

给水排水管道系统课程设计



学 院：城 市 建 设 学 院

专 业：给 水 排 水 工 程 06 级

指导老师：袁 华 山

姓 名：张 海

目录

目录	1
第一章 给水管网课程设计任务书	1
1.1 设计目的	2
1.2 基本资料	2
1.3 设计任务	3
第二章 给水管网设计计算	4
2.1 用水量计算表	4
2.2 沿线流量和节点流量计算	8
第三章 清水池容积计算	10
第四章 管网平差	12
4.1 最高用水时管网平差计算	12
4.2 消防时管网核算	15
4.3 事故时管网核算	18
4.4 等水压线图	21
附图一	23

第二章 给水管网设计计算

第一节 用水量计算表

基本数据:

由原始资料该城市位于湖南,人口数 16 万,查《室外排水设计规范》可知该城市位于一分区,为中小城市。

从设计规范查出:

居民综合生活用水定额采用 230L/cap.d;

工厂职工生活用水量:

一般车间每人每班 25L, 高温车间每人每班 35L 计算,
淋浴用水:

一般车间每人每班 40L, 高温车间每人每班 60L 计算;

浇洒道路用水量按每平方路面每次 1.0L 计算;

绿化用水量按 1L/次.m² 计算;

城市的未预见水量和管网漏失水量按最高日用水量的 25%计算;

2.1.1 居民最高日生活用水量 Q_1 :

$$Q_1 = qNf$$

Q_1 ——城市最高综合生活用水, m³ / d;

q ——城市综合用水量定额, L / (cap.d);

N ——城市设计年限内计划用水人口数;

f ——城市自来水普及率, 采用 $f=100\%$

所以:

$$Q_1 = 230 \times 16 \times 10^4 \times 100\% / 1000$$
$$= 36800 \text{ m}^3 / \text{d}$$

2.1.2 工业区的用水量

1) 工业区的高温车间生活用水量计算

高温车间的生活用水量定额为 $q=35\text{L}/(\text{人.班})$, 工业区 1 的高温车间人数为 0.3 万。

$$Q = qN / 1000$$
$$= 35 \times 3000 / 1000$$
$$= 105 \text{ m}^3.$$

分三班进行, 则每班的生活用水量为 $105/3=35 \text{ m}^3$ 。

同样工业区 2 高温车间的生活用水量 $Q=140 \text{ m}^3$ 。

2) 工业区的一般车间生活用水量计算

一般车间的生活用水量定额为 $q=25\text{L}/(\text{人.班})$, 工业区 1 的一般车间人数为 1.2 万。

$$Q = qN / 1000$$

$$=25*12000/1000$$

$$=300 \text{ m}^3.$$

分三班进行，则每班的生活用水量为 $300/3=100 \text{ m}^3$ 。

同样工业区 2 一般车间的生活用水量 $Q=350 \text{ m}^3$ 。

3) 工业区的淋浴用水量计算

工业区的高温车间职工淋浴用水量定额为 $q=60\text{L}/(\text{人}\cdot\text{班})$ ，100%的淋浴。

一般车间职工淋浴用水量定额为 $q=40\text{L}/(\text{人}\cdot\text{班})$ 。60%的淋浴。

对于工业区 1:

高温车间人数 0.3 万，一般车间人数 1.2 万。

$$Q=qN/1000$$

$$=(60*3000+40*12000*0.6)/1000$$

$$=468 \text{ m}^3.$$

分三班，在交接班的一小时内淋浴，所以在交接班处平均分配用水量得每班用水量 156 m^3 。

同样工业区 2 的淋浴生活用水量 $Q=576 \text{ m}^3$ 。

4) 工业区的生产用水量计算

工业区 1 的工业用水量为 0.8 万. m^3/d 。按 24 小时平均分配用水量得到每小时的用水量为 $8000/24=333.33 \text{ m}^3$ 。

