸上，用摆纸法绘出直线求得 $B=10$，然后用式(附式-18)列附表 21 求 n。

参数 n 的计算　　**附表 21**

t (min)	$\lg(t+10)$	$[\lg(t+10)]^2$	$\bar{i}$	$\lg\bar{i}$	$\lg\bar{i}\lg(t+10)$
5	1.17609	1.38318	2.19	0.34044	0.40039
10	1.30103	1.69276	1.73	0.23804	0.30969
15	1.39794	1.395423	1.51	0.17897	0.25019
20	1.47712	2.18188	1.38	0.13988	0.20662
30	1.60206	2.56659	1.12	0.04922	0.07885
45	1.74036	3.02885	0.95	−0.02227	−0.03875

续表

t (min)	$\lg(t+10)$	$[\lg(t+10)]^2$	$\bar{i}$	$\lg\bar{i}$	$\lg\bar{i}\lg(t+10)$
60	1.84510	3.40439	0.80	−0.09691	−0.17881
90	2.00000	4.00000	0.61	−0.21467	−0.42934
120	2.11394	4.46874	0.51	−0.29243	−0.61818
Σ	14.65364	24.67953		0.32027	−0.01913

$$n=\frac{0.32027\times14.65364-9\times(-0.01913)}{9\times24.67953-(14.65364)^2}=0.659$$

② 求相应 B 与 n 的各重现期的 A_T：用 $B=10$，$n=0.659$ 以公式(附式-19)求得 A_T 值，并列附表 22 用公式(附式-20)、式(附式-21)计算得参数 R 与 S。

参数 R 与 S 的计算 **附表 22**

T_E(a)	$\lg T_E$	$(\lg T_E)^2$	A_T	$A_T\lg T_E$
100	2	4	22.00	44.00000
50	1.69897	2.88650	20.09	34.13230
20	1.30103	1.69268	17.56	22.84608
10	1.00000	1.00000	15.65	15.65000
5	0.69897	0.48856	13.68	9.56191
2	0.30103	0.09062	11.15	3.35648
1	0	0	9.21	0
0.50	−0.30103	0.09062	7.34	−2.20956
0.333	−0.47712	0.22764	6.17	−2.94383
0.25	−0.60206	0.36248	5.29	−3.18490
Σ	5.61979	10.83910	128.14	121.20848

$$R=\frac{10.83910\times128.14-5.61979\times121.20848}{10\times10.83910-(5.61979)^2}=9.214$$

$$S=\frac{128.14-10\times9.214}{5.61979}=6.406$$

故
$$i=\frac{9.214+6.406\lg T_E}{(t+10)^{0.659}}$$

4) 均方差与相对均方差计算：单一重现期公式与包含频率变数公式的均方差计算见附表 23 与附表 24，前者精度很高，实用价值最大，后者应用范围广，但牺牲精度。

昆明 $i=\frac{A}{(t+10)^n}$ 式的均方差与相对均方差计算 **附表 23**

T_E(a)	t(min)									$\sqrt{\frac{\Sigma r^2}{m_1}}$	$\frac{\sqrt{\Sigma r^2/m_1}}{\bar{i}}$(%)
	5	10	15	20	30	45	60	90	120		
100	−0.10	+0.14	+0.05	−0.04	+0.03	−0.09	−0.05	+0.01	+0.03	0.072	3.58
50	−0.06	−0.11	+0.06	−0.03	+0.03	−0.07	−0.05	—	+0.03	0.057	3.08
20	−0.07	+0.08	+0.04	−0.03	+0.03	−0.06	−0.04	+0.01	+0.02	0.048	2.96
10	−0.04	+0.08	+0.04	−0.02	+0.04	−0.04	−0.03	+0.01	+0.02	0.040	2.76
5	−0.03	+0.06	+0.03	+0.02	+0.02	−0.04	−0.02	—	+0.02	0.031	2.42
2	−0.01	+0.04	+0.04	−0.02	—	−0.02	−0.02	−0.01	+0.01	0.019	1.81

续表

T_E(a)	t(min)									$\sqrt{\frac{\Sigma r^2}{m_1}}$	$\frac{\sqrt{\Sigma r^2/m_1}}{\bar{i}}$(%)
	5	10	15	20	30	45	60	90	120		
1	—	+0.02	+0.02	-0.01		+0.03	-0.02	—	—	0.016	1.84
0.5	+0.02	—	+0.01	0.03	—	—	-0.01	—	—	0.013	1.83
0.333	+0.03	—	+0.02	0.01	-0.01	—	—	—	—	0.013	2.13
0.25	+0.03	-0.01	—	0.01	-0.02	-0.01	—	—	—	0.013	2.45
平　均										0.032	2.49

昆明 $i=\frac{9.214+6.406\lg T_E}{(t+10)^{0.659}}$ 式的均方差与相对均方差计算　　**附表 24**

T_E(a)	t(min)									$\sqrt{\frac{\Sigma r^2}{m_1}}$	$\frac{\sqrt{\Sigma r^2/m_1}}{\bar{i}}$(%)
	5	10	15	20	30	45	60	90	120		
100	+0.13	+0.28	+0.13	+0.01	+0.05	-0.11	0.09	-0.04	-0.03	0.124	6.14
50	+0.09	+0.21	+0.11	—	+0.04	-0.09	-0.08	-0.03	-0.03	0.095	5.16
20	+0.03	+0.16	+0.07	—	+0.03	-0.07	-0.06	-0.02	-0.01	0.068	4.18
10	+0.01	+0.11	+0.05	-0.02	+0.02	-0.06	-0.05	-0.01	—	0.049	3.39
5	+0.02	+0.07	+0.03	—	+0.01	0.05	-0.03	—	+0.01	0.033	2.58
2	+0.07	+0.01	—	-0.03	—	-0.02	-0.01	+0.02	+0.02	0.028	2.69
1	-0.10	+0.04	-0.02	-0.03	—	—	—	+0.02	+0.03	0.040	4.56
0.5	-0.14	+0.09	-0.05	0.06	-0.01	0.01	+0.01	+0.03	-0.03	0.063	8.89
0.333	-0.16	+0.09	-0.05	-0.04	-0.02	+0.02	+0.02	+0.04	+0.04	0.068	11.22
0.25	-0.17	+0.07	-0.07	-0.04	-0.02	+0.03	+0.03	+0.05	+0.05	0.072	13.71
平　均										0.064	6.25

(2) 电算成果示例见附表 25～27。

指数分布($i=a\lg T_E+b$)参数与均方差　　**附表 25**

参数与 σ	t(min)								
	5	10	15	20	30	45	60	90	120
a	0.685	0.740	0.676	0.662	0.556	0.506	0.438	0.341	0.284
b	1.638	1.318	1.120	1.010	0.816	0.660	0.556	0.418	0.341
绝对均方差	0.05323	0.03162	0.02793	0.02983	0.03959	0.02107	0.02290	0.01756	0.01798
相对均方差	0.03560	0.02638	0.02762	0.03302	0.05453	0.03643	0.04721	0.04839	0.06093

单一重现期暴雨公式参数与均方差　　**附表 26**

公　式	T_E(a)	A	B	n	绝对均方差	相对均方差
$i=\frac{A}{(t+B)^n}$	100	12.229045	11.546298	0.602237	0.051028	0.025432
	50	16.948897	11.316586	0.608101	0.044932	0.024472
	20	15.270769	10.946427	0.617795	0.036256	0.022499
	10	14.021656	10.645458	0.627319	0.030640	0.021267
	5	12.882016	10.339399	0.641105	0.024404	0.019209
	2	11.674239	10.046550	0.671117	0.016362	0.015654
	1	11.023155	9.926493	0.706695	0.010368	0.011847
	0.5	11.205561	10.193014	0.772870	0.004761	0.006755
	0.333	11.972788	10.551709	0.833843	0.002703	0.004469
	0.25	13.583195	11.167741	0.901171	0.003077	0.005758
平　均					0.022453	0.015739

包含频率参变数的暴雨公式与均方差 附表 27

暴雨公式		总绝对均方差	总相对均方差
$i=\frac{R+S\lg T_E}{(t+B)^n}$	$i_1=\frac{10.782+7.475\lg T_E}{(t+10.668)^{0.698}}$	0.096365	0.080779
	$i_2=\frac{8.918+6.183\lg T_E}{(t+10.247)^{0.649}}$	0.074413	0.062345
$i=\frac{KT_E^m}{(t+B)^n}$	$i_2=\frac{8.252T_E^{0.231}}{(t+10.247)^{0.649}}$	0.155550	0.130391
$i=\frac{R+S\lg T_E}{t+B}$	$i_2=\frac{48.904+33.905\lg T_E}{t+27.538}$	0.098154	0.082278
$i=\frac{R+S\lg T_E}{t^n}$	$i_2=\frac{2.897+2.008\lg T_E}{t^{0.392}}$	0.107256	0.089909
$i=\frac{R+S\lg T_E}{(t+10)^n}$	$i_2=\frac{8.699+6.031\lg T_E}{(t+10)^{0.644}}$	0.074494	0.062446

注：i_1 法——用各单一重现期公式的 b 与 n 求取 $\bar{b}$ 与 $\bar{n}$ 的习惯方法。

i_2 法——用统计暴雨公式的 $i—T_E—t$ 表求各历时的平均强度基此求取 b 与 n，经 65 个城市资料作 i_1 法与 i_2 法对比计算，均以 i_2 法为优，精度可提高很多。

附录 1.3 暴雨公式的 CRA 编制方法

暴雨公式的 CRA 编制方法系南京市建筑设计院提出的方法。

CRA 方法即采用电子计算机结合复印机、图数转换仪进行大量的数据处理。完成暴雨公式编制工作的系统化方法。该方法有如下特点：

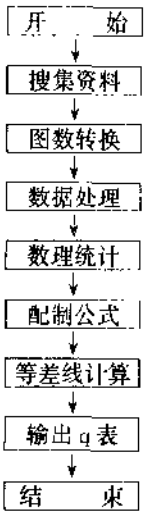
(1) 提高了工作效率，使工作量由人年缩短至 2～4 个工作日。若不计资料搜集时间，则实际只需 6～12h。

(2) 直接以图形输入，提高了工作的可靠性。防止了人工干预产生的错误及遗漏现象。

(3) 摆脱了图解方法，求解过程可采用较高精度。

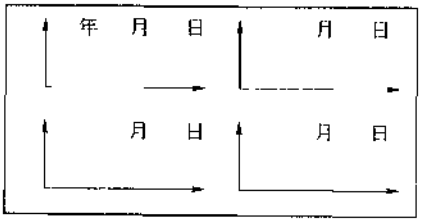
(4) 无图形输入条件时，仍保留了人工读数输入功能。还可对任何中间成果作后续计算。

完整的工作流程如右图。



附录 1.3.1 流程的各个部分及主要计算模式

附录 1.3.1.1 搜集资料



主要搜集对象为“自记雨量计曲线”。原则上使用单站资料并应确保资料的完整性。

应以复印机复制原始记录曲线，每年最好不少于十场较大降雨并标明各场降雨发生的年、月、日。根据当地排水径流情况划分降雨场次，避免遗漏现象。

无复印条件可采用3号透明描图纸描制，格式如图：

一张图可描制四场降雨，若降雨历时较长可将几组坐标合用，以墨笔连续描制。

考虑到国内仪器不统一，故需描制每种仪器的原始记录纸一张。

附录1.3.1.2 图数转换

采用图数转换仪代替人工读出图线数据。以某种记录介质(纸带、磁带、磁盘)将读出的数据录入计算机内，主要转换程式为：

(1) 记下该场降雨发生的年、月、日。

(2) 标定坐标位置。

(3) 扫描降雨曲线，记下各个拐点的坐标(x、y)值。

附录1.3.1.3 计算机数据处理

主要包括以下几部分工作：

(1) 将 x、y 值还原为降雨时间、水深记录，处理雨量计虹吸问题。

(2) 计量单位转换。

(3) 按规定时段选取每场降雨的最大雨率 i_{max}。

(4) 选择并保留最大 N 项统计子样，子样与所在场次同步排序。

(5) 将子样按年、时段分组，排列出各时段子样序列的密度直方图。

数据处理遵循以下几项规定：

(1) 采用超定量法平衡丰水年与缺水年，平均每年取样3～5个。

(2) 采用时段、重现期应参照设计手册并结合本地区情况。

(3) 相邻两场降雨的间隔时间可按本地区最大径流时间考虑。

(4) 因仪器误差而作的校正值应将记录曲线向上作相应的延伸，仪器损坏造成记录曲线反常则该场降雨弃之不用。

附录1.3.1.4 数理统计

采用Pearson Ⅲ型频率分布曲线(以下简称P-Ⅲ分布)。主要工作内容为

(1) 特征参数估算：从已获得的样本来估算均值{$\bar{x}$}、变差系数{C_v}、偏差系数{C_s}等三组参数。程序中提供了两种方法供选用。

1) 综合法估求：按矩法计算初值，公式为

$$\bar{x}' = \frac{\Sigma x_i}{N} \tag{附式-22}$$

$$C_{v'} = \sqrt{\frac{\Sigma(K-1)^2}{N-1}} \tag{附式-23}$$

$$C_{s'} = \frac{N\Sigma(K-1)^3}{(N-1)(N-2)C_v^3} \tag{附式-24}$$

式中 K——$K=\frac{x_i}{\bar{X}}$；

N——子样项数。

以式(附式-25)求调整系数：

$$a_{C_s}=\frac{(N-1)^{3/2}}{1.9(N-3)}\frac{\Sigma\left(\varphi_i-\frac{1}{N}\Sigma\varphi_i\right)^3}{\left[\Sigma\left(\varphi_i-\frac{1}{N}\Sigma\varphi_i\right)^2\right]^{3/2}} \tag{附式-25}$$

