

给水排水管网系统课程设计说明书

第一篇 设计原始资料与任务

第一部分 给水排水管道工程课程设计指导书（给水部分）

1、名称

某市城北区给水管道的的设计。

2、设计任务

根据该市设计资料和平面图进行给水管网工程设计，包括：1、给水管道系统设计；2、调节构筑物设计。

3、基础资料

（1）城市总体规划概况：

某市近期规划人口为 12 万，其中城北区近期规划人口 8 万人，用水普及率预计 100%，综合用水量标准采用 300L/cap·d，城区大部分建筑在 6 层，屋内有给排水卫生设备和淋浴设备，区内有工业企业甲。

（2）城市用水情况：城市生活用水量变化情况如下表：

时间	0~1	1~2	2~3	3~4	4~5	5~6	6~7	7~8	8~9	9~10	10~11	11~12
用水量	1.10	0.70	0.90	1.10	1.30	3.91	6.61	5.84	7.04	6.69	7.17	7.31
时间	12~13	13~14	14~15	15~16	16~17	17~18	18~19	19~20	20~21	21~22	22~23	23~24
用水量	6.62	5.23	3.59	4.76	4.24	5.99	6.97	5.66	3.05	2.01	1.42	0.79

（3）工业企业基本情况

甲企业用水量（含工业企业职工生活用水和生产用水）为 3000 立方米/日，均匀使用，工业用水要求水压不小于 24 米，水质同生活饮用水：工厂房屋最大体积为 5000 立方米(厂房)，房屋耐火等级为三，生产品危险等级为乙。

（4）其他

平面图见附图（按照 A4 版幅打印，比例尺为 1：20000）。

4、设计内容

- (1) 进行给水管网的布线，确定给水系统布置形式、给水管网布置形式、调节构筑物位置；
- (2) 选择管材；
- (3) 计算最高日用水量，二泵站、管网、输水管设计流量；
- (4) 确定水塔的容积、设置高度；
- (5) 计算管网各管道的管径；
- (6) 计算管网各节点的水压标高、自由水头；
- (7) 确定二泵站流量及扬程；
- (8) 进行校核。

5、设计步骤

(1) 给水系统布置

确定给水系统的给水方式，如统一给水、分系统给水，地表水给水、地下水给水，说明原因；

确定给水管网的布置形式，如有水塔给水管网、无水塔给水管网，枝状给水管网、环状给水管网，说明原因；

确定调节构筑物位置；

确定一泵房、二泵房供水方式，如一级供水、二级供水，说明原因。

(2) 给水管网布线

包括干管及干管之间的联络管；

根据平面布置图确定管线布置方向；

按照布管原则进行：干管的延伸和二泵房输水到水塔、大用水户的水流方向一致，以水流方向为基准平行布置干管，以最短的距离到达用水户；干管间距 500-800 米，联络管间距 800-1000 米；枝状和环状相结合；单管和双管相结合；

绘制给水管网定线草图（管线、节点、管长）。

(3) 设计用水量

计算城市最高日设计用水量；

计算最高日用水量变化情况；

计算最高日最高时设计用水量；

计算二泵房、水塔、管网设计流量；

计算清水池容积。

(4) 管材选择

(5) 管网水力计算

计算比流量、节点流量、集中流量，初分流量；

确定管径、水头损失、流速；

管网平差(编程)；

计算各节点水压、自由水头；

输水管水力计算；

确定控制点；

计算水压标高、自由水压；

绘制最高时计算成果图；

计算二泵站扬程、水塔的设置高度。

(6) 校核水力计算

(7) 绘制计算成果图。

第二部分 给水排水管网系统课程设计指导书（排水部分）

1、名称

某市完全分流制排水管道的设计。

2、目的与要求

目的：通过运用课堂所学的理论和知识，完成，某城镇排水管网的扩大初步设计，以达到巩固基本理论，提高设计与绘图能力，熟悉查阅的使用技术资料，了解设计的方法与步骤，进一步将理论和实践相结合等的教学要求。

要求：按照完全分流制设计某城镇排水管道系统，达到初步设计的程度，设计成果包括污水管道系统的总平面布置图、雨水管道系统的总平面布置图、设计计算及说明书。

3、基础资料

(1) 城市规划资料

①某市平面图见附图（按照 A4 版幅打印，比例尺为 1：20000）。

②某市近期规划人口为 12 万，用水普及率预计 100%，综合用水量标准采用 300L/cap·d，城区大部分建筑在 6 层，屋内有给排水卫生设备和淋浴设备，区内有工业企业甲、乙。

③各种性质地面所占面积见下表。

地名	各种屋面	砼沥青路面	碎石路面	非铺砌地面	沥青表面处理的碎石路面	公园和菜地
所占百分比(%)	43	8	4	19	6	20

④工业企业甲、乙规划资料（见表 2）。

企业	污水量		污水管出口管底埋深(米)
	平均日(m³/d)	时变化系数K _时 数	
甲	3000	1.3	2.3
乙	2500	1.4	2.5

⑤各工业企业的污水经局部处理后允许排入城市污水管道系统。

(2) 气象资料

①土壤冰冻深度 0.2~0.4 米。

②年平均降雨量 1400 毫米。

③暴雨强度公式 $q = \frac{167A_1(1 + C \lg p)}{(t + b)^n}$ ，其中参数为 A₁=20，C=0.7，b=19，n=0.86。