同样工业区 2 的工业用水量为 1.2 万. m^3/d ，按 24 小时平均分配后得到每小时的用水量为 500 m^3 。

则工业区总的用水量为:

$$Q_2=105+300+468+8000+140+350+576+12000$$

$$=21939 \text{ m}^3.$$

2.1.3 浇洒道路用水量

按城市浇洒道路用水量标准 $q=1\text{L}/(\text{m}^2\cdot\text{次})$,

用水量公式:

$$Q_3=qNn/1000 \quad (n \text{ 代表次数}, N \text{ 代表浇洒道路面积})$$

$$=1*240000*3/1000$$

$$=720 \text{ m}^3.$$

分三次浇洒，可取时间段 5-6, 13-14, 21-22，相应每段的浇洒量为 240 m^3 。

2.1.4 绿化用水量计算

城市大面积绿化用水量定额 $q=1\text{L}/(\text{m}^2\cdot\text{次})$,

$$Q_4=qNn/1000 (n \text{ 代表次数}, N \text{ 代表绿化用水面积}),$$

$$=1*280000*2/1000$$

$$=560 \text{ m}^3.$$

分两次进行，可取时间段 (6-7, 7-8); (14-15, 15-16); 相应每段的用水

量为 280 m³，而每小时的用水量为 140 m³。

2.1.5 未预见用水量的计算

按最高日用水量的 25%算。

最高日的用水量包括居民的生活用水；工业用水；浇洒道路和绿化用水。

则未预见用水总量：

$$\begin{aligned} Q &= (36800 + 105 + 300 + 468 + 8000 + 140 + 350 + 576 + 12000 + 720 + 560) \times 0.25 \\ &= 15004.75 \text{ m}^3. \end{aligned}$$

按 24 小时平均分配得到每小时的未预见用水量为 $15004.75/24=625.20 \text{ m}^3$ 。

2.1.6 最高日设计流量 Q_d ：

$$\begin{aligned} Q_d &= 1.25 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) \\ &= 1.25 \times (36800 + 21939 + 720 + 560) \\ &= 75023.75 \text{ m}^3/\text{d} \end{aligned}$$

2.1.7 最高日最高时用水量 Q_h

$$\begin{aligned} Q_h &= K_h \times Q_d / 86.4 \quad (K_h = 1.42) \\ &= 1.42 \times 75023.75 / 86.4 \\ &= 1236.29 \text{ L/s} \end{aligned}$$

2.1.8 消防用水量：

根据《建筑设计防火规范》该城市消防用水量定额为 45L/s，同时火灾次数为 2 次。

城市消防用水量为：

$$\begin{aligned} Q_6 &= q_6 \cdot f_6 \\ &= 2 \times 45 \\ &= 90 \text{ L/s} \end{aligned}$$

其用水量计算表见下表：

第二节 沿线流量和节点流量计算

管网定线取决于城市平面布置，供水区地形，水源和调节水池位置，街区和大工业集中用水等。考虑城市近，远期发展，管网布置成环状网。该城市给水管网的主要供水方向拟定为自西向东供水。为满足用户供水要求其定线满足：干管的间距一般采用 500-800m，两干管的连接间距为 800-1000m。允许有个别管段不符合上叙规则。其管网布置图见附图一。干管均匀分配，故按长度流量法来计算沿线流量和节点流量。

2.2.1 配水干管计算长度：

二泵站~1 为输水管，不参与配水，其计算长度为零。

管段 1~2，2~3，3~4，1~5，5~10，10~14，4~8，8~9，11~12（公园处），11~15，12~13，12~16，14~15，15~16 为单侧配水，其计算长度按实际长度的一半计入。

其余均为双侧配水管段，均按实际长度计入。

则：

$$\sum L=15640.8\text{m}$$

2.2.2 配水干管比流量：

最高时总用水量可从用水量计算表中查得为 4450.66m³/h=1236.29L/s.