式中 φ_i——离均系数。

调整特征参数：

$$C_s=\frac{C'_s}{a_{C_s}} \tag{附式-26}$$

$$\bar{x}=\frac{\Sigma\varphi_i\Sigma x_i\varphi_i-\Sigma x_i\Sigma\varphi_i^2}{(\Sigma\varphi_i)^2-N\Sigma\varphi_i^2} \tag{附式-27}$$

$$C_v=\frac{\Sigma x_i\Sigma\varphi_i-N\Sigma x_i\varphi_i}{\Sigma\varphi_i\Sigma x_i\varphi_i-\Sigma x_i\Sigma\varphi_i^2} \tag{附式-28}$$

2) 适线法：仍以矩法求初值，采用"下山法"优选确定参数$\{C_s\}$、$\{C_v\}$、$\{\bar{x}\}$，目标函数为适线最佳，适线指标由式(附式-29)、(附式-30)确定：

均方差：
$$\sigma_D=\sqrt{\frac{\Sigma(x_a-\bar{x})^2}{N}} \tag{附式-29}$$

相对均方差：
$$\sigma_E=\sqrt{\frac{\Sigma\left(\frac{x_a-\bar{x}}{x_a}\right)^2}{N}} \tag{附式-30}$$

相对偏离度：
$$E=\Sigma\frac{x_a-\bar{x}}{x_a} \tag{附式-31}$$

两种方法的适线度均远高于矩法，结果比较可参见例题。

(2) 离均系数 φ 值的直接解法：从 P-Ⅲ分布的积分式作变换后可推出 φ 值的直接计算式为

$$f(\varphi)=P_n-1+\frac{[S(\varphi+S)]^{S^2}}{S^2\Gamma(S^2)}$$
$$\left\{e^{-S(\varphi+S)}+\sum_{K=0}^{M}\frac{(-1)^k[S(\varphi+S)]^{k+1}}{K!(K+S^2+1)}\right\} \tag{附式-32}$$

式中 P_n——经验频率；

Γ——函数以切比雪夫多项式计算；

S——$S=\frac{2}{C_s}$。

当 C_s 及 P_n 接近边界条件$\{C_s=0, P_n=1\}$时，需对计算式作适当处理。

(3) 计算 P、i、t 关系表：由已求得的离均系数 φ_i，变差系数 C_v，均值$\bar{x}$，可求出相应于各个历时、重现期的理论强度值：

$$i_a=\bar{x}(\varphi_i C_v+1) \tag{附式-33}$$

附录 1.3.1.5 配制公式

配制公式有多种方法。从排水工程的特点出发，按“绝对误差最小”原则，采用直接法配制的 $i=\frac{A}{(t+B)^n}$ 型公式能够较好地适用于不同地区的各类子样，电算程序以此为主，同时编入了按其他原则推导的多种类型的公式(参见南京市建筑设计院有关资料)。

配制暴雨公式包括以下几个步骤。

(1) 配制单一重现期的公式参数 A、B、n：

$$\frac{\Sigma\frac{i}{(t+B)^n}\Sigma\frac{1}{(t+B)^{2n+1}}}{\Sigma\frac{i}{(t+B)^{n+1}}\Sigma\frac{1}{(t+B)^{2n}}}=1 \qquad \text{(附式-34)}$$

$$A=\frac{\Sigma\frac{i}{(t+B)^n}}{\Sigma\frac{1}{(t+B)^{2n}}} \qquad \text{(附式-35)}$$

$$\left(\frac{i_1}{i_s}\right)^{1/n}(t_m-t_1)-\left(\frac{i_1}{i_m}\right)^{1/n}(t_s-t_1)$$

$$=t_m-t_s \qquad \text{(附式-36)}$$

式中　i_1、i_s、i_m——为某一重现期雨率值的第一、中间及最后一点；

t_1、t_s、t_m——为时段值的第一、中间及最后一点。

配得的三组参数$\{A\}$、$\{B\}$、$\{n\}$须作进一步处理，使$\{B\}$、$\{n\}$在配求分公式的多次反复中逐步优化为单一数值 B、n。

(2) 含多重现期的总公式配得的参数$\{A\}$、B、n 进一步综合为如下形式的总公式：

$$i=\frac{L+K\lg P}{(t+B)^n}$$

或标准式：

$$i=\frac{L(1+C\lg P)}{(t+B)^n}$$

参数 L、K 按下式计算：

$$L=\frac{\Sigma\lg P_i\Sigma A_i\lg P_i-\Sigma(\lg P_i)^2\Sigma A_i}{(\Sigma\lg P_i)^2-P_0\Sigma(\lg P_i)^2} \qquad \text{(附式-37)}$$

$$K=\frac{\Sigma\lg P_i\Sigma A_i-P_0\Sigma A_i\lg P_i}{(\Sigma\lg P_i)^2-P_0\Sigma(\lg P_i)^2} \qquad \text{(附式-38)}$$

$$C=\frac{K}{L} \qquad \text{(附式-39)}$$

式中　P_0——重现期个数；

P_i——重现期数值。

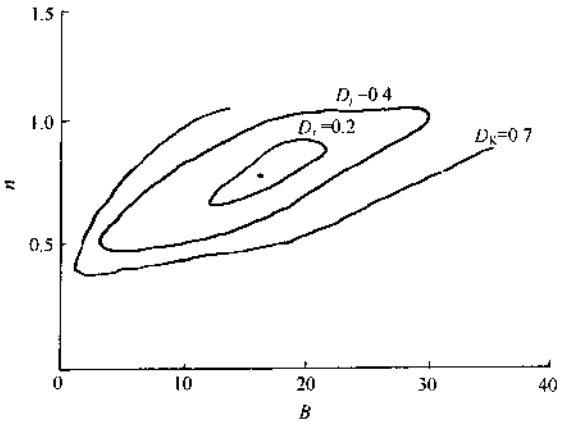
附录 1.3.1.6　等差线原理

在配制公式参数时，常有同样的子样随不同的人计算而得出不同结果的情况。配得的公式虽适用于当地，但对编制大区域参数等值线时常感难以一致。

若以任意假定的一组(n_1、B_1)值，引用公式(附式-35)，可求得{A_1}序列，进而配求出总公式：

$$i=\frac{L_1(1+C_1\lg P)}{(t+B_1)^{n_1}}$$

依此总公式与 P、i、t 表比较，可求得绝对标准差：$D_1=\Sigma\sigma_i$。再假定另一组(n_2、B_2)，又可求出另一个标准差 $D_2=\Sigma\sigma_i$，依次类推可得出 D_3、D_4、D_5……，至足够多时，可在平面坐标系上点出(n、B)坐标点，将相同的 D 值加以连接，这样得到的图形称为等差线图，见附图 7。



附图 7 南京等差线

此图说明：对应于一定的标准差和有效数位，实际存在着一个有限集 A，其子集 $A_j\in A$：

$$A_j=\{n、B、A、L、C\mid D_j=\Sigma\sigma_i\}$$

每一子集 A_j 的数值构成一条闭合的等差线。有限集 A 则包括了可能存在的任何计算结果，其中必定存在一组(n、B、A、L、C)与任一计算者所得参数完全相同，计算的多结果问题可得到完满解释。

等差线呈扁平状，中央部分必有一组具有最小误差的(n、B、A、L、C)，可作为地区的代表公式。亦可依一定要求求出一个参数序列{n、B、A、L、C}，为编制大区域参数等值线图提供方便，本文给出的电算程序即可提供一个以 0.01 为 n 值步长，具有最小标准差的参数序列，供编制等值线选用。

附录 1.3.1.7 输出 q 表

为方便设计人员使用，计算机将自动选出一组最佳分公式，计算 q 表一套。单位为：L/(hm^2·s)。按给定重现期分页，时段外延至 1～200min，可供设计人员直接查用。

附录 1.3.2 示例

【例】 江苏省南通市具有 31a 资料。计算采用了 13 个历时：5、10、15、20、30、40、50、60、80、100、120、150、180min；11 个重现期：0.25、0.33、0.5、1、2、3、5、10、20、50、100a。图数转换约 6h，各项计算实用 1.5h 计算机时，以下将分阶段把部分成果以图形及表格形式示例，并将几种特征参数估算方法的结果作一比较。

【解】 (1) 数据处理：求出一场降雨中规定历时的最大强度值，输出 x、y 分别为拐点的时间及雨量计量筒内积水深度，见附表 28。

从第一场到最后一场降雨，依次计算并输出。

(2) 选出 $N=155$ 项(平均每年取样 5 个)子样，见附表 29。

(3) 同步排列子样所在的场次，见附表 30。

每场选取降雨的数据处理及规定历时的最大强度　　附表 28

1949　5　23　[1]												
(x)												
17.23	17.39	18.06	18.06	18.34	18.43	18.59	19.03	19.24				
(y)												
14.8	16.7	19.7	0.0	2.0	3.5	3.6	4.4	5.4				
(t)												
5	10	15	20	30	40	50	60	80	100	120	150	180
0.182	0.161	0.129	0.120	0.118	0.116	0.109	0.102	0.100	0.093	0.086	0.069	0.057

子　样　表　　附表 29

5	10	15	20	30	40	50	60	80	100	120	150	180
2.782	2.431	2.248	2.106	1.841	1.608	1.420	1.368	1.245	1.090	0.956	0.795	0.673
2.651	2.100	1.828	1.710	1.455	1.257	1.042	0.958	0.889	0.810	0.682	0.556	0.499
2.337	1.886	1.769	1.581	1.257	1.139	1.038	0.916	0.837	0.743	0.630	0.517	0.474
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
0.529	0.476	0.437	0.400	0.338	0.308	0.271	0.241	0.197	0.174	0.153	0.132	0.118
0.521	0.475	0.428	0.397	0.333	0.306	0.268	0.240	0.196	0.174	0.152	0.131	0.117
0.496	0.475	0.428	0.380	0.332	0.304	0.266	0.237	0.193	0.171	0.152	0.131	0.117

子　样　场　次　　附表 30

5	10	15	20	30	40	50	60	80	100	120	150	180
105	105	105	105	105	105	105	105	105	105	105	105	105
56	56	56	78	78	78	78	142	73	142	142	142	73
77	78	132	56	142	142	142	73	142	73	73	73	142
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
40	17	116	58	187	18	195	9	81	83	90	85	85
134	9	59	22	203	71	175	171	100	30	158	158	120
204	101	71	181	181	81	128	8	85	158	85	169	188

表内每一项数字皆标明对应位置的子样所处场次，便于直接查找。

(4) 所选子样按年、时段分组，整理后见附表 31。

子　样　分　组　　附表 31

〈1949〉						
时　段	5	10	15	20	30	40
场　次	2	2	2	2	2	2
强　度	1.338	0.828	0.753	0.636	0.432	0.327

表中说明 1949 年的降雨资料仅有 6 个强度值被选入子样表，且都是来自第 2 场降雨。

(5) 密度函数直方图数据输出，见附表 32。

密度函数直方图数据 附表 32

$T=5$		$M=12$		
M	$I\cdots$	UI	FN	$F(x)$
1	2.782	2	0.0129	0.06774
2	2.592	0	0.0000	0.00000
	⋮	⋮	⋮	⋮
11	0.877	26	0.1677	0.88063
12	0.687	31	0.2000	1.04998

依表内数据可勾出简单直方图形，可作统计线型的参考。

(6) 数理统计特征值计算结果比较，见附表 33、34。

矩法计算特征值 附表 33

T	5	10	15	20	30	40	50	60	80	100	120	150	180
C_s	1.171	1.132	1.314	1.404	1.664	1.785	1.847	2.156	2.614	2.806	2.753	2.564	2.276
C_v	0.432	0.362	0.369	0.374	0.378	0.385	0.390	0.396	0.426	0.439	0.435	0.434	0.442
$\bar{x}$	1.100	0.947	0.841	0.753	0.626	0.533	0.465	0.414	0.342	0.292	0.256	0.218	0.194

综合法计算特征值 附表 34

T	5	10	15	20	30	40	50	60	80	100	120	150	180
C_s	1.425	1.379	1.600	1.709	2.026	2.174	2.249	2.625	3.183	3.416	3.352	3.122	2.771
C_v	0.434	0.393	0.399	0.401	0.413	0.429	0.426	0.433	0.479	0.502	0.501	0.484	0.485
$\bar{x}$	1.102	0.949	0.835	0.753	0.612	0.516	0.453	0.406	0.339	0.290	0.249	0.217	0.195

拟合法结果与综合法相近，不再列出。

(7) 三种方法的相对均方误差比较，见附表 35。

三种方法的相对均方误差 附表 35

时 段	5	10	15	20	30	40	50	60	80	100	120	150	180
矩 法	3.367	5.986	5.987	5.864	6.596	6.917	7.227	7.934	8.433	9.180	9.568	8.491	7.633
拟合法	2.604	3.721	4.586	4.518	5.920	6.190	6.543	7.550	7.101	7.255	8.746	6.314	4.159
综合法	2.709	3.774	4.643	4.629	6.130	6.564	6.767	7.653	7.163	7.265	8.765	6.321	4.159

表中反映出拟合法与综合法是非常接近的，以下各表皆是以综合法计算的特征值为依据。

(8) 理论强度 P、i、t 关系，见附表 36。

P、i、t 关 系 值 附表 36

P(a)	t(min)												
	5	10	15	20	30	40	50	60	80	100	120	150	180
	(mm/min)												
0.25	0.710	0.642	0.566	0.511	0.418	0.350	0.310	0.285	0.240	0.206	0.176	0.152	0.132
0.33	0.895	0.789	0.685	0.614	0.489	0.407	0.358	0.317	0.257	0.218	0.187	0.164	0.147
0.50	1.112	0.959	0.832	0.744	0.591	0.493	0.431	0.376	0.299	0.251	0.217	0.192	0.177
1	1.440	1.215	1.062	0.954	0.766	0.646	0.564	0.494	0.402	0.340	0.294	0.259	0.239