④常年主导风向西北风，夏季主导风向南风。

(3) 水文及水文地质资料

①区域内河流水流自东向西，最高水位 101m，最低水位 95m，平均水位 97m。

②地下水位离地面 6~7m。

③地质：砂质粘土。

(4) 电力供应情况

电力正常供应，有三个电源可供选择。

(5) 附近农田灌溉情况

无污水灌溉农田习惯，也没有农灌渠道。

4、设计内容

（1）污水管道设计部分

排水流域的划分；

布置管线及平面布置的组合；

确定管道的起点埋深并分析在高程布置中可能遇到的情况；

划分各污水管道的集水面积，计算各段的污水设计流量；

进行管网的水力计算；

整理设计计算与说明书。

（2）雨水管道设计部分

管网布置，决定干管和主干管的流向；

确定设计管段的汇水面积、计算管段长度；

根据气象资料确定暴雨强度；

确定各区的径流系数和地面集水时间；

确定管道的起点埋深；

进行水力计算；

整理设计计算集说明书。

5、设计成果

（1）设计说明书；

（2）管道平面布置图。

第二篇 给水管道设计

1、给水系统布置

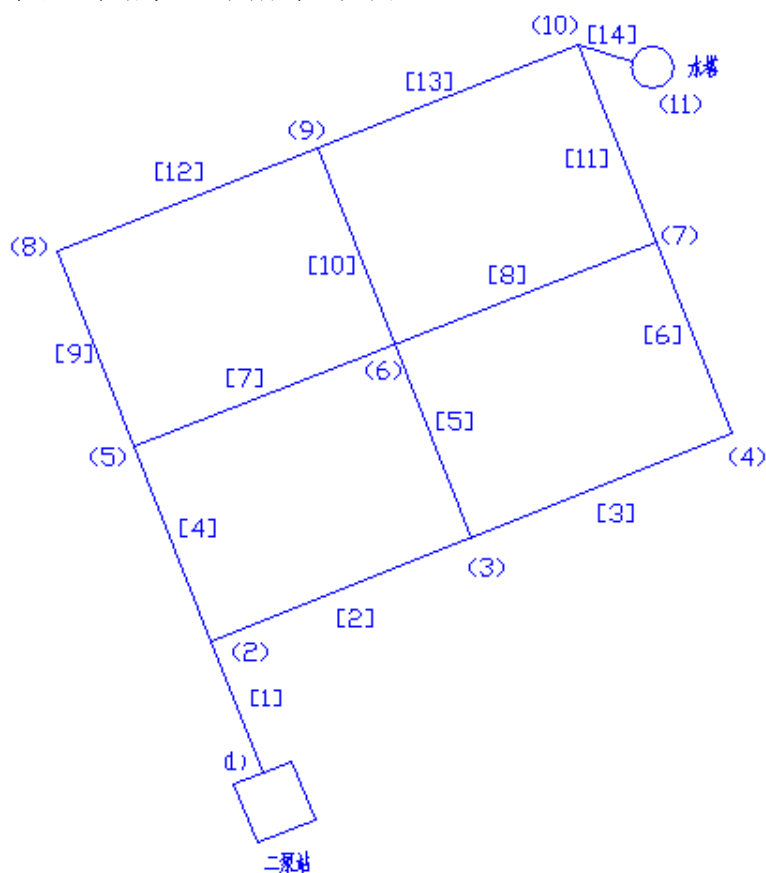
本设计城市规模较小，地形较为平坦，其工业用水在总供水量所占比例较小，用水量少，故可采用同一系统供应生活、生产和消防等各种用水，即使其供水有统一的水质和水压。鉴于城市规模小，且管道铺设所需距离较长，本设计选择单水源给水系统。从设计施工费用等方面考虑，单水源统一给水系统的投资也相对较小，较为经济。综上所述，本设计采用单水源统一给水系统。

水厂设在城市的南北偏西处。

综合考虑居民用水情况以及具体地形情况，拟在一泵站和二泵站之间设清水池，在管网末端设置对置水塔，由于清水池可调节一泵站和二泵站的流量差，水塔可调节二泵站供水和用户用水之间的流量差，所以一泵站和二泵站的流量，二泵站的供水量与用户用水量可以不相等，即水泵可以采用分级供水的办法。这里一泵站采用一级供水，二泵站采用三级供水。

2、给水管网布线

城市管网定线取决于城市的平面布置，供水区的地形，水源和水塔的位置，街区 and 用户特别是大用户的分布，河流，铁路，桥梁等的位置，管线一般敷设在街道下，以满足供水要求为前提，尽可能缩短管线长度；水塔应尽量置于城市较高地区此处采用环状网的形式，且使管线均匀地分布于整个给水区。具体布置如图：



3、调节构筑物位置

水厂设在城市的南北偏西处，高位水塔位于东北角。

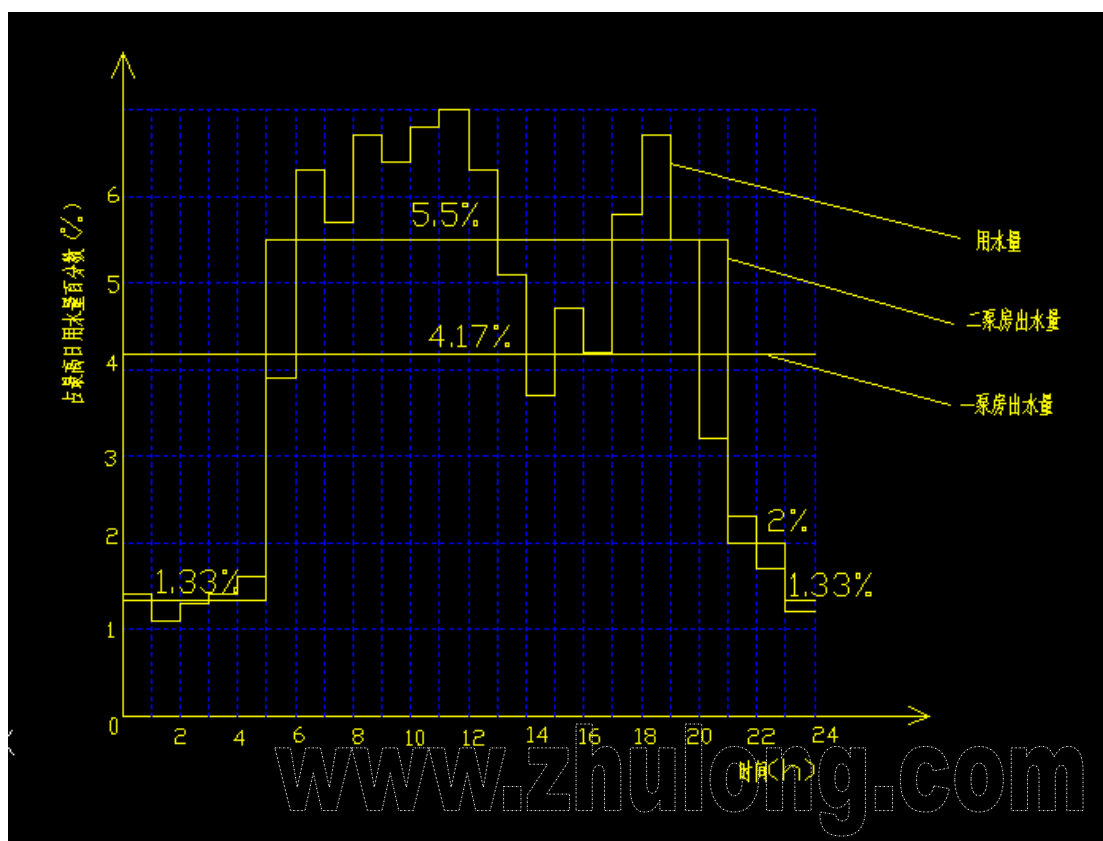
4、设计用水量

①、城市最高日设计用水量：

$$Q = (80000 \times 300 / 1000 + 300) \times (1 + 1.2) = 32400 \text{ m}^3/\text{s}$$

②、最高日用水量变化情况：

时段	生活用水		工厂用水量 (m ³ /h)	总用水量 (m ³ /h)	时段用水量 所占比例 (%)
	占全天比例 (%)	用水量 (m ³ /h)			
0-1	1.1	316.8	150	446.8	1.4
1-2	0.7	201.6	150	351.6	1.1
2-3	0.9	259.2	150	409.2	1.3
3-4	1.1	316.8	150	466.8	1.4
4-5	1.3	374.4	150	524.4	1.6
5-6	3.91	1126.08	150	1276.08	3.9
6-7	6.61	1903.68	150	2053.68	6.3
7-8	5.84	1681.92	150	1831.92	5.7
8-9	7.04	2027.52	150	2177.52	6.7
9-10	6.69	1926.72	150	2076.72	6.4
10-11	7.17	2064.96	150	2214.96	6.8
11-12	7.31	2105.28	150	2255.28	7.0
12-13	6.62	1906.56	150	2056.56	6.3
13-14	5.23	1506.24	150	1656.24	5.1
14-15	3.59	1033.92	150	1183.92	3.7
15-16	4.76	1370.88	150	1520.88	4.7
16-17	4.24	1221.12	150	1371.12	4.2
17-18	5.99	1725.12	150	1875.12	5.8
18-19	6.97	2007.36	150	2157.36	6.7
19-20	5.66	1630.08	150	1780.08	5.5
20-21	3.05	878.4	150	1028.4	3.2
21-22	2.01	578.88	150	728.88	2.3
22-23	1.42	408.96	150	558.96	1.7
23-24	0.79	227.52	150	377.52	1.2



③、最高日最高时设计用水量

$$Q=2255.28\text{m}^3/\text{h}$$

占全天用水量的 7.0%

5、二泵房设计流量、管网设计流量、清水池和水塔容积

二泵房采用三级供水方式，其设计流量：

$$5-21 \text{ 时: } Q_1=32400 \times 5.5\%=1782\text{m}^3/\text{s}=495\text{l/s}$$

$$21-23 \text{ 时: } Q_2=32400 \times 2\%=648\text{m}^3/\text{s}=180\text{l/s}$$

$$23-5 \text{ 时: } Q_3=32400 \times 1.33\%=430.92\text{m}^3/\text{s}=119.7\text{l/s}$$