续表

$P(a)$	t(min)												
	5	10	15	20	30	40	50	60	80	100	120	150	180
	(mm/min)												
2	1.743	1.448	1.297	1.155	0.942	0.803	0.702	0.624	0.526	0.452	0.390	0.339	0.310
3	1.913	1.580	1.403	1.270	1.045	0.895	0.784	0.704	0.605	0.525	0.452	0.390	0.354
5	2.123	1.741	1.557	1 414	1.175	1 013	0.888	0.806	0.709	0.621	0.534	0.456	0.410
10	2.402	1.954	1 762	1.607	1.351	1.174	1.031	0.948	0.856	0.759	0.651	0.550	0.489
20	2.675	2.163	1.964	1.797	1.528	1.336	1.175	1.093	1.008	0.902	0.772	0.647	0.570
50	3.029	2.434	2.229	2.048	1.761	1.550	1.366	1.287	1.214	1.096	0.937	0.779	0.678
100	3.294	2.636	2.427	2.236	1.938	1.713	1.512	1.436	1.374	1.247	1 065	0.880	0.762

(9) 配得最优总公式及误差,见附表37。

最优总公式及误差 **附表37**

$$i=\frac{12.02(1+0.752\lg P)}{(t+17.90)^{0.71}}$$

本公式系删去5min系列后,以12个时段的雨率值配得

$P(a)$	$\sigma_{绝}$(mm/min)	$\sigma_{相}$	$P(a)$	$\sigma_{绝}$(mm/min)	$\sigma_{相}$
0.25	0.018	0.076	5	0.020	0.028
0.33	0.038	0.126	10	0.022	0.027
0.50	0.052	0.142	20	0.048	0 052
1	0 054	0.117	50	0.090	0.086
2	0.043	0.076	100	0.125	0.108
3	0.033	0.052	$\Sigma\sigma$	0.543	0.890

(10) 输出等差线数据见附表38。

等差线数据 **附表38**

$I=A*(1+C*LGP)/(t+B)\uparrow N$

A	C	B	N	$\sigma_{绝}$(mm/min)	$\sigma_{相}$
3.06	0.755	0.2	0.42	0.7985	1.3791
3.20	0.755	0.7	0.43	0.7773	1.3470
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
49.59	0.751	38.3	0.98	0.6120	0.9116
52.29	0.751	39.0	0.99	0.6156	0.9158

(11) 输出供设计人员选用的 q 值,见附表39。

q 值[L/(hm²·s)] 附表 39

$P=1.00(a)$ $q=2007/(t+17.90)^{0.71}$									
249.0	240.1	231.9	224.3	217.3	210.8	204.8	199.1	193.8	188.9
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
45.2	45.1	44.9	44.8	44.6	44.5	44.3	44.2	44.0	43.9

注：表内数据第一行为 $t=10$min，最末行为 191～200min 的 q 值[L/(hm²·s)]。

附录 1.3.3 电算程序

电算程序略。

附录 2 "暴雨强度公式"的修订意见（邓培德执笔）

暴雨强度公式是确定雨水设计流量的重要依据。公式的精度取决于统计资料的可靠性与统计方法的合理性。近年来国内对暴雨公式的研究，取得了一定的进展。在水文统计法的基础上，对选择方法、频率分布、暴雨公式参数求解、电算与非线性方程的应用等方面有了不少改进，提高了公式的精度。

现将我国暴雨公式的主要编制方法及若干城市暴雨公式收编于后，供参考选用。

附录 2.1 暴雨的选样方法

附录 2.1.1 资料来源

编制暴雨公式的资料应来自当地的自记雨量记录，自记雨量记录可在当地的气象局或水文站取得。

附录 2.1.2 资料年数与选择

记录年数与选样方法有关，按当前规范所用的年多个样法选样，则希望在 20a 以上，最少也要有连续的 10a 以上。具有 10a 以上资料统计的公式在用于低重现期时一般已能获得满意的结果。当然资料年份越长越为可靠，适用重现期的范围也越宽广，但工作量也越大。目前我国大多数市县都已具有 30～40a 以上资料。

附录 2.1.3 选样方法

附录 2.1.3.1 降雨时段(历时)的选用

统计城市暴雨公式采用的历时，国内外都统一用 5、10、15、20、30、45、60、90、120min 共 9 个时段，个别特大城市需核算暴雨积水的退水时间，则增加 150、180、240min 共 12 个时段。

附录 2.1.3.2 每年每个降雨时段选取的暴雨子样个数

在水文统计学上选样方法历来有年最大值法与非年最大值法(年超大值法与超定量法)两类，现行排水规范(GBJ 14—87)所用的年多个样法是属非年最大值法中超定量法类，其机率意义是平均期待值。各历时选用子样个数按最低重现期为 0.333(或 0.25)a 时，不是选取 3(或 4)个最大值，而需加倍选取 6(或 8)个最大值，这是考虑按强度大小序列统计时不致

遗漏大雨年的资料。

如上所述，当历时用 9 个时段，每个时段用 6(或 8)个最大值时，则每年应选 6×9=54(或 8×9=72)个最大值雨样。这些降雨资料在上世纪 60 年代中期以前，一般气象局与水文站都有上述历时的年 8 个最大值的统计，附表 40 是气象局的分析样本，往后只做各历时一年一个最大值记录，特殊要求需另作分析。

福州站(气象)1954 年各时段最大降水量(mm) **附表 40**

序号	项目 \ 时段(min)	5	10	15	20	30	45	60	90	120
1	降水量	8.3	12.6	18.6	20.4	23.0	30.7	30.8	31.6	33.0
	出现日期	19/6	19/6	19/6	19/6	19/6	19/6	19/6	19/6	19/6
	起讫时间	19:37 19:42	19:35 19:45	19:36 19:51	19:30 19:50	19:27 19:57	19:27 20:12	19:27 20:27	19:27 20:57	19:27 21:27
2	降水量	7.6	11.5	13.9	16.3	16.6	14.8	16.7	17.9	18.0
	出现日期	5/6	5/6	5/6	5/6	5/6	25/4	5/6	25/4	25/4
	起讫时间	14:06 14:11	14:13 14:23	14:03 14:18	13:59 14:19	13:59 14:20	15:35 16:20	18:59 14:59	15:35 17:05	15:35 17:08
3	降水量	6.6	8.7	10.7	12.8	14.1	11.9	16.5	16.8	17.3
	出现日期	17/4	25/4	25/4	25/4	25/4	6/6	25/4	5/6	5/6
	起讫时间	13:45 13:50	14:45 14:55	15:41 15:56	15:41 16:01	15:38 16:08	5:50 6:35	15:35 16:35	13:59 15:29	13:59 15:50
4	降水量	6.3	8.2	8.9	9.2	10.9	11.0	14.4	16.2	16.9
	出现日期	14/6	17/4	17/4	17/4	14/6	14/6	6/6	6/6	6/6
	起讫时间	13:25 13:30	13:52 14:02	13:45 14:00	13:45 14:05	13:06 13:36	13:06 13:40	5:56 6:56	5:50 7:20	5:30 7:30
5	降水量	5.3	7.1	7.5	8.1	9.9	10.9	11.7	13.7	16.4
	出现日期	24/7	14/6	14/6	14/6	17/4	17/4	17/4	17/2	17/4
	起讫时间	15:10 15:15	13:30 13:40	13:15 13:30	13:10 13:30	13:30 14:00	13:15 14:00	13:18 14:18	10:14 11:44	11:55 13:55
6	降水量	4.6	6.4	6.5	8.0	9.6	9.7	11.4	12.3	14.4
	出现日期	1/6	24/7	9/5	6/6	6/6	10/6	14/6	17/4	29/5
	起讫时间	5:23 5:28	15:10 15:20	17:54 18:09	5:56 6:16	5:50 6:20	9:12 9:57	12:43 13:43	13:13 14:43	17:19 19:19
7	降水量	4.2	5.8	6.4	7.7	8.8	9.3	10.9	12.0	14.2
	出现日期	28/6	3/10	24/7	9/5	6/9	6/9	10/6	29/5	17/2
	起讫时间	14:04 14:09	11:39 11:49	15:10 15:25	17:54 18:14	20:45 21:15	20:45 21:25	9:17 10:17	16:47 18:17	9:36 11:56
8	降水量	4.1	5.7	6.0	6.2	7.9	8.3	9.9	11.5	13.9
	出现日期	3/10	1/6	6/6	7/9	9/5	9/5	17/2	10/6	3/3
	起讫时间	11:39 11:44	5:25 5:35	5:56 6:11	17:16 17:36	17:50 18:20	17:31 18:16	10:14 11:14	9:14 10:40	18:27 20:27

注：上表摘自福建省气象局与水利电力厅水文总站合编的《福建省各时段最大降水量资料》(自记降水记录资料)。

附录 2.1.3.3 所需雨样取自多少场暴雨

上述所需雨样来自多少场暴雨，从两个极端说，最少来自 6(或 8)场暴雨，最多来自 54

(或 72)场暴雨。从概率计算前两者是极少出现的。大量资料表明,当每个时段取 6 个最大值时,6×9=54 个子样一般出现在 9~14 场暴雨之内,取 8×9=72 个子样一般出现在 12~18 场暴雨之内。有经验的气象水文工作者,可以从 1a 很多场自记雨量记录的暴雨中选出所需要的曲线,而后对每场雨作各时段的最大降雨量分析,降雨时间若不足某一时段,则仍作为此一时段的最大降水量,并记录降雨日期与各时段的实际起迄时间。

有必要在这里提到,原室外排水设计规范(TJ 14—74)中,把每年各历时选用 N 个最大值写成 N 场最大暴雨记录,导致有些地区分析暴雨时选择偏低。现行规范(GBJ 14—87)中已作了修订。

附录 2.1.3.4 特大值的舍弃及其界限

特大值是指比实测系列资料大得多的稀遇暴雨,它在实测系列资料所点绘的各历时的重现期——强度曲线上远离曲线规律的测点。如 50a 暴雨记录中挟有 500a 一遇的暴雨,则该暴雨资料应予舍弃,否则将对计算结果产生相当不利的影响,均方差也会变得很大。通常认为当 $i_t/\bar{i}_t \geq 2$($\bar{i}_t$ 为计入特大值后的系列均值)时,i_t 可作特大值舍弃处理。或可点绘各历时的强度重现期曲线,对远离规律的测点作特大值舍弃。

附录 2.1.3.5 基础雨样:强度——历时——重现期表

由上述所选 Na 的年多个样法资料,把时段雨量换算成降雨强度(mm/min),并按各历时的强度由大至小顺序排列,舍弃特大值后,由经验频率公式计算各序列子样的重现期,删去重现期小于 0.33a(或 0.25a)的资料,列出基础雨样:强度——历时——重现期表,见附表 43。

常用的经验频率公式:

$$P=\frac{m}{N+1}\times 100\% \qquad \text{(附式-40)}$$

$$T=\frac{1}{P}=\frac{N+1}{m}\quad (\mathrm{a}) \qquad \text{(附式-41)}$$

式中 P——经验频率(%);

m——雨样由大至小的顺序序列;

N——资料年数;

T——重现期(a)。

这雨样的强度——历时——重现期表是为统计暴雨公式的基础,它的可靠性比统计方法更重要,如果这个基础资料的可靠性差,则任何精确的统计方法都无价值。

附录 2.2 频率分布模型

附录 2.2.1 频率分布计算的必要性

实测降雨资料是自然界降雨的客观现象的记录,它和其他自然现象一样,对多年的系列来说,含有必然规律的性质,对各个单独资料来说,含有偶然的性质。因此,在理论上应以有限实测系列资料为样本,推求样本规律作为总体规律,据此总体规律统计暴雨公式最为合理。

过去和现在有直接用实测经验频率强度统计公式的。但是,过去的暴雨资料只能证实对已有排水系统过去情况的评价,而暴雨公式统计是用来对未来条件下的排水设计,因为未

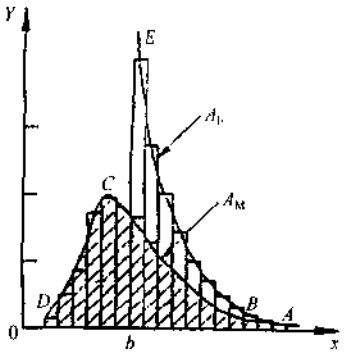
来充满着不确定性，从而概率计算是必要的方法。大量统计资料表明，用不用概率计算，1a重现期的强度可能偏差达10%以上，10a、20a的有时达20%～30%，为保证暴雨公式精度作频率分布计算以调整强度是十分必要的。

附录2.2.2 频率分布模型选择

频率分布模型选择是要使模型与资料具有最佳的配合，当然也必须考虑计算的方便性与结果的一致性。我国排水规范(GBJ 14—87)推荐年多个样法选择用皮尔逊Ⅲ型(P-Ⅲ)分布模型或指数分布模型调整频率强度。

附录2.2.2.1 皮尔逊Ⅲ型分布模型

在暴雨公式统计的频率分布计算中，过去广泛应用皮尔逊Ⅲ型分布模型，该模型是三参数公式，频度分布曲线为一端有限的偏态铃形曲线，它在理论上可以概括很多种分布模型(包括指数分布与耿贝尔分布)，但三参数拟合困难，C_s计算不可靠，需多次试凑，不同的拟合方法与不同的离均系数内插法都能使结果产生一定的差异，用牛顿法电算优化也往往因人而异。手算法极为复杂，难以保证精度，只有具有丰富统计经验的人才能获得满意的结果。



附图8 频度分布曲线

附录2.2.2.2 指数分布模型

该模型是二参数公式，频度分布曲线呈高偏态乙形分布(附图8中A_E曲线)，其资料在半对数机率纸上呈一直线，显然可用指数分布表示，这是同济大学于1982年在研究我国65个大中型城市的暴雨频率分布后提出的。其优点是拟合精度良好，计算简易，可以用计算器手算求得一致的精确结果，近年在全国各地已广泛应用。附表41为指数分布与皮尔逊Ⅲ(P-Ⅲ)型分布电算优化的对比情况。