管网设计流量：

$$Q=32400 \times 4.17\% = 1351.08 \text{ m}^3/\text{s} = 375.3 \text{ l/s}$$

清水池和水塔容积计算：

时段	一泵房供水量 (m ³ /h)	二泵房供水量 (m ³ /h)	清水池调节容积		时段用水量 (m ³ /h)	水塔调节容积	
				Σ			Σ
0-1	4.17	1.34	2.83	2.83	1.1	0.24	0.24
1-2	4.17	1.34	2.83	5.66	0.7	0.64	0.88
2-3	4.16	1.33	2.83	8.49	0.9	0.43	1.12
3-4	4.17	1.33	2.84	11.33	1.1	0.23	1.35
4-5	4.17	1.33	2.84	14.17	1.3	0.03	1.38
5-6	4.16	5.5	-1.34	12.83	3.91	1.59	2.97
6-7	4.17	5.5	-1.33	11.50	6.61	-1.11	1.86
7-8	4.17	5.5	-1.33	10.19	5.84	-0.34	1.52
8-9	4.16	5.5	-1.34	8.83	7.04	-1.54	0.02
9-10	4.17	5.5	-1.33	7.50	6.69	-1.19	-1.17
10-11	4.17	5.5	-1.33	6.19	7.17	-1.67	-2.84
11-12	4.16	5.5	-1.34	4.83	7.31	-1.81	-4.65
12-13	4.17	5.5	-1.33	3.50	6.62	-1.12	-5.77
13-14	4.17	5.5	-1.33	2.19	5.23	0.27	-5.5
14-15	4.16	5.5	-1.34	0.83	3.59	1.91	-3.59
15-16	4.17	5.5	-1.33	-0.50	4.76	0.74	-2.85
16-17	4.17	5.5	-1.33	-1.83	4.24	1.26	-1.59
17-18	4.16	5.5	-1.34	-3.17	5.99	-0.49	-2.08
18-19	4.17	5.5	-1.33	-4.50	6.97	-1.47	-3.55
19-20	4.17	5.5	-1.33	-5.83	5.66	-0.16	-3.71
20-21	4.16	5.5	-1.34	-7.17	3.05	2.45	-1.26
21-22	4.17	2.0	2.17	-5.0	2.01	-0.01	-1.27
22-23	4.17	2.0	2.17	-2.83	1.42	0.58	-0.69
23-24	4.16	1.33	2.83	0	0.79	0.54	-0.15
累计	100	100	32400 × (14.17 + 7.17) % = 6914.16 m ³		100	调节容积 Q = 32400 × (2.97 + 5.77) % = 2831.76 m ³	

故清水池调节容积 Q=6914.16 m³

水塔调节容积 Q=2831.76 m³

6、管材选择

根据实际需要及安全考虑，本设计选用的管材为钢管。

7、管网水力计算

①节点流量计算：

管段编号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
管段长度 m	500	1000	1000	750	750	750	1000	1000	750	750	750	1000	1000	200
配水长度 m	0	500	500	375	750	375	1000	1000	375	750	375	500	500	0

最大时流量: $Q_h=2255.28\text{m}^3/\text{h}=626.47\text{l/s}$

集中流量: $q_{n7}=150\text{m}^3/\text{h}=41.67\text{l/s}$

比流量: $q_l=(626.47-41.67)/7000=0.0835\text{l/s}$

二泵站设计流量: $q_{s1}=626.47\times 5.5/7.0=492.23\text{l/s}$

水塔设计流量: $q_{s11}=626.47-492.23=134.24\text{l/s}$

节点流量计算:

管段或节点编号	管段配水长度 m	管段沿线流量 l/s	节点设计流量计算 l/s			
			集中流量	沿线流量	供水流量	节点流量
1	0	0	0	0	492.23	-492.23
2	500	41.75	0	36.53	0	36.53
3	500	41.75	0	73.07	0	73.07
4	375	31.31	0	36.53	0	36.82
5	750	62.63	0	73.06	0	73.06
6	375	31.31	0	146.13	0	146.13
7	1000	83.5	41.67	73.06	0	114.73
8	1000	83.5	0	36.53	0	36.53
9	375	31.31	0	73.07	0	73.07
10	750	62.63	0	36.53	0	36.53
11	375	31.31	0	0	134.24	-134.24
12	500	41.75	0	-----	-----	-----
13	500	41.75	0	-----	-----	-----
14	0	0	0	-----	-----	-----
合计	7000	548.8	41.67	584.51	626.47	0

②粗分配流量、管径:

根据最大用水时水泵及水塔供水量以及管网各节点的出流量(包括大用户的集中流量),可

按节点流量平衡条件即 $\sum Q=0$ 进行初步的流量分配

给水管网节点数据

节点编号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
地面标高 m	104.48	104.86	105.63	106.27	105.55	106.11	106.95	106.13	106.82	107.78	107.86
自由水压 m	—	28	28	28	28	28	24	28	28	28	28
服务水头 m	—	132.86	133.63	134.27	133.55	134.11	130.95	134.13	134.82	135.78	135.86

给水管网设计数据(初分配流量、管径)