我国年多个样法选样频率分布成果对比 **附表41**

统计单位	统计项目	频率分布模型	
		指数分布	P-Ⅲ分布
同济大学(1982.4)	统计城市数(个)	65	65
	最佳个数与所占%	48(73.85%)	17(26.15%)
福建省规划设计院(1992.5)	统计城市数(个)	14	14
	最佳个数与所占%	13(92.86%)	1(7.14%)

附录2.2.2.3 耿贝尔分布模型

暴雨选样在城市暴雨公式中现国外用年最大值法，我国早年用超定量法，上世纪60年代起始用年多个样法，并写入历次排水规范中。原因是当时国内自记雨量资料不多，气象局与水文总站每年各历时分析8个最大值，用年多个样法选样资料来源多而方便。现今我国各地都已具有30～40a以上的自记雨量资料，特别是自上世纪60年代后期起国内气象与水利部门已改作年最大值法选择，因此，现今用年多个样法有资料难得，费用大，统计日益麻烦等缺陷。为此，近年不少人建议改用年最大值法选择，这意见是肯定的，条件也已成熟。

年最大值法选择是各种历时每年选一个极值，机率意义不同于年多个样法，是1a发生

一次的频率年值，资料年份希望在30a以上。其频率分布曲线是偏态铃形分布(如附图8中A_M曲线)，相应的资料资料在耿贝尔纸上呈一直线，适用于耿贝尔分布模型，拟合精度良好。同济大学用十多个城市对此与电算优化的P-Ⅲ型分布对比，结果是耿贝尔分布全部优于P-Ⅲ型分布。

不同选样方法其同一序列的强度是不同的，亦即同一重现期的强度是不等的，年多个样法强度A_E大于年最大值法强度A_M，这是由于年最大值法的大雨年的次大值虽大于小雨年的最大值而不选入的缘故。按概率计算，相同强度的重现期T其年最大值法的T_M与年多个样法的T_E的关系为

$$T_E=\frac{1}{\ln T_M-\ln(T_M-1)} \qquad \text{(附式-42)}$$

由式(附式-42)可得：T_E与T_M的关系见附表42。

T_E与T_M的关系 **附表42**

T_E(a)	0.5	1.0	1.45	5.0	10.0	20.0	50.0	100.0
T_M(a)	1.10	1.58	2.00	5.54	10.52	20.40	50.50	100.5

概率计算表明，只有当$T\geqslant10$a时，两者强度才较接近，当前城市雨水道设计常用$T_E=1$a，这时T_E与T_M有相当差异，在改用年最大值法选样后需用$T_M=1.58$a才能算得相当于$T_E=1$a的强度，如仍用$T_M=1$a计算，则是把标准降低至T_E不足0.5a重现期。经用北京、上海等10个城市的年最大值法选样与耿贝尔分布($T_M=1.58$a)及年多个样法选样与指数分布($T_E=1.0$a)作偏差计算结果：总平均绝对值偏差为0.037mm/min；总平均相对值偏差3.98%，证实实际情况与概率关系良好。

以上三种频率分布模型的具体计算分别见后面各家示例。并由算定的频率分布模型编制统计暴雨公式所需的强度—历时—重现期表。

附录2.3 暴雨公式的型式与参数推求

暴雨公式型式的选择与参数确定是继频率分布模型后又一要题，它直接影响着能否较好地反映由频率分布模型所确定的强度—历时—重现期表的规律。公式型式的选择应从符合客观暴雨规律出发，同时要兼顾公式型式在统计与应用上的简易性。

国外暴雨公式曾用过多种型式，目前美国主要用$i=\frac{A}{(t+b)^n}$型；前苏联广泛用$i=\frac{A}{t^n}$型；日本用$i=\frac{A}{t+b}$型；我国排水规范用$i=\frac{A}{(t+b)^n}$型。对于雨力公式，美国用$A=kP^m$型；日本用一定频率所相应的A值及其参数；前苏联与我国用$A=A_1(1+C\text{tg}P)$型。统计表明，我国现用的暴雨公式及雨力公式的型式是合理的，单一重现期的分公式精度高而统计方便，包含重现期变量的总公式比分公式精度上有损失，但能表示暴雨的整体规律而应用广。

关于$i=\frac{A}{(t+b)^n}$的统计式是三个参数的非线性超定方程，用手算无法直接求解，通常用图解摆试法与线性最小二乘法相结合求参，如用电算则用解析法直接解非线性超定方程

最为优化。

暴雨公式 $i=\frac{A_1(1+C\lg P)}{(t+b)^n}$ 型的参数 n 与 b，过去习惯用各单一频率的 n 与 b 的均值。实践表明，用统计资料 i—t—P 表求各历时的平均强度基此求取 n 与 b，所得公式精度将比上述习惯法为优。

统计雨力公式的重现期，在一般情况下可用0.25～10a，但对设计重现期要求较高的广场排水、机场排水、防洪沟以及灾害性暴雨积水校核等方面应适当提高统计雨力公式的重现期，一般用 T_E 为0.25～100a。

值得注意的是，82年同济大学对全国65个大中城市暴雨资料的统计规律显示：b 与 n 随重现期的增大而减小，通常 b 在10左右；当令 $b=10$ 计算所产生的偏差，其大部分能在确定 n 与 A 时得到补偿与调整，对精度的实际影响不大，而公式却由三参数变成二参数，可用线性最小二乘法直接求解参数，无论用电算或手算都很方便，其精度仅略低于三参数解析法电算解。当单个城市统计暴雨公式而又缺乏电算应用条件或图解摆试法经验时，值得推荐应用。

暴雨公式求参的各家手算与电算统计方法详见后面有关示例。

附录2.4 误 差 计 算

分析样本通过频率分布模型求取样本的总体规律，其间必然存在着抽样误差。由频率分布模型所确定的各历时的总体规律在用暴雨公式全面表示强度—历时—重现期时也必然存在着统计误差。误差计算的目的在于检查资料与配置公式的拟合是否良好的程度。上述两种误差的反映通常用绝对均方差与相对均方差表示。

绝对均方差公式为

$$\sigma=\sqrt{\frac{\Sigma(x_0-x)^2}{m_1}} \tag{附式-43}$$

相对均方差公式为

$$\sigma'=\frac{\sigma}{\frac{\Sigma x_0}{m_1}}=\frac{\sqrt{\Sigma(x_0-x)^2/m_1}}{\overline{x}_0} \tag{附式-44}$$

式中 x_0——输入强度；

x——计算强度；

m_1——资料统计数。

排水规范规定：计算抽样误差与暴雨公式均方差，当计算重现期在0.25～10a时，在一般强度的地方，平均绝对均方差不宜大于0.05mm/min。在较大强度的地方，平均相对均方差不宜大于5%。

附录2.5 同济大学的暴雨公式统计方法

这里简要介绍本统计方法的理论根据及其特点，手算统计的步骤与实例。电算统计的P-Ⅲ型分布、指数分布、耿贝尔分布、暴雨公式参数求解等程序从略。

附录 2.5.1 频率分布模型统计

非年最大值法(年多个样法)选样与年最大值法选样其频率分布模型经用大量资料验证,分别用指数分布模型与耿贝尔分布模型最为合适,特别是这两个模型都是二参数公式,便于用手算统计可求得与电算同样的精确参数。

(1) 指数分布模型:适用于非年最大值法选样,频率分布形态为乙型分布。

指数分布的机率密度函数公式:

$$Y = f(x) = a\mathrm{e}^{-a(x-b)} \tag{附式-45}$$

式中 x——水文量;

a——表示离散程度的参数;

b——分布曲线的下限见附图 9。

机率分布函数公式:

$$F(x) = \int_b^x f(x)\mathrm{d}x = 1 - \mathrm{e}^{-a(x-b)} \tag{附式-46}$$

超过机率 P_E:

$$P_E = 1 - F(x) = \mathrm{e}^{-a(x-b)} \tag{附式-47}$$

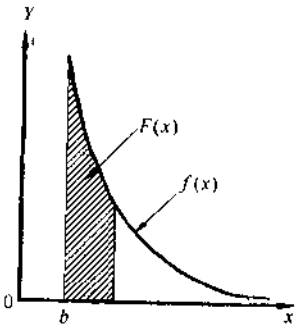
因 $T_E = 1/P_E$

故 $T_E = \mathrm{e}^{a(x-b)}$

对上式两侧取对数:

$$x = \frac{1}{a}\ln T_E + b = \frac{2.3026}{a}\lg T_E + b$$

$$= a\lg T_E + b \tag{附式-48}$$



附图 9 指数分布曲线

用最小二乘法可求得式(附式-48)参数:

$$\left.\begin{aligned} x &= a\lg T_E + b \\ a &= \frac{\overline{x}\,\overline{\lg T_E} - \overline{x\lg T_E}}{\overline{\lg T_E}^2 - \overline{\lg T_E^2}} \\ b &= \overline{x} - a\,\overline{\lg T_E} \end{aligned}\right\} \tag{附式-49}$$

列表可把参数 a 与 b 求出,而后得各历时的频率计算公式 x 值。详见附表 43(第 961 页)。

(2) 耿贝尔分布模型:适用于年最大值法选样,频率分布形态为偏态铃形分布,降雨强度与重现期在耿贝尔纸上呈一直线。耿贝尔分布形式:

$$P(x) = \exp(\mathrm{e}^{-(a+x)/c}) \tag{附式-50}$$

式中 $P(x)$——耿贝尔分布的非超过机率;

x——水文量;

a、c——统计参数,

$$a = rc - \overline{x} \tag{附式-51}$$

$$c=\frac{\sqrt{6}}{\pi}\sigma_x \tag{附式-52}$$

式中 r——欧拉常数，$r=0.57721$；

$\overline{x}$——水文量的平均值；

σ_x——水文量的标准差，$\sigma_x=\sqrt{\overline{x^2}-\overline{x}^2}$。

设超过机率为 P_M：

$$P_M=1-P(x)=1-\exp(e^{-(a+x)/c}) \tag{附式-53}$$

则 $T_M=\frac{1}{P_M}$，即

$$T_M=\frac{1}{1-\exp(e^{-(a+x)/c})} \tag{附式-54}$$

整理式(附式-54)得：

$$x=-a-c\times\ln[\ln T_M-\ln(T_M-1)] \tag{附式-55}$$

以式(附式-51、52)代入式(附式-55)：

$$x=-\left(r\frac{\sqrt{6}}{\pi}\sigma_x-\overline{x}\right)-\frac{\sqrt{6}}{\pi}\sigma_x\ln[\ln T_M-\ln(T_M-1)]$$

整理得：

$$x=\overline{x}-\frac{\sqrt{6}\sigma_x}{\pi}\{r+\ln[\ln T_M-\ln(T_M-1)]\} \tag{附式-56}$$

令频度系数

$$K=-\frac{\sqrt{6}}{\pi}\{0.57721+\ln[\ln T_M-\ln(T_M-1)]\} \tag{附式-57}$$

则

$$x=\sigma_x K+\overline{x} \tag{附式-58}$$

由式(附式-58)以水文量 x 为横轴，K 为纵轴，可在一直角坐标上绘得一直线，令 $A=\sigma_x$，$B=\overline{x}$，用最小二乘法求得：

$$\left.\begin{aligned}&x=AK+B\\&A=\frac{\overline{K}\,\overline{x}-\overline{Kx}}{\overline{K}^2-\overline{K^2}}\\&B=\frac{\overline{K}\,\overline{Kx}-\overline{K^2}\,\overline{x}}{\overline{x}^2-\overline{x^2}}=\overline{x}-A\overline{K}\end{aligned}\right\} \tag{附式-59}$$

由同一历时的 A_M 资料，按大小序列排列，列表算出各序列的式中有关数值，最后由式(附式-59)式求出 A 与 B 值，从而得该历时的频率计算公式 x 值。详见附表 44(第 962 页)。

附录 2.5.2 暴雨公式统计

暴雨公式 $i=\frac{A}{(t+B)^n}$ 型是为超定非线性方程，用手算法难以直接求介参数，通常用图解法与线性最小二乘法相结合求取参数。我们采用最优化的方法，用电算解超定非线性方程组，获得高精度的公式。

暴雨公式 $i=\frac{A}{(t+B)^n}$ 三参数 A、B、n 的推求，即解以下超定非线性方程组：

$$DF(i、t、C_0)^{\mathrm{T}}\times DF(i、t、C_0)=$$

$$\begin{bmatrix} \sum_{j=1}^{N}\left[\frac{-1}{(t_j+B_0)^{n_0}}\right]^2 & -\sum_{j=1}^{N}\frac{n_0A_0}{(t_j+B_0)^{2n_0+1}} & -\sum_{j=1}^{N}\frac{A_0\ln(t_j+B_0)}{(t_j+B_0)^{2n_0}} \\ -\sum_{j=1}^{N}\frac{n_0A_0}{(t_j+B_0)^{2n_0+1}} & \sum_{j=1}^{N}\left[\frac{n_0A_0}{(t_j+B_0)^{n_0+1}}\right]^2 & \sum_{j=1}^{N}\frac{A_0^2n_0\ln(t_j+B_0)}{(t_j+B_0)^{2n_0+1}} \\ -\sum_{j=1}^{N}\frac{A_0\ln(t_j+B_0)}{(t_j+B_0)^{2n_0}} & \sum_{j=1}^{N}\frac{A_0^2n_0\ln(t_j+B_0)}{(t_j+B_0)^{2n_0+1}} & \sum_{j=1}^{N}\left[\frac{A_0\ln(t_j+B_0)}{(t_j+B_0)^{n_0}}\right]^2 \end{bmatrix}=\begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} \\ a_{21} & a_{22} & a_{23} \\ a_{31} & a_{32} & a_{33} \end{bmatrix}$$

(附式-60)

$$DF(i、t、C_0)^{\mathrm{T}}\times F(i、t、C_0)=\begin{bmatrix} \sum_{j=1}^{N}\left[\frac{-1}{(t_j+B_0)^{n_0}}\right]\left[i_j-\frac{A_0}{(t_j+B_0)^{n_0}}\right] \\ \sum_{j=1}^{N}\frac{n_0A_0}{(t_j+B_0)^{n_0+1}}\left[i_j-\frac{A_0}{(t_j+B_0)^{n_0}}\right] \\ \sum_{j=1}^{N}\frac{A_0\ln(t_j+B_0)}{(t_j+B_0)^{n_0}}\left[i_j-\frac{A_0}{(t_j+B_0)^{n_0}}\right] \end{bmatrix}=\begin{bmatrix} b_1 \\ b_2 \\ b_3 \end{bmatrix}$$

(附式-61)

式中 i——暴雨强度；

t——降雨历时；

A、B、n——暴雨公式的三个参数；

A_0、B_0、n_0——参数的初值；

N——降雨历时数；

暴雨公式 $i=\frac{A}{t+B}$ 与 $i=\frac{A}{t^n}$ 型，用式(附式-61)也能计算，因为它只是特例。

附录 2.5.3 暴雨公式统计方法的步骤和程序：

手算统计方法：

(1) 选样方法：在自记雨量纸上，按历时 5、10、15、20、30、45、60、90、120min，每年选 8 个最大降雨量，计算暴雨强度，按不同历时将历年暴雨强度以大小次序排列，取资料年数 4 倍的最大个数作为统计的基础资料。

(2) 经验频率计算：由统计的基础资料，用经验频率公式 $T_{\mathrm{E}}=\frac{N+1}{m}$ 计算各组暴雨的重现期 T_{E}，式中 N 为资料年数，m 为序列数。

(3) 频率分布计算：用式(附式-50)或式(附式-51)式列表算出 a 与 b 或 A 与 B 参数，而后计算所需 T_{E} 值的暴雨强度。并制成暴雨强度-降雨历时-重现期表($T=0.25$、0.333、0.50、1.0、2、5、10、20、50、100a)，供统计暴雨公式用。

(4) 单一重现期的 $i=\frac{A}{(t+B)^n}$ 式参数的计算：由上述 i-t-T 表，以 i 与 $(t+B)$ 值点绘在双对数纸上用摆试法试凑成直线，以求得 B 值(B 常在 10 左右，当有些偏差时能在确定 A 与 n 时得到调整，因而对精度影响不大)，然后用最小二乘法解得的求参式(附式-62)、式(附式-63)列表计算参数 n 与 A：

$$n=\frac{\Sigma\lg i\Sigma\lg(t+B)-m_1\Sigma[\lg i\lg(t+B)]}{m_1\Sigma[\lg(t+B)]^2-[\Sigma\lg(t+B)]^2} \qquad \text{(附式-62)}$$

$$\lg A = \frac{\Sigma \lg i + n\Sigma \lg(t+B)}{m_1} \qquad \text{(附式-63)}$$

式中 m_1——不同降雨时段的数目。

(5) 包含频率变数的 $i = \frac{A}{(t+B)^n} = \frac{R + S\lg T_E}{(t+B)^n} = \frac{A_1(1 + C\ln T_E)}{(t+B)^n}$ 式参数的计算：

由 3)所述的 i-t-T 表，求各历时的平均强度 $\bar{i}$，以 $\bar{i}$ 与 $(t+B)$ 作如上点绘求 B 值，并用式(附式-62)求 n，由该 B 与 n 为地方常数，用式(附式-63)分别计算各相应重现期的 A 值，而后由 $A = R + S\lg T$ 式用最小二乘法解得的求参公式(附式-64)(附式-65)列表计算参数 R 与 S：

$$R = \frac{\Sigma(\lg T)^2 \Sigma A_T - \Sigma \lg T \Sigma(A_T \lg T)}{m_2 \Sigma(\lg T)^2 - (\Sigma \lg T)^2} \qquad \text{(附式-64)}$$

$$S = \frac{\Sigma A_T - m_2 R}{\Sigma \lg T} \qquad \text{(附式-65)}$$

式中 m_2——参与统计公式的单一重现期公式的个数。

附录 2.5.4 暴雨公式统计实例：

【例 1】 兹以昆明暴雨资料(1938～1953 年，共 16a 自记雨量资料)为例，按 $t = 5$～120min 各历时每年选样 8 个最大暴雨，以大小序列排列，取最大 64 组资料进行统计。

【解】 (1) 手算示例：

1) 频率分布计算：把附表 43 观测值 i 与 T 点绘在半对数纸上明显地呈直线倾向，证明它用指数分布配合可得良好精度。

昆明暴雨观测值的频率强度历时 **附表 43**

序列 m	$T_F = \frac{N+1}{m}$	$\lg T_E$	$(\lg T_E)^2$	$t = 5$min		……	$t = 120$min	
				i	$i\lg T_E$		i	$i\lg T_E$
1	17.000	1.23045	1.51401	2.500	3.07613	……	0.807	0.99297
2	8.500	0.92942	0.86382	2.433	2.26128	……	0.572	0.53163
3	5.667	0.75335	0.56754	2.400	1.80804	……	0.543	0.40907
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
62	0.274	−0.56225	0.31612	1.100	−0.61848	……	0.187	−0.10514
63	0.270	−0.56864	0.32335	1.100	−0.62550	……	0.185	−0.10520
64	0.266	−0.57840	0.33454	1.100	−0.63624	……	0.183	−0.10585
Σ		−10.35516	11.41012	95.695	−6.112	……	18.893	−0.268
$\frac{\Sigma}{64}$		−0.16180	0.17828	1.495	−0.095	……	0.295	−0.004

由附表 43 资料用公式(附式-58)、式(附式-59)、式(附式-60)，求得指数分布公式 $i = a\lg T_E + b$ 的参数见附表 44。

$\bar{i} = a\lg T_E + b$ 式的参数 a 与 b 附表 44

参 数	t(min)								
	5	10	15	20	30	45	60	90	120
a	0.958	0.738	0.692	0.662	0.538	0.508	0.438	0.342	0.287
b	1.650	1.318	1.123	1.010	0.813	0.660	0.557	0.418	0.342

由指数分布公式算出统计暴雨公式用的频率强度历时见附表 45。

统计暴雨公式用的频率强度历时 附表 45

$T_E(a)$	t(min)									
	5	10	15	20	30	45	60	90	120	平均
100	3.57	2.78	2.51	2.33	1.89	1 68	1.43	1.10	0.92	2.02
50	3.28	2.58	2.30	2.13	1.73	1.52	1.30	1.00	0.83	1.85
20	2.90	2.28	2.03	1.87	1.51	1.32	1.13	0.86	0.72	1.62
10	2.61	2 06	1.82	1.68	1 35	1.17	1.00	0.76	0.63	1.45
5	2.32	1.83	1.61	1.46	1.19	1.02	0.86	0.66	0.54	1.28
2	1.94	1.54	1.33	1.21	0.98	0.81	0.69	0.52	0.43	1.05
1	1.65	1.32	1.12	1.01	0 81	0.66	0.56	0.42	0.34	0.87
0.5	1.36	1.10	0.92	0.83	0.65	0.51	0.43	0.32	0.26	0.71
0.333	1.19	0.97	0.79	0.70	0.56	0.42	0.35	0.26	0.21	0.61
0.25	1.07	0.87	0 71	0.61	0.49	0.35	0.29	0.21	0.17	0.53
平 均	2.19	1.73	1.51	1.38	1.12	0.95	0.80	0.61	0.51	

2) $i = \dfrac{A}{(t+B)^n}$型(单一重现期)暴雨公式的统计:以附表 45 资料 i 与 t 直接点绘双对数纸上呈一上凸曲线;以$\dfrac{1}{i}$与 t 点绘到方格纸上也呈上凸曲线,可见用 $i = \dfrac{A}{t^n}$与 $i = \dfrac{A}{t+B}$型公式均不理想。经用 i 与$(t+B)$在双对数纸上以摆试法求得当 $B=10$ 时各重现期的 i 与$(t+10)$都呈直线,据此取 $B=10$,用式(附式-62)、式(附式-63)列附表 46 计算,求得各重现期的公式参数附表 47。

昆明 $i = \dfrac{A}{(t+B)^n}$型公式统计 附表 46

t (min)	$\lg(t+10)$	$[\lg(t+10)]^2$	$T_E = 100a$			……	$T_E = 0.25a$		
			i	$\lg i$	$\lg i \lg(t+10)$	……	i	$\lg i$	$\lg i \lg(t+10)$
5	1.17609	1.38318	3.57	0.55267	0.64998	……	1.08	0.02938	0.03455
10	1.30103	1.69267	2.78	0.44404	0.57770	……	0.87	−0.06048	−0.07868
15	1.39794	1.95423	2.51	0.39967	0.55871	……	0.71	−0.14874	−0.20792
20	1.47712	2.18188	2.33	0.36736	0.54263	……	0.61	−0.21467	−0.31709
30	1.60206	2.56659	1.89	0.27646	0.44290	……	0.49	−0.30980	−0 49631
45	1.74036	3.02885	1.68	0.22531	0.39212	……	0.35	−0.45593	−0.79348
60	1.84510	3.40439	1.43	0.15534	0.28661	……	0.29	−0.53760	−0.99192
90	2.00000	4.00000	1.10	0.04139	0.08278	……	0.21	−0.67778	−1.35556
120	2.11394	4.46874	0.92	−0.03621	−0.07654	……	0.17	−0.76955	−1.62678
Σ	14.65364	24.67953	18.21	2.42603	3.45689	……	4.77	−3.14517	−5.83319

$i=\frac{A}{(t+B)^n}$型公式的参数值 附表 47

参 数	T_E(a)									
	100	50	20	10	5	2	1	0.5	0.333	0.25
A	17.7	16.8	15.3	14.4	13.4	12.3	11.7	11.0	10.9	11.6
B	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
n	0.601	0.611	0.623	0.636	0.653	0.684	0.724	0.767	0.810	0.868

3) $i=\frac{R+S\lg T_E}{(t+B)^n}$暴雨公式的统计：

① 求取地区参数 B 与 n：由附表 45 中不同历时的平均强度 $\bar{i}$，以 $\bar{i}$ 与$(t+B)$点绘在双对数纸上，用摆试法绘出直线求得 $B=10$，然后用式(附式-62)列附表 48 求 n。

参数 n 的计算 附表 48

t(min)	$\lg(t+10)$	$[\lg(t+10)]^2$	$\bar{i}$	$\lg\bar{i}$	$\lg\bar{i}\lg(t+10)$
5	1.17609	1.38318	2.19	0.34044	0.40039
10	1.30103	1.69276	1.73	0.23804	0.30969
15	1.39794	1.95423	1.51	0.17897	0.25019
20	1.47712	2.18188	1.38	0.13988	0.20662
30	1.60206	2.56659	1.12	0.04922	0.07885
45	1.74036	3.02885	0.95	−0.02227	−0.03875
60	1.84510	3.40439	0.80	−0.09691	−0.17881
90	2.00000	4.00000	0.61	−0.21467	−0.42934
120	2.11394	4.46874	0.51	−0.29243	−0.61818
Σ	14.65364	24.67953		0.32027	−0.01913

$$n=\frac{0.32027\times14.65364-9\times(-0.01913)}{9\times24.67953-(14.65364)^2}=0.659$$

② 求相应 B 与 n 的各重现期的A_T：用 $B=10$，$n=0.659$ 以公式(附式-63)求得 A_T 值，并列附表 49 用公式(附式-64)、式(附式-65)计算得参数 R 与 S。

参数 R 与 S 的计算 附表 49

T_E(a)	$\lg T_E$	$(\lg T_E)^2$	A_T	$A_T\lg T_E$
100	2	4	22.00	44.00000
50	1.69897	2.88650	20.09	34.13230
20	1.30103	1.69268	17.56	22.84608
10	1.00000	1.00000	15.65	15.65000
5	0.69897	0.48856	13.68	9.56191
2	0.30103	0.09062	11.15	3.35648
1	0	0	9.21	0
0.50	−0.30103	0.09062	7.34	−2.20956
0.333	−0.47712	0.22764	6.17	−2.94383
0.25	−0.60206	0.36248	5.29	−3.18490
Σ	5.61979	10.83910	128.14	121.20848

$$R=\frac{10.83910\times128.14-5.61979\times121.20848}{10\times10.83910-(5.61979)^2}=9.214$$

$$S=\frac{128.14-10\times9.214}{5.61979}=6.406$$

故 $$i=\frac{9.214+6.406\lg T_E}{(t+10)^{0.659}}=\frac{9.214(1+0.695\lg T_E)}{(t+10)^{0.659}}$$

4) 均方差与相对均方差计算：单一重现期公式与包含频率变数公式的均方差计算见附表 50 与附表 51，前者精度很高，实用价值最大，后者应用范围广，但牺牲精度。

昆明 $i=\frac{A}{(t+10)^n}$ 式的均方差与相对均方差计算 **附表 50**

T_E(a)	t(min)									$\sqrt{\frac{\Sigma r^2}{m_1}}$	$\frac{\sqrt{\Sigma r^2/m_1}}{\bar{i}}$(%)
	5	10	15	20	30	45	60	90	120		
100	−0.10	+0.14	+0.05	−0.04	+0.03	−0.09	−0.05	+0.01	+0.03	0.072	3.58
50	−0.06	+0.11	+0.06	−0.03	+0.03	−0.07	−0.05	—	+0.03	0.057	3.08
20	−0.07	+0.08	+0.04	−0.03	+0.03	−0.06	−0.04	+0.01	+0.02	0.048	2.96
10	−0.04	+0.08	+0.04	−0.02	+0.04	−0.04	−0.03	+0.01	+0.02	0.040	2.76
5	−0.03	+0.06	+0.03	+0.02	+0.02	−0.04	−0.02	—	+0.02	0.031	2.42
2	−0.01	+0.04	+0.04	−0.02	—	−0.02	0.02	−0.01	+0.01	0.019	1.81
1	—	+0.02	+0.02	−0.01	—	+0.03	−0.02	—	—	0.016	1.84
0.5	+0.02	—	+0.01	−0.03	—	—	−0.01	—	—	0.013	1.83
0.333	+0.03	—	+0.02	−0.01	−0.01	—	—	—	—	0.013	2.13
0.25	+0.03	−0.01	—	−0.01	−0.02	−0.01	—	—	—	0.013	2.45
平 均										0.032	2.49