管段编号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
设计流量	492.23	227.85	41.56	227.85	113.22	4.74	77.395	5.005	77.395	39.48	104.985	40.685	7.275	134.24
经济流速 m/s	1.0	1.0	0.8	1.0	0.9	—	0.8	—	0.8	0.8	0.9	0.8	—	1.0

计算管径 mm	792	539	257	539	400	200	351	200	351	250	385	273	200	414
设计管径 mm	800 ×2	550	250	550	400	200	350	200	350	250	400	300	200	400 ×2

③利用 WSZ 软件进行平差得到平差后节点水量、水头，管段流量、压降。

	编号	类型	地面标高	横坐标	纵坐标	水量	绝对水头	自由水头	消防流量
1	1	已知流量	104.48	3.55872	156.584	-492.23	142.10	37.62	0.00
2	10	已知水压	107.78	181.495	743.772	36.53	135.78	28.00	0.00
3	11	已知流量	107.86	245.552	750.89	-134.24	136.03	28.17	0.00
4	2	已知流量	104.86	-42.7046	245.552	36.53	141.87	37.01	0.00
5	3	已知流量	105.63	160.142	366.548	73.07	139.38	33.75	0.00
6	4	已知流量	106.27	352.313	494.662	36.82	134.33	28.06	0.00
7	5	已知流量	105.55	-117.438	373.665	73.06	139.98	34.43	0.00
8	6	已知流量	106.11	78.2918	494.662	146.13	136.99	30.88	0.00
9	7	已知流量	106.95	263.345	615.658	114.73	134.11	27.16	0.00
* 10	8	已知流量	106.13	-195.73	501.779	36.53	137.60	31.47	0.00
11	9	已知流量	106.82	-3.55872	622.776	73.07	135.47	28.65	0.00

	编号	管径	类型	供水方式	起始节点	终止节点	敷设日期	计算内径	系数	长度	并行管数	流量	压降	流速	水力坡度
* 1	1	800 H-W	无		1	2	970/01/01	800	100	500.0	1	246.11	0.23	0.49	0.00047
2	10	250 H-W	双侧		9	6	970/01/01	250	100	750.0	0	-25.52	-1.52	-0.52	-0.00202
3	11	400 H-W	单侧		10	7	970/01/01	400	100	750.0	0	92.55	1.67	0.74	0.00223
4	12	300 H-W	单侧		8	9	970/01/01	300	100	1000.0	0	42.39	2.13	0.60	0.00213
5	13	200 H-W	单侧		9	10	970/01/01	200	100	1000.0	0	-5.16	-0.31	-0.16	-0.00031
6	14	400 H-W	无		10	11	970/01/01	400	100	200.0	1	-67.12	-0.25	-0.53	-0.00123
7	2	550 H-W	单侧		2	3	970/01/01	550	100	1000.0	0	227.24	2.49	0.96	0.00249
8	3	250 H-W	单侧		3	4	970/01/01	250	100	1000.0	0	41.83	5.05	0.85	0.00505
9	4	550 H-W	单侧		2	5	970/01/01	550	100	750.0	0	228.45	1.89	0.96	0.00252
10	5	400 H-W	双侧		6	3	970/01/01	400	100	750.0	0	-112.34	-2.39	-0.89	-0.00319
11	6	200 H-W	单侧		7	4	970/01/01	200	100	750.0	0	-5.01	-0.22	-0.16	-0.00029
12	7	350 H-W	双侧		5	6	970/01/01	350	100	1000.0	0	76.46	3.00	0.79	0.00300
13	8	200 H-W	双侧		6	7	970/01/01	200	100	1000.0	0	17.17	2.88	0.55	0.00288
14	9	350 H-W	单侧		5	8	970/01/01	350	100	750.0	0	78.92	2.38	0.82	0.00318

控制点为节点（10）

8、二泵站扬程，水塔高度计算

二泵站扬程 $h_{pi}=142.10-104.48=37.62\text{m}$

水塔高度 $H=136.03-107.86=28.17\text{m}$

9、校核水力计算

①消防校核

利用 WSZ 软件校核

设定节点 7 和节点 10 消防流量 35l/s

	编号	类型	地面标高	横坐标	纵坐标	水里	绝对水头	自由水头	消防流量
1	1	已知流量	104.48	3.55872	156.584	-492.23	141.43	36.95	0.00
2	10	已知水压	107.78	181.495	743.772	1.53	135.78	28.00	35.00
3	11	已知流量	107.86	245.552	750.89	-134.24	136.03	28.17	0.00
4	2	已知流量	104.86	-42.7046	245.552	36.53	141.20	36.34	0.00
5	3	已知流量	105.63	160.142	366.548	73.07	138.68	33.05	0.00
6	4	已知流量	106.27	352.313	494.662	36.82	133.27	27.00	0.00
7	5	已知流量	105.55	-117.438	373.665	73.06	139.33	33.78	0.00
8	6	已知流量	106.11	78.2918	494.662	146.13	136.31	30.20	0.00
9	7	已知流量	106.95	263.345	615.658	114.73	132.90	25.95	35.00
10	8	已知流量	106.13	-195.73	501.779	36.53	137.02	30.89	0.00
* 11	9	已知流量	106.82	-3.55872	622.776	73.07	135.01	28.19	0.00