昆明 $i=\frac{9.214+6.406\lg T_E}{(t+10)^{0.659}}$ 型式的均方差与相对均方差计算 **附表 51**

T_E(a)	t(min)									$\sqrt{\frac{\Sigma r^2}{m_1}}$	$\frac{\sqrt{\Sigma r^2/m_1}}{\bar{i}}$(%)
	5	10	15	20	30	45	60	90	120		
100	+0.13	+0.28	+0.13	+0.01	+0.05	−0.11	−0.09	−0.04	−0.03	0.124	6.14
50	+0.09	+0.21	+0.11	—	+0.04	−0.09	−0.08	−0.03	−0.03	0.095	5.16
20	+0.03	+0.16	+0.07	—	+0.03	−0.07	−0.06	−0.02	−0.01	0.068	4.13
10	+0.01	+0.11	+0.05	−0.02	+0.02	−0.06	−0.05	−0.01	—	0.049	3.39
5	+0.02	+0.07	+0.03	—	+0.01	−0.05	−0.03	—	+0.01	0.033	2.58
2	+0.07	−0.01	—	−0.03	—	−0.02	−0.01	+0.02	+0.02	0.028	2.69
1	−0.10	−0.04	−0.02	−0.03	—	—	—	+0.02	+0.03	0.040	4.56
0.5	−0.14	+0.09	−0.05	−0.06	−0.01	−0.01	+0.01	+0.03	−0.03	0.063	8.89
0.333	−0.16	+0.09	−0.05	−0.04	−0.02	+0.02	+0.02	+0.04	+0.04	0.068	11.22
0.25	−0.17	+0.07	−0.07	0.04	−0.02	+0.03	+0.03	+0.05	+0.05	0.072	13.71
平 均										0.064	6.25

(2) 电算成果示例见附表52～54。

指数分布($i=a\lg T_E+b$)参数与均方差 **附表52**

参数与方差	$t(min)$								
	5	10	15	20	30	45	60	90	120
a	0.958	0.740	0.696	0.662	0.536	0.506	0.438	0.341	0.284
b	1.638	1.318	1.120	1.010	0.816	0.660	0.556	0.418	0.341
绝对均方差	0.05323	0.03162	0.02793	0.02983	0.03959	0.02107	0.02290	0.01756	0.01798
相对均方差	0.03560	0.02638	0.02762	0.03302	0.05453	0.03643	0.04721	0.04839	0.06093

单一重现期暴雨公式参数与均方差 **附表53**

公式	T_E(a)	A	B	n	绝对均方差	相对均方差
$i=\frac{A}{(t+B)^n}$	100	12.229045	11.546298	0.602237	0.051028	0.025432
	50	16.948897	11.316586	0.608101	0.044932	0.024472
	20	15.270769	10.946427	0.617795	0.036256	0.022499
	10	14.021656	10.645458	0.627319	0.030640	0.021267
	5	12.882016	10.339899	0.641105	0.024404	0.019209
	2	11.674239	10.046550	0.671117	0.016362	0.015654
	1	11.023155	9.926493	0.706695	0.010368	0.011847
	0.5	11.205561	10.193014	0.772870	0.004761	0.006755
	0.333	11.972788	10.551709	0.833843	0.002703	0.004469
	0.25	13.583195	11.167741	0.901171	0.003077	0.005758
平均					0.022453	0.015739

包含频率参变数的暴雨公式与均方差 **附表54**

暴雨公式		总绝对均方差	总相对均方差
$i=\frac{R+S\lg T_E}{(t+B)^n}$	$i_1=\frac{10.782+7.475\lg T_E}{(t+10.668)^{0.698}}$	0.096365	0.080779
	$i_2=\frac{8.918+6.183\lg T_E}{(t+10.247)^{0.649}}$	0.074413	0.062345
$i=\frac{KT_E^m}{(t+B)^n}$	$i_2=\frac{8.252T_E^{0.231}}{(t+10.247)^{0.649}}$	0.155550	0.130391
$i=\frac{R+S\lg T_E}{t+B}$	$i_2=\frac{48.904+33.905\lg T_E}{t+27.538}$	0.098154	0.082278
$i=\frac{R+S\lg T_E}{t^n}$	$i_2=\frac{2.897+2.008\lg T_E}{t^{0.392}}$	0.107256	0.089909

续表

暴雨公式		总绝对均方差	总相对均方差
$i=\frac{R+S\lg T_E}{(t+10)^n}$	$i_2=\frac{8.699+6.031\lg T_E}{(t+10)^{0.644}}$	0.074494	0.062446

注：i_1法——用各单一重现期公式的 b 与 n 求取$\bar{b}$ 与$\bar{n}$的习惯方法。

i_2注——用统计暴雨公式的 i—T_E—t 表求各历时的平均强度基此求取 b 与 n，经 65 个城市资料作 i_1 法与 i_2 法对比计算，均以 i_2 法为优，精度可提高很多。

【例 2】 本例以上海暴雨共 60a 自记雨量资料(1919～1978 年)，按 $t=5\sim240$min，用年最大值法选样，统计频率分布与暴雨公式。

(1) 手算示例：频率分布计算：以附表 55 观测值 i 与 T_M 在耿贝尔纸上点绘，除最大一个极值外，其他测点均密集为一直线，表明用耿贝尔分布模型配合精度良好。最大一个极值与其他值之间有着明显脱离现象，经核算该值为百年以上的特大暴雨，故作舍弃处理。实际统计资料为 59 组。

上海暴雨频率强度历时计算(年最大值法选样) **附表 55**

序列 m	$T_M=\frac{N+1}{m}$	K	K^2	$t=5$min			……	$t=240$min		
				X_5	X_5^2	KX_5		X_{240}	X_{240}^2	KX_{240}
1	60.000	2.7358	7.4844	4.280	18.3184	11.7092	……	0.536	0.2873	1.46639
2	30.000	2.1887	4.7903	3.920	15.3664	8.5797	……	0.524	0.2746	1.14688
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
58	1.034	−1.4076	1.9813	1.280	1.6384	−1.8017	……	0.129	0.0166	−0.18158
59	1.017	−1.5486	2.3982	1.220	1.4884	−1.8893	……	0.114	0.0130	−0.17654
Σ		−1.1748	49.4215	132.280	322.3728	32.8624	……	14.349	4.0015	4.68910
Σ/59		−0.0199	0.8377	2.242	5.4639	0.5570	……	0.243	0.0678	0.0795

由附表 55 资料用公式(附式 59)求得耿贝尔分布公式 $x=AK+B$ 的参数如下：

$x=AK+B$ 式的参数 A、B 与均方差 **附表 56**

参数	t(min)											
	5	10	15	20	30	45	60	90	120	150	180	240
A	0.719	0.502	0.473	0.440	0.398	0.338	0.290	0.226	0.183	0.151	0.125	0.101
B	2.256	1.747	1.499	1.349	1.116	0.868	0.717	0.533	0.427	0.355	0.307	0.245
σ (mm/min)	0.076	0.055	0.039	0.050	0.045	0.035	0.026	0.023	0.024	0.018	0.014	0.013
σ'(%)	3.41	3.17	2.61	3.75	4.07	4.07	3.70	4.26	5.63	4.99	4.52	4.95

由附表 56 得：

总绝对平均均方差$\bar{\sigma}=0.035$mm/min

总相对平均均方差$\bar{\sigma'}=4.09\%$

由耿贝尔分布公式算出统计暴雨公式用的频率强度历时见附表 57。

统计暴雨公式用的频率强度历时(耿贝尔分布) **附表 57**

T_M(a) \ t(min)	5	10	15	20	30	45	60	90	120	150	180	240	平均
100	4.511	3.322	2.983	2.729	2.364	1.928	1.627	1.242	1.001	0.829	0.699	0.652	1.983
50	4.120	3.048	2.725	2.490	2.148	1.744	1.469	1.119	0.901	0.736	0.631	0.507	1.803
20	3.598	2.684	2.382	2.170	1.859	1.499	1.258	0.955	0.768	0.637	0.540	0.433	1.565
10	3.194	2.402	2.116	1.923	1.635	1.309	1.095	0.828	0.666	0.552	0.470	0.377	1.380
5	2.773	2.100	1.839	1.666	1.402	1.111	0.926	0.696	0.559	0.464	0.397	0.318	1.188
3	2.438	1.874	1.619	1.461	1.217	0.954	0.791	0.590	0.473	0.393	0.339	0.271	1.035
2	2.138	1.665	1.421	1.277	1.051	0.812	0.669	0.496	0.397	0.330	0.286	0.228	0.898
平 均	3.253	2.442	2.155	1.959	1.668	1.337	1.119	0.846	0.681	0.568	0.480	0.385	

暴雨公式参数统计用[例1]的方法与步骤进行,由此得暴雨分公式参数(见附表58)与暴雨总公式(见附表59)。

暴雨分公式 $i=\frac{A}{(t+B)^n}$ 的参数 **附表 58**

参 数	T_M(a)						
	100	50	20	10	5	3	2
A	30.2	28.9	26.0	23.8	21.5	19.9	18.6
B	10	10	10	10	10	10	10
n	0.704	0.719	0.729	0.746	0.754	0.771	0.792

(2) 电算成果及其对比:

暴雨公式统计成果 **附表 59**

项 目	计算方法	成 果	总绝对平均均方差 (mm/min)	总相对平均均方差 (%)
耿贝尔分布	手 算	见附表57	0.035	4.09
P-Ⅲ分布	电 算	略	0.045	4.82
暴雨分公式	手 算	见附表58	0.072	5.13
	电 算	略	0.065	4.64
暴雨总公式	手 算	$i_2=\frac{11.206+10.768\lg T_M}{(t+10)^{0.723}}$	0.096	0.068
	电 算	$i_2=\frac{11.356+10.933\lg T_M}{(t+11.405)^{0.720}}$	0.094	0.067

注:1. 总平均均方差按 $T_M=2\sim100$a 计算。

2. i_2 意义同附表54。

附录3 福建省各市暴雨强度公式研究(2001年8月)
(福建省城乡规划设计研究院)

附录3.1 前 言

暴雨强度公式是城市防洪、排涝及排水规划和工程设计极其重要的设计参数,其精确度如何直接影响工程设计的安全、经济和合理性。由于历史的原因,1992年以前,我省仅有福州、厦门两市有根据自记雨量记录数据编制的暴雨强度公式,但由于编制时间较长,气候条件的变化,需要重新编制,其他城市则尚属空白。因此,全面开展全省各地暴雨强度公式编制研究工作具有明显的社会效益、经济效益和环境效益。

1992年我院完成了省建委立项的"我省厦门等14个城市暴雨强度公式编制研究"课题,1992年5月通过鉴定验收,并于1996年获省建委系统九·五科技进步二等奖。该项成果使我省在城市暴雨强度公式研究编制方面迈出了重要的一步,也为以后编制全省各县市暴雨强度公式工作打下良好的基础。厦门等14个城市暴雨强度公式自1992年鉴定后付诸于实践,即成为这14个城市防洪排水工程设计的重要设计依据,对我省城市基础设施建设起到了十分重要的作用。

为了保证我省其他地市防洪排水工程建设的科学、合理和经济,省建委于1999年再次立项,委托我院研究编制我省另外23个市县的暴雨强度公式。2001年8月省建设厅组织有关专家对本课题研究报告送审稿进行评审鉴定,本次研究报告即根据鉴定意见补充完善。

注:1992年完成暴雨强度公式编制的城市为:

厦门、泉州、漳州、莆田、晋江、南平、邵武、崇安、三明、永安、龙岩、漳平、宁德、福安。

本次完成暴雨强度公式编制的城市为:

福清、南安、连江、霞浦、福州、罗源、龙海、诏安、沙县、东山、云霄、永春、福鼎、惠安、长乐、建瓯、建阳、浦城、长汀、闽侯、仙游、连城、漳浦。

附录3.2 国内研究成果综述及本次研究所采用的方法

目前国内最详细介绍暴雨强度公式编制方法为1985年出版的给水排水设计手册第5册《城市排水》,该手册详细介绍了暴雨强度公式传统的手算编制方法、同济大学提出的以指数分布为理论核心的统计方法和南京市建筑设计院提出的以皮尔逊Ⅲ型分布数值电算解为理论核心的CRA编制方法。

目前国内最权威规定暴雨强度公式编制方法为1997年版的《室外排水设计规范》(GBJ 14—87),该规范在"附录一"中明确规定了暴雨强度公式编制时资料的年数、选样方法、统计方法以及精度要求。

近年学术界在暴雨强度公式编制方法上争论较多的主要有两个问题。其一是理论频率曲线的选择,指数分布和皮尔逊Ⅲ型分布在该手册和该规范中均予以推荐,同济大学邓培德教授认为三参数的皮尔逊Ⅲ型曲线由于计算极为复杂,难以达到理论精度,建议以采用指数分布为佳。上海交大夏宗尧教授则认为皮尔逊Ⅲ型曲线优于指数分布。其二在次频率和重现期计算公式上有分歧,邓培德认为次频率公式应为 $P=\frac{m}{k(N+1)}$,夏宗尧认为次频率公式

应为 $P=\frac{m}{kN+1}$，至今尚未定论。

本次研究根据《规范》要求，选样方法采用年多个样法，频率分布曲线采用指数分布和皮尔逊亚型分布分别进行匹配，然后进行暴雨强度分公式和总公式的拟合，同时，本次研究根据暴雨强度公式和指数分布公式数学上的本质一致的原理，首次提出暴雨强度公式的直接拟合法，最后比较三种方法编制的暴雨强度公式的误差大小，推荐各市实用暴雨强度公式。

附录3.3 暴雨资料的收集和整理

暴雨强度公式编制的基础是精确可靠的降雨资料。为了保证本次研究编制工作降雨资料的详细可靠，我们委托福建省气候中心收集整理降雨资料。

根据《规范》规定，本次降雨数据选择按年多个样法，按5、10、15、20、30、45、60、90、120min 9个时段，每年每个历时从自记雨量纸上选取8个最大降雨量，然后不论年次，将每个历时的子样按大小次序排列，再从中选取资料年数的4倍的最大值，作为统计的基础资料。

样本经验频率根据《手册》采用公式为

$$P=\frac{m}{n+1}100\% \qquad \text{(附式-66)}$$

式中 m——计算的子样在系列中按大小顺序排列的序号

n——子样的总个数

本次23个县市降雨数据年限为：

1979～1998(20a)：福州、福鼎、惠安、东山、长乐、建瓯、建阳、闽侯、仙游。

1980～1998(19a)：南安、连江、霞浦、福清、罗源、龙海、诏安、沙县、云霄、漳浦、永春、德化。

1985～1998(14a)：浦城、长汀。

参数 a 和 b 可用最小二乘法求解，拟合数据采用降雨资料中的降雨强度和与其对应的经验重现期，拟合的目标函数为绝对差平方和最小。

$$W=\sum_{j=1}^{n}(i_j-a\lg Te_j-b) \qquad \text{(附式-67)}$$

令 $\frac{\partial W}{\partial a}=0$，$\frac{\partial W}{\partial b}=0$。解得：

$$a=\frac{\sum_{j=1}^{n}\lg Te_j\sum_{j=1}^{n}i_j-n\sum_{j=1}^{n}i_j\lg Te_j}{\left(\sum_{j=1}^{n}\lg Te_j\right)^2-n\sum_{j=1}^{n}(\lg Te_j)^2} \qquad \text{(附式-68)}$$

$$b=\frac{1}{n}\left(\sum_{j=1}^{n}i_j-a\sum_{j=1}^{n}\lg Te_j\right) \qquad \text{(附式-69)}$$

式中 i_j——序数为 j 的暴雨强度值(mm/min)；

Te_j——ij 对应的经验重现期(a)；

n——子样总数。

根据上式计算得各降雨历时的指数分布参数(ai、bi、$i=1$、2……9)，依指数分布公式分

别计算各历时在重现期分别为0.25、0.333、0.5、1、2、3、5、10a时的暴雨强度值，及 Te-i-t 表作为暴雨强度公式拟合的依据。

指数分布的绝对均方差和相对均方差分别为

$$e11=\sqrt{\frac{1}{n}\sum_{j=1}^{n}(i_j-a\lg Te_j-b)^2} \qquad \text{(附式-70)}$$

$$e12=\sqrt{\frac{1}{n}\sum_{j=1}^{n}[1-(a\lg Te_j+b)/i_j]^2} \qquad \text{(附式-71)}$$

皮尔逊Ⅲ型分布基本公式为

$$i_p=i_m(1+C_v\Phi) \qquad \text{(附式-72)}$$

$$1-p_n=\int_0^z\frac{Z^{4/C_s^2-1}e^{-Z}}{\Gamma(4/C_s^2)} \qquad \text{(附式-73)}$$

$$Z=2/C_s(\Phi+2/C_s) \qquad \text{(附式-74)}$$

式中 i_m——一定历时的降雨强度均值(mm/min)；

C_v——降雨强度分布的离差系数；

C_s——降雨强度分布的变差系数；

上述三个分布参数初值可用矩法求解，

$$i_m=\frac{1}{n}\sum_{j=1}^{n}i_j \qquad \text{(附式-75)}$$

$$C_v=\sqrt{\sum_{j=1}^{n}(i_j/i_m-1)^2/(n-1)} \qquad \text{(附式-76)}$$

附录3.4 理论频率曲线

《规范》要求，暴雨数据收集整理后，一般应用理论频率曲线对其进行配合，以消除数据的偶然性和偏差，即以系列实测样本推求样本规律，以样本规律作为总体规律。基此所得频率、强度、历时关系，即通常所说的 Te-i-t 表，作为暴雨公式拟合的依据。

本次暴雨强度公式编制采用的理论频率曲线为《规范》推荐的指数分布和皮尔逊Ⅲ分布两种。皮尔逊Ⅲ分布自暴雨强度公式手工编制开始使用，效果较好，通过电算技术可使误差较以往手工计算提高很多。指数分布是近年来提出的新的理论频率配合方法，该法形式简单，容易求得全局最优解，同济大学用全国65个城市暴雨资料对这两种理论频率分布进行比较，得出指数分布误差小于皮尔逊Ⅲ分布误差的结论。

指数分布计算公式为

$$i=a\lg Te+b$$

式中 i——一定历时的降雨强度(mm/min)；

a——表示离散程度的参数；

b——分布曲线的下限；

Te——降雨重现期(a)。

$$C_s = \frac{n\sum_{j=1}^{n}(i_j/i_m - 1)^3}{(n-1)(n-2)C_v^3} \tag{附式-77}$$

皮尔逊Ⅲ型分布求解的核心是式(附式-73)的求解。当 $C_s>1.0$ 时,式(附式-73)可用式(附式-78)求解:

$$1 - P_n = \frac{[2/C_s(\phi + 2/C_s)]^{4/C_s^2}}{4/C_s^2\Gamma(4/C_s^2)}\left(e^{-2/C_s\cdot(\phi+2/C_s)} + \sum_{k=0}^{m}\frac{(-1)^k[2/C_s(\phi+2/C_s)]^{k+1}}{k!(k+4/C_s^2+1)}\right) \tag{附式-78}$$

式(附式-78)可用牛顿下山法求解。

当 $C_s\leqslant 1.0$ 时,式(附式-73)可用式(附式-79)求解:

$$P_n = \left(1 + \sum_{k=0}^{m-1}\frac{[2/C_s(\phi+2/C_s)]^{m-k}}{(m-k)!}\right)e^{-2/C_s\cdot(\phi+2/C_s)} \tag{附式-79}$$

由于式(附式-79)仅能解 $m=4/C_s^2-1$ 为整数时的 Φ 值,故实际计算时,取 C_s 值附近使 m 为整数的 C_s 若干值,求解出若干 Φ 值后通过拉格朗日插值法解出。

为了取得皮尔逊Ⅲ型曲线的三个参数 i_m、C_v、C_s 的最优值,我们探索采用梯度法进行皮尔逊Ⅲ型曲线三个参数最优拟合,目标函数为暴雨强度值绝对差平方和最小。

$$W = \sum_{j=1}^{n}(i_{p_j} - i_j)^2 \tag{附式-80}$$

$$\frac{\partial W}{\partial i_m} = 2\times\sum_{j=1}^{n}(i_{p_j} - i_j)(1 + C_v\phi_j) \tag{附式-81}$$

$$\frac{\partial W}{\partial C_v} = 2\times\sum_{j=1}^{n}(i_{p_j} - i_j)i_m\phi_j \tag{附式-82}$$

$$\frac{\partial W}{\partial C_s} = 2\times\sum_{j=1}^{n}(i_{p_j} - i_j)i_m C_v\frac{d\phi_j}{dC_s} \tag{附式-83}$$

式(附式-83)中 $\frac{d\phi_j}{dC_s}$ 的求解可在各经验频率下,当 C_s 取一增量 ΔC_s 时求 Φ_j 的增量 $\Delta\Phi_j$,

$$\frac{d\phi_j}{dC_s} = \Delta\phi_j/\Delta C_s \tag{附式-84}$$

这样,优化皮尔逊Ⅲ型曲线最优参数迭代式为

$$i_m^{(k+1)} = i_m^{(k)} - sk\frac{\partial W^{(k)}}{\partial i_m} \tag{附式-85}$$

$$C_v^{(k+1)} = C_v^{(k)} - sk\frac{\partial W^{(k)}}{\partial C_v} \tag{附式-86}$$

$$C_s^{(k+1)} = C_s^{(k)} - sk\frac{\partial W^{(k)}}{\partial C_s} \tag{附式-87}$$

优化皮尔逊Ⅲ型法固然计算量很大,但可使拟合绝对均方差较优化前减少0.01~0.02左右。

皮尔逊Ⅲ型曲线拟合的绝对均方差和相对均方差分别为

$$e11=\sqrt{\frac{1}{n}\sum_{j=1}^{n}(i_{p_j}-i_j)^2} \tag{附式-88}$$

$$e12=\sqrt{\frac{1}{n}\sum_{j=1}^{n}(1-i_{p_j}/i_j)^2} \tag{附式-89}$$

附录 3.5 暴雨强度公式拟合

暴雨数据通过指数分布或皮尔逊Ⅲ型分布配合后，形成 Te-i-t 表，即暴雨强度数据 $\{ii,j,i=1,2\cdots\cdots8,j=1,2,\cdots\cdots9\}$，作为暴雨强度公式拟合的基础。

根据《规范》规定，暴雨强度单一重现期分公式和包含频率变量的总公式的形成分别如下：

$$i=\frac{A}{(t+B)^n} \tag{附式-90}$$

$$i=\frac{A+S\lg Te}{(t+B)^n} \tag{附式-91}$$

为了求出使式(附式-90)、式(附式-91)对 $i_{i,j}$ 数据最优拟合的参数 A、B、S、n 值，可构造使绝对差平方和为目标函数并使其最小的二个最优法问题。

$$W_1=\sum_{j=1}^{9}\left(i_{i,j}-\frac{A}{(t_j+B)^n}\right)^2 \tag{附式-92}$$

$$W_2=\sum_{i=1,j=1}^{8,9}\left(i_{i,j}-\frac{A+S\lg Te_i}{(t_j+B)^n}\right)^2 \tag{附式-93}$$

式(附式-92)、式(附式-93)为多元无约束最优化问题，可采用牛顿法求解。

设 $x_1=A,x_2=S,x_3=B,x_4=n$，则：

$$X^{(k+1)}=X^{(k)}-[\nabla^2 f(X^{(k)})]^{-1}\nabla f(X^{(k)}) \tag{附式-94}$$

单一重现期暴雨强度分布公式绝对均方差和相对均方差公式为

$$e21=\sqrt{\frac{1}{9}\sum_{j=1}^{9}\left(i_{i,j}-\frac{A}{(t_j+B)^n}\right)^2} \tag{附式-95}$$

$$e22=\sqrt{\frac{1}{9}\sum_{j=1}^{9}\left(1-\frac{A}{(t_j+B)^n i_{i,j}}\right)^2} \tag{附式-96}$$

包含频率参变量暴雨强度总公式绝对均方差和相对均方差公式为

$$e31=\frac{1}{8}\sum_{i=1}^{8}\sqrt{\frac{1}{9}\sum_{j=1}^{9}\left(i_{i,j}-\frac{A+S\cdot\lg Te_i}{(t_j+B)^n}\right)^2} \tag{附式-97}$$

$$e32=\frac{1}{8}\sum_{i=1}^{8}\sqrt{\frac{1}{9}\sum_{j=1}^{9}\left(1-\frac{A+S\cdot\lg Te_i}{(t_j+B)^n\cdot i_{i,j}}\right)^2} \tag{附式-98}$$

附录 3.6 暴雨强度公式直接拟合法

暴雨强度公式直接拟合法是从指数分布引申出来的，它们在数学本质上是一致的。

将式(附式-91)进行简单的变形，即公式为

$$i=\frac{A}{(t+B)^n}+\frac{S}{(t+B)^n}\lg Te \qquad (附式-99)$$

设 $a=\frac{A}{(t+B)^n}$，$b=\frac{A}{(t+B)^n}$，上式即为指数分布公式(附式-67)。

因此，当我们用暴雨数据直接对 $i=\frac{A+S\lg Te}{(t+B)^n}$ 进行最优拟合求出参数 A、S、B、n 时，该组参数既能使暴雨公式和暴雨数据达到最佳的吻合，又能使暴雨数据在各降雨历时符合指数分布形式。

直接拟合法和暴雨数据经指数分布后进行拟合的区别在于：指数分布阶段各个历时的分布参数 a_i、b_i 与暴雨数据是最优拟合的，但在暴雨强度公式拟合阶段求出的 A、S、B、n 则使 a_i、b_i 与原来最优的 a_i、b_i 产生了一定的偏差，因此，最终的 a_i、b_i 不再是最优的。而直接拟合法求出的 A、S、B、n 虽然无法保证暴雨强度公式在各个历时与指数分布达到最优拟合，却能使暴雨强度公式与指数分布综合各个历时达到整体上的最优。因此，直接拟合法较指数分布后再进行暴雨强度公式拟合的方法更佳。

暴雨强度公式直接拟合法介绍如下：

暴雨子样经整理和经验重现期计算后，得暴雨强度数组 $\{i_{i,j}, i=1、2\cdots\cdots n_1、j=1、2\cdots\cdots n_2\}$、经验重现期数组 $\{Te_{i,j}, i=1、2\cdots\cdots n_1, j=1、2\cdots\cdots n_2\}$、和降雨历时数组 $\{t_j、j=1,2\cdots\cdots n_2\}$($n_1$ 为每个历时的样本总数，即 $4N$、n_2 为历时总数，即(附式-74)。

以绝对差平方和为最优拟合准则，构造最优法问题：

$$W=\sum_{i=1,j=1}^{n_1,n_2}\left(i_{i,j}-\frac{A+S\lg Te_{i,j}}{(t_j+B)^n}\right)^2 \qquad (附式-100)$$

用牛顿法求解式(附式-100)的最优解。

设 $x_1=A$、$x_2=B$、$x_3=B$、$x_4=n$，则

$$X^{(k+1)}=X^{(k)}-[\nabla^2 f(X^{(k)})]^{-1}\nabla f(X^{(k)}) \qquad (附式-101)$$