	编号	管径	类型	供水方式	起始节点	终止节点	敷设日期	计算内径	系数	长度	并行管数	流量	压降	流速	水力坡度
* 1	1	800 H-W	无		1	2	970/01/01	800	100	500.0	1	246.11	0.23	0.49	0.00047
2	10	250 H-W	双侧		9	6	970/01/01	250	100	750.0	0	-23.54	-1.31	-0.48	-0.00174
3	11	400 H-W	单侧		10	7	970/01/01	400	100	750.0	0	124.26	2.88	0.99	0.00384
4	12	300 H-W	单侧		8	9	970/01/01	300	100	1000.0	0	41.08	2.01	0.58	0.00201
5	13	200 H-W	单侧		9	10	970/01/01	200	100	1000.0	0	-8.45	-0.77	-0.27	-0.00077
6	14	400 H-W	无		10	11	970/01/01	400	100	200.0	1	-67.12	-0.25	-0.53	-0.00123
7	2	550 H-W	单侧		2	3	970/01/01	550	100	1000.0	0	228.31	2.52	0.96	0.00252
8	3	250 H-W	单侧		3	4	970/01/01	250	100	1000.0	0	43.45	5.42	0.89	0.00542
9	4	550 H-W	单侧		2	5	970/01/01	550	100	750.0	0	227.37	1.87	0.96	0.00250
10	5	400 H-W	双侧		6	3	970/01/01	400	100	750.0	0	-111.80	-2.37	-0.89	-0.00316
11	6	200 H-W	单侧		7	4	970/01/01	200	100	750.0	0	-6.63	-0.37	-0.21	-0.00049
12	7	350 H-W	双侧		5	6	970/01/01	350	100	1000.0	0	76.70	3.01	0.80	0.00301
13	8	200 H-W	双侧		6	7	970/01/01	200	100	1000.0	0	18.84	3.42	0.60	0.00342
14	9	350 H-W	单侧		5	8	970/01/01	350	100	750.0	0	77.61	2.31	0.81	0.00308

经过 WSZ 软件进行水力分析，得到各点水头均满足消防服务水头。所以设计满足要求。

②事故校核

利用 WSZ 软件校核

	编号	类型	地面标高	横坐标	纵坐标	水里	绝对水头	自由水头	消防流量
* 1	1	已知流量	104.48	3.55872	156.584	-492.23	139.49	35.01	0.00
2	10	已知水压	107.78	181.495	743.772	27.40	135.78	28.00	0.00
3	11	已知流量	107.86	245.552	750.89	-134.24	135.92	28.06	0.00
4	2	已知流量	104.86	-42.7046	245.552	36.53	139.36	34.50	0.00
5	3	已知流量	105.63	160.142	366.548	73.07	137.89	32.26	0.00
6	4	已知流量	106.27	352.313	494.662	36.82	134.93	28.66	0.00
7	5	已知流量	105.55	-117.438	373.665	73.06	138.25	32.70	0.00
8	6	已知流量	106.11	78.2918	494.662	146.13	136.49	30.38	0.00
9	7	已知流量	106.95	263.345	615.658	114.73	134.80	27.85	0.00
10	8	已知流量	106.13	-195.73	501.779	36.53	136.85	30.72	0.00
11	9	已知流量	106.82	-3.55872	622.776	73.07	135.60	28.78	0.00

	编号	管径	类型	供水方式	起始节点	终止节点	敷设日期	计算内径	系数	长度	并行管数	流量	压降	流速	水力坡度
* 1	1	800	H-W	无	1	2	970/01/01	800	100	500.0	1	184.59	0.14	0.37	0.00027
2	10	250	H-W	双侧	9	6	970/01/01	250	100	750.0	0	-19.14	-0.89	-0.39	-0.00119
3	11	400	H-W	单侧	10	7	970/01/01	400	100	750.0	0	69.41	0.98	0.55	0.00131
4	12	300	H-W	单侧	8	9	970/01/01	300	100	1000.0	0	31.79	1.25	0.45	0.00125
5	13	200	H-W	单侧	9	10	970/01/01	200	100	1000.0	0	-3.87	-0.18	-0.12	-0.00018
6	14	400	H-W	无	10	11	970/01/01	400	100	200.0	1	-50.34	-0.14	-0.40	-0.00072
7	2	550	H-W	单侧	2	3	970/01/01	550	100	1000.0	0	170.42	1.46	0.72	0.00146
8	3	250	H-W	单侧	3	4	970/01/01	250	100	1000.0	0	31.37	2.96	0.64	0.00296
9	4	550	H-W	单侧	2	5	970/01/01	550	100	750.0	0	171.33	1.11	0.72	0.00148
10	5	400	H-W	双侧	6	3	970/01/01	400	100	750.0	0	-84.26	-1.40	-0.67	-0.00187
11	6	200	H-W	单侧	7	4	970/01/01	200	100	750.0	0	-3.76	-0.13	-0.12	-0.00017
12	7	350	H-W	双侧	5	6	970/01/01	350	100	1000.0	0	57.35	1.76	0.60	0.00176
13	8	200	H-W	双侧	6	7	970/01/01	200	100	1000.0	0	12.88	1.69	0.41	0.00169
14	9	350	H-W	单侧	5	8	970/01/01	350	100	750.0	0	59.19	1.40	0.62	0.00187

取事故时流量调整系数 0.75, 用 WSZ 软件进行水力分析, 得各点水头均高于节点服务水头。
 所以设计满足要求。

www.zhulong.com
 zhulong.com



第三篇 污水管道设计

1、排水流域划分、管线布置和集水流域的划分



以小河为界划分为两个排水流域，河北边为一个排水流域，河南边为一个排水流域。

管线布置和集水流域划分如图所示，主干管有管段 1—2、5—2，6—5、3—4，4—5。其中管段 5—2 转输企业乙的集中流量，管段 6—5 转输企业甲的集中流量，管段 1—2 接纳街坊 9 的生活污水作为本段流量，管段 3—4 接纳街坊 6 的生活污水作为本段流量，管段 4—5 接纳街坊 10、12 的生活污水作为本段流量，管段 6—5 接纳街坊 18、25、37 的生活污水作为本段流量，干管 5—2 仅输送转输流量。

2、起点埋深与高程布置中可能遇到的问题

在高程布置中可能遇到的问题可能有如下几点：

1、当管线交叉敷设时，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、管线在交叉点的高程应根据排水管线的高程确定。管线交叉时的最小垂直净距，应符合下表中的规定。

3、污水设计总流量的计算

(1) 居民生活污水设计

居民平均日生活污水量： $Q_{d1} = (120000 \times 300 \times 1.2) / (24 \times 3600) = 500 \text{ l/s}$

总变化系数 $K_{z1} = 2.7 / Q_{d1}^{0.11} = 1.36$

故居民生活污水设计流量：

$Q_1 = K_{z1} \times Q_{d1} = 500 \times 1.36 = 680 \text{ l/s}$

(2) 企业甲污水设计流量

企业甲平均日污水量： $Q_{d2} = (3000 \times 1.2) / (24 \times 3600) = 41.67 \text{ l/s}$

时变化系数 $K_{h2} = 2.7 / Q_{d2}^{0.11} = 1.3$

故企业甲污水设计流量：

$Q_2 = Q_{d2} \times K_{h2} = 54.17 \text{ l/s}$

(3) 企业乙污水设计流量

企业乙平均日污水量： $Q_{d3} = (2500 \times 1.2) / (24 \times 3000) = 34.72 \text{ l/s}$

时变化系数 $K_{h3} = 1.4$

故企业乙污水设计流量：

$Q_3 = Q_{d3} \times K_{h3} = 48.61 \text{ l/s}$

所以 $Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 = 782.78 \text{ l/s}$

4、污水管段设计流量计算

总面积：

$A = 10.08 + 10.08 + 16.56 + 8.4 + 8.4 + 15.26 + 11.2 + 12.76 + 8.4 + 17.03 + 11.2 + 6.9 + 9 + 12 + 13.8 + 11.1 + 13.5 + 8.97 + 9.3 + 12.4 + 14.26 + 16.12 + 9.92 + 9.89 + 8.52 + 11.36 + 13.06 + 14.2 + 9.71 + 9 + 12 + 13.8 + 15 + 10.26 + 5.6 + 9.89 + 8.4 + 11.2 + 12.88 + 9 + 4.5 + 10.8 + 13.8 = 479.51 \text{ hm}^2$

比流量： $q_A = 680 / (479.51) = 1.418 \text{ [(l/s)/hm}^2]$

污水管网设计流量计算

管段 编号	居民生活污水日平均流量分配						管段设计流量计算				
	本段				转输 流量 (l/s)	合计 流量 (l/s)	总编 号系 数	沿线流 量(l/s)	集中流量		设计 流量 (l/s)
	街坊 编号	街坊 面积 (ha)	比流 量 [(l/s)/ ha]	流量 (l/s)					本 段 (l/s)	转输 (l/s)	
1-2	9	8.4	1.418	11.9	0	11.9	2.06	24.54	0	0	24.54
7-8	0	0	0	0	28.59	28.59	1.87	53.46	0	0	53.46
8-2	0	0	0	0	52.40	52.40	1.75	91.7	0	0	91.7
23-24	0	0	0	0	0	0	0	0	0	48.61	48.61
24-25	0	0	0	0	34.88	34.88	1.83	63.84	0	48.61	112.45
25-2	0	0	0	0	54.03	51.03	1.74	94.01	0	48.64	142.61
3-4	6	15.26	1.418	21.64	0	21.64	1.93	41.76	0	0	41.76