直接拟合法绝对均方差和相对均方差公式为

$$e_1=\sqrt{\frac{1}{n_1 n_2}\sum_{i=1,j=1}^{n_1,n_2}\left(i_{i,j}-\frac{A+S\lg Te_{i,j}}{(t_j+B)^n}\right)^2} \qquad (附式-102)$$

$$e_2=\sqrt{\frac{1}{n_1 n_2}\sum_{i=1,j=1}^{n_1,n_2}\left(1-\frac{A+S\lg Te_{i,j}}{(t_j+B)^n i_{i,j}}\right)^2} \qquad (附式-103)$$

附录3.7 电算程序结构框图

根据上述算法编成FORTRAN77语言程序，该程序由一个主程序和13个子程序组成。

(1) 主程序 rcs：数据输入及调用有关子程序。

(2) 子程序 srt：数据整理、计算经验频率及重现期。

(3) 子程序 zs：指数分布计算。

(4) 子程序 p3：皮尔逊Ⅲ型分布管理程序。

(5) 子程序 p31：皮尔逊Ⅲ型分布三参数优化计算。

(6) 子程序 p32：皮尔逊Ⅲ型分布 $C_s>1.0$ 时，Φ 值的计算。

(7) 子程序 p32k1：皮尔逊Ⅲ型分布 $C_s\leqslant 1.0$ 时，Φ 值的计算。

(8) 子程序 p32k:拉格朗日插入法。

(9) 子程序 fwncp32:(13)式函数及导数计算。

(10) 子程序 fp32k:(14)式函数及导数计算。

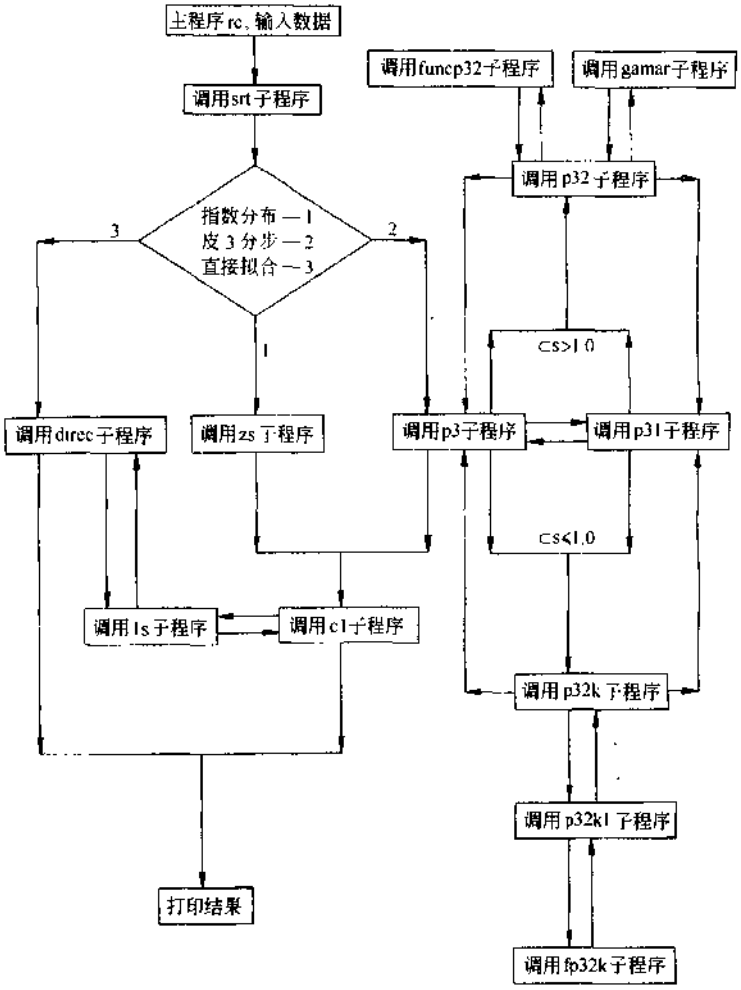
(11) 子程序 gamar:gamar 函数计算。

(12) 子程序 cl:暴雨强度公式拟合。

(13) 子程序 ls:线性方程组求解。

(14) 子程序 direct:暴雨强度公式直接拟合。

电算程序结构框图见附图 10。



附图 10 电算程序结构框图

附录 3.8 暴雨强度公式编制结果

附录 3.8.1 频率曲线配合后拟合的暴雨强度公式编制结果

各地降雨数据经过皮尔逊Ⅲ型曲线和指数分布配合后再进行暴雨强度分公式和总公式拟合的编制所得,总公式的形式为

$$q=\frac{a(1+s\lg Te)}{(t+B)^n}\quad[\mathrm{L/(s\cdot hm^2)}]$$

综合23个县市暴雨强度公式的编制误差结果见附表60。

23县市暴雨强度公式编制误差结果 **附表60**

城市		频率分布误差		分公式误差		总公式误差	
		绝对均方差	相对均方差	绝对均方差	相对均方差	绝对均方差	相对均方差
福清	指数	0.024	0.027	0.012	0.016	0.015	0.018
	皮Ⅲ	0.026	0.027	0.012	0.017	0.036	0.047
南安	指数	0.041	0.029	0.027	0.022	0.050	0.070
	皮Ⅲ	0.043	0.031	0.030	0.027	0.050	0.064
连江	指数	0.033	0.025	0.031	0.028	0.032	0.030
	皮Ⅲ	0.043	0.041	0.033	0.032	0.060	0.056
霞浦	指数	0.046	0.044	0.025	0.022	0.046	0.066
	皮Ⅲ	0.050	0.061	0.024	0.028	0.073	0.082
福州	指数	0.042	0.037	0.026	0.028	0.040	0.060
	皮Ⅲ	0.052	0.051	0.026	0.028	0.061	0.064
罗源	指数	0.032	0.023	0.009	0.009	0.016	0.025
	皮Ⅲ	0.034	0.027	0.015	0.015	0.025	0.032
龙海	指数	0.047	0.043	0.036	0.039	0.057	0.094
	皮Ⅲ	0.048	0.039	0.037	0.041	0.061	0.090
诏安	指数	0.032	0.027	0.022	0.024	0.053	0.083
	皮Ⅲ	0.037	0.038	0.025	0.029	0.064	0.089
沙县	指数	0.033	0.030	0.017	0.015	0.033	0.046
	皮Ⅲ	0.034	0.030	0.022	0.022	0.048	0.046
东山	指数	0.070	0.062	0.012	0.013	0.048	0.092
	皮Ⅲ	0.069	0.052	0.020	0.021	0.057	0.083
云霄	指数	0.039	0.030	0.029	0.029	0.049	0.075
	皮Ⅲ	0.036	0.033	0.029	0.027	0.063	0.084
漳浦	指数	0.025	0.023	0.015	0.013	0.025	0.030
	皮Ⅲ	0.032	0.032	0.016	0.017	0.038	0.046
永春	指数	0.046	0.037	0.039	0.035	0.079	0.106
	皮Ⅲ	0.046	0.033	0.038	0.032	0.080	0.095
福鼎	指数	0.052	0.038	0.010	0.010	0.035	0.051
	皮Ⅲ	0.055	0.049	0.018	0.024	0.053	0.061
惠安	指数	0.039	0.050	0.023	0.032	0.053	0.121
	皮Ⅲ	0.044	0.071	0.024	0.041	0.070	0.132
长乐	指数	0.037	0.031	0.015	0.015	0.022	0.040
	皮Ⅲ	0.045	0.053	0.015	0.018	0.048	0.055

续表

城市		频率分布误差		分公式误差		总公式误差	
		绝对均方差	相对均方差	绝对均方差	相对均方差	绝对均方差	相对均方差
建瓯	指数	0.053	0.035	0.013	0.013	0.022	0.035
	皮Ⅲ	0.050	0.038	0.015	0.017	0.028	0.035
建阳	指数	0.029	0.025	0.012	0.014	0.019	0.029
	皮Ⅲ	0.034	0.031	0.012	0.015	0.036	0.044
浦城	指数	0.059	0.039	0.016	0.015	0.025	0.023
	皮Ⅲ	0.052	0.034	0.025	0.021	0.039	0.032
长汀	指数	0.047	0.046	0.015	0.011	0.050	0.100
	皮Ⅲ	0.045	0.039	0.014	0.016	0.057	0.093
闽侯	指数	0.038	0.031	0.018	0.014	0.060	0.069
	皮Ⅲ	0.040	0.034	0.021	0.018	0.071	0.070
仙游	指数	0.029	0.025	0.023	0.017	0.043	0.062
	皮Ⅲ	0.033	0.032	0.026	0.021	0.053	0.067
连城	指数	0.026	0.024	0.024	0.025	0.031	0.044
	皮Ⅲ	0.031	0.030	0.025	0.027	0.041	0.051

附录 3.8.2 直接拟合法暴雨强度公式编制结果

根据直接拟合法编制的暴雨强度公式结果以及该法与频率曲线匹配后拟合的误差的比较分别列出如下：

从误差比较可以看出，直接拟合法误差最小，指数分布法其次，皮尔逊Ⅲ型分布误差最大。这样结果是可以理解的，直接拟合法是以暴雨强度公式与实测数据误差最小为拟合准则的，所以该法的误差最小。指数分布因其在二个阶段公式在本质上的一致，所以误差较皮尔逊Ⅲ型曲线小。

附录 3.8.3 各地暴雨强度公式推荐

由于直接拟合法编制暴雨强度公式较《规范》和《手册》推荐的方法在误差上具有普遍明显的优势，根据鉴定会专家意见，我们推荐采用直接拟合法编制的各地暴雨强度总公式，总公式形式为

$$q=\frac{a(1+s\lg Te)}{(t+B)^n}[\mathrm{L/(s\cdot hm^2)}]$$

各地暴雨强度分公式宜采用指数分布法编制的暴雨强度分公式成果。

直接拟合法暴雨强度公式和各地的指数见附表 61。

直接拟合法暴雨强度公式 **附表 61**

$$q=\frac{a(1+s\lg Te)}{(t+B)^n}$$

城市	a	s	B	n	e_1	e_2
福清	1220.705	0.505	4.083	0.593	0.028	0.030
南安	1663.367	0.546	6.724	0.637	0.063	0.068

续表

$$q=\frac{a(1+s\lg Te)}{(t+B)^n}$$

城　市	a	s	B	n	e_1	e_2
连　江	2145.118	0.635	5.803	0.723	0.046	0.033
霞　浦	2180.616	0.669	8.240	0.723	0.067	0.069
福　州	2136.312	0.700	7.576	0.711	0.060	0.055
罗　源	2765.289	0.506	10.713	0.767	0.043	0.034
龙　海	1273.318	0.624	3.208	0.569	0.071	0.081
诏　安	1219.148	0.495	4.527	0.558	0.058	0.081
沙　县	3560.956	0.481	9.975	0.844	0.046	0.044
东　山	1210.683	0.721	3.382	0.538	0.087	0.082
云　霄	1184.218	0.446	4.660	0.540	0.065	0.078
漳　浦	2253.448	0.563	12.114	0.703	0.034	0.039
永　春	1974.454	0.541	5.990	0.636	0.083	0.092
福　鼎	2995.282	0.634	9.587	0.776	0.072	0.059
惠　安	892.031	0.688	2.055	0.534	0.064	0.120
长　乐	1310.144	0.663	3.929	0.624	0.049	0.050
建　瓯	2787.609	0.528	8.614	0.787	0.061	0.044
建　阳	3134.242	0.524	7.996	0.807	0.038	0.039
浦　城	2563.662	0.512	7.403	0.771	0.082	0.044
长　汀	2690.159	0.475	8.911	0.758	0.066	0.075
闽　侯	4118.863	0.543	13.651	0.855	0.070	0.066
仙　游	3604.085	0.486	12.490	0.798	0.049	0.062
连　城	3054.798	0.508	10.675	0.787	0.039	0.048

暴雨强度公式直接拟合与频率曲线匹配后拟合的误差比较见附表 62。

暴雨强度公式直接拟合与频率曲线匹配后拟合的误差的比较　　**附表 62**

城　市	直接拟合法		皮-3 分布法		指数分布法	
	绝对均方差	相对均方差	绝对均方差	相对均方差	绝对均方差	相对均方差
福　清	0.028	0.030	0.035	0.039	0.029	0.031
南　安	0.063	0.068	0.067	0.089	0.068	0.099
连　江	0.046	0.033	0.052	0.035	0.046	0.032
霞　浦	0.067	0.069	0.078	0.087	0.071	0.097
福　州	0.060	0.055	0.069	0.077	0.063	0.077
罗　源	0.043	0.034	0.044	0.041	0.044	0.043
龙　海	0.071	0.081	0.079	0.138	0.075	0.122

续表

城 市	直接拟合法		皮 3 分布法		指数分布法	
	绝对均方差	相对均方差	绝对均方差	相对均方差	绝对均方差	相对均方差
诏 安	0.058	0.081	0.068	0.112	0.066	0.121
沙 县	0.046	0.044	0.052	0.063	0.050	0.065
东 山	0.087	0.082	0.095	0.127	0.093	0.124
云 霄	0.065	0.078	0.071	0.105	0.071	0.111
漳 浦	0.034	0.039	0.040	0.045	0.036	0.050
永 春	0.083	0.092	0.097	0.136	0.094	0.142
福 鼎	0.072	0.059	0.074	0.077	0.076	0.080
惠 安	0.064	0.120	0.076	0.166	0.072	0.174
长 乐	0.049	0.050	0.055	0.062	0.050	0.064
建 瓯	0.061	0.044	0.063	0.062	0.062	0.057
建 阳	0.038	0.039	0.041	0.042	0.039	0.050
浦 城	0.082	0.044	0.084	0.045	0.083	0.046
长 汀	0.066	0.075	0.078	0.141	0.074	0.132
闽 侯	0.070	0.066	0.086	0.096	0.081	0.097
仙 游	0.049	0.062	0.056	0.086	0.055	0.091
连 城	0.039	0.048	0.042	0.059	0.041	0.064