9-10	0	0	0	0	18.09	18.09	1.96	35.46	0	0	35.46
10-4	0	0	0	0	49.86	49.86	1.76	87.74	0	0	87.74
4-5	10,12	23.93	1.418	33.93	71.50	105.4	1.62	170.79	0	0	170.79
11-12	0	0	0	0	33.21	33.21	1.84	61.11	0	0	61.11
12-13	0	0	0	0	71.95	71.95	1.69	121.59	0	0	121.59
13-14	0	0	0	0	111.7	111.7	1.61	179.89	0	0	179.89
14-15	0	0	0	0	143.5	143.5	1.56	223.86	0	0	223.86
15-5	0	0	0	0	169.5	169.5	1.53	259.26	0	0	259.26
6-5	18, 25,37	28.75	1.418	40.77	219.8	219.8	1.46	380.39	0	54.17	434.56
16-17	0	0	0	0	7.948	7.948	2.15	17.08	0	54.17	71.26
17-18	0	0	0	0	36.26	36.26	1.82	65.98	0	54.17	120.15
18-19	0	0	0	0	77.66	77.66	1.67	129.69	0	54.17	183.86
19-20	0	0	0	0	77.66	77.66	1.67	129.69	0	54.17	183.86
20-21	0	0	0	0	134.0	134.0	1.58	211.74	0	54.17	265.91
21-22	0	0	0	0	183.0	183.0	1.52	278.19	0	54.17	332.36
22-6	0	0	0	0	219.8	219.8	1.49	327.47	0	54.17	381.64
5-2	0	0	0	0	535.4	535.4	1.35	722.81	0	54.17	776.99

5、污水管网主干管水力计算

管段 1—2:

$$V_0 = R_0^{0.67} \times I^{0.5} / n = 0.0875^{0.67} \times 0.00201^{0.5} / 0.014 = 0.6312 \text{ m/s}$$

$$q_0 = A_0 V_0 = 0.25 \times 3.14^2 \times 0.6312 = 60.70 \text{ l/s}$$

$$\text{所以 } q/q_0 = 24.54 / 60.70 = 0.40$$

$$\text{查表得 } y/D = 0.45, v/v_0 = 0.954$$

$$\text{所以 } v = 0.954 \times 0.6312 = 0.6 \text{ m/s}$$

同方法求的管段 5—2, 6—5, 3—4, 4—5 的数据

污水管网主干管水力计算

管段编号			1—2	5—2	6—5	3—4	4—5
管段长度（m）			300	500	1400	300	600
设计流量(l/s)			24.54	776.99	434.56	41.76	170.79
管径(mm)			350	1500	1000	350	700
管段坡度(‰)			2.01	0.7	0.9	2.01	1.1
管内流速(m/s)			0.6	0.953	0.854	0.676	0.771
充满度	h/D（%）		45	48	58	60	57
	h（m）		0.168	0.72	0.58	0.21	0.399
降落量(m)			0.603	0.35	1.26	0.603	0.66
标高(m)	地面	上端	101.7	101.5	101.2	102.2	101.6
		下端	101.2	101.2	101.5	101.6	101.5
	水面	上端	99.011	98.16	99.78	100.063	99.299
		下端	98.408	97.81	98.46	99.46	98.639

	管底	上端	98.843	97.44	99.2	99.853	98.90
		下端	98.24	97.09	97.94	99.25	98.24
埋深(m)	上端		2.857	4.06	2.00	2.347	2.70
	下端		2.96	4.11	3.56	2.35	3.26

第三篇 雨水管道设计

1、排水流域的划分，管线布置和管道集水面积的划分

根据该规划区的条件，采用暗管排水， $t_1=10\text{min}$ ， $m=2$ 。取终点管底标高 97m，在平均水位上。起点 1 埋深确定为 1m。

排水流域的划分，管线布置和管道集水面积的划分如图：



2、径流系数 φ 与地面集水时间 t

$$\varphi = \frac{\sum \varphi_i F_i}{F}$$

$$= \frac{0.9 \times 0.43 + 0.08 \times 0.9 + 0.45 \times 0.04 + 0.3 \times 0.19 + 0.06 \times 0.6 + 0.2 \times 0.15}{1}$$

$$= 0.6$$

地面集水时间取 $t = 10 \text{ min}$ 。

3、暴雨强度公式:

按重现期 $P=1a$ 计算,

$$q = \frac{167A_1}{(t_1 + mt_2 + 19)^{0.86}} = \frac{167 \times 20}{(10 + 2 \times t_2 + 19)^{0.86}} = \frac{3340}{(29 + 2t_2)^{0.86}}$$

4、管网的水力计算

其中在节点 5 处设一提升泵, 将水提升致管 5—6 中。

雨水干管水力计算表

管段编号		1—2	2—3	3—4	4—5	5—6
管长 (m)		500	460	470	470	200
汇水面积 (hm ²)		58.57	208.88	279.85	384.79	492.82
管内雨水 流行时间 (min)	$t_2 = \sum l/v$	0	3.98	5.42	6.66	7.16
	l/v	3.98	1.44	1.24	0.50	
单位面积径流量 (l/s)		97.06	89.87	84.26	80.00	78.41
设计流量 (l/s)		5684.2	18773.4	23580.2	30781.7	38639.7
管径 (mm)		1500	2300	2300	2800	3000
水力坡度 (‰)		2.5	2	2	2	2
流速 (m/s)		3.45	4.87	5.45	6.34	6.95
管道输水能力 (l/s)		6093.6	20223.4	26739.1	39032.3	49124.8
坡降 (m)		1.25	0.92	0.94	0.94	0.4
设计地面 标高 (m)	起点	101.2	101.5	101.2	101.4	101.2
	终点	101.5	101.2	101.4	101.2	101.0
设计管内 底标高 (m)	起点	98.7	96.65	95.73	94.29	97.4
	终点	97.45	95.73	94.79	93.35	97.00
埋深 (m)	起点	1	2.55	3.17	4.31	0.8
	终点	2.55	3.17	4.31	5.05	1