大用户集中用水量包括

工业区 1：

$$Q_1=(105+300+468+8000)=8473 \text{ m}^3/\text{d}=98.07 \text{ L/s}$$

工业区 2：

$$Q_2=(140+350+576+12000)=13066 \text{ m}^3/\text{d}=151.23\text{L/s}$$

工厂村用水量：Q₃=230*20000/1000=4600m³/d=53.24L/s

则由公式有

$$\begin{aligned} q_s &= \frac{Q - \sum q}{\sum l} \\ &= [1236.29 - (98.07 + 151.23 + 53.24)] / 15640.8 \\ &= 0.0597 \text{ L}/(\text{s.m}). \end{aligned}$$

2.2.3 沿线流量：

管段 1~2 的沿线流量为

$$\begin{aligned} q_{1-2} &= q_s l_{1-2} \\ &= 0.0597 * 645.95 \\ &= 38.56\text{L/s}. \end{aligned}$$

各管段的沿线流量计算见下表：

各管段的沿线流量计算				
管段编号	管段长度/m	管段计算长度/m	比流量/L/ (s.m)	沿线流量/L/s
1-2	1291.9	645.95	0.0597	38.56
1-5	797.6	398.8		23.81
2-3	1043.5	521.75		31.15
2-6	1204.4	1204.4		71.90
3-4	807.8	403.9		24.11
3-7	1043.4	1043.4		62.29
4-8	1144.1	572.05		34.15
5-6	1312.6	1312.6		78.36
5-10	757.3	378.65		22.61
6-7	791.3	791.3		47.24
6-11	580.9	580.9		34.68
7-8	927.5	927.5		55.37
8-9	1102.8	551.4		32.92
8-12	491.8	491.8		29.36
9-13	499.2	499.2		29.80
10-11	1288.7	1288.7		76.94
10-14	590.6	295.3		17.63
11-12	1491.6	1134.2		67.71
11-15	688.9	344.45		20.56
12-13	1082.4	541.2		32.31
12-16	1402.6	701.3		41.87
14-15	1282.9	641.45		38.29
15-16	741.2	370.6		22.12
合计		15640.8		933.76

2.2.4 节点流量计算：

因工厂村的人口在工业区 1 和工业区 2 分别为 10000 人，则工厂村的集中流量平均分配到两工厂。

工业区 2 由节点 16 供水，则其集中流量为 $151.23+53.24/2=177.92\text{L/s}$ 。

而工业区 1 由节点 8 集中供水，其集中流量为 $98.07+53.24/2=124.69\text{L/s}$ 。

如节点 2 的节点流量为

$$\begin{aligned}
 q_2 &= 0.5 \sum q_i \\
 &= 0.5 \times (38.56 + 31.15 + 71.9) \\
 &= 70.81 (\text{L/s})
 \end{aligned}$$

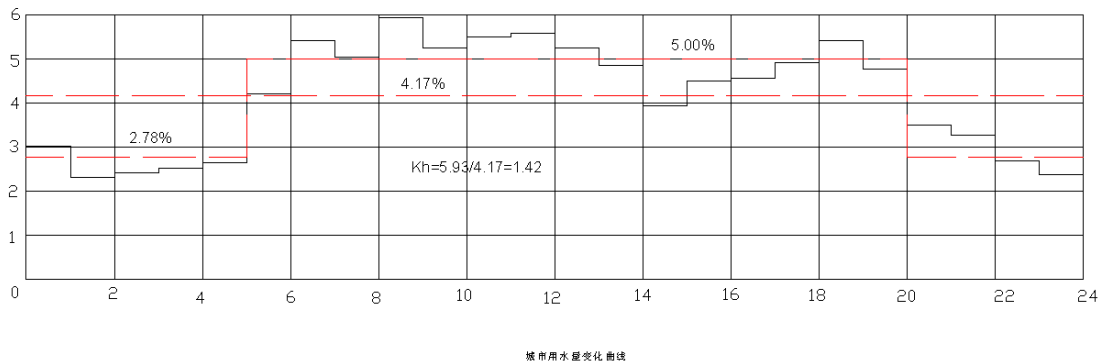
各节点的节点流量计算表见下表：

各管段节点流量计算				
节点	连接管段	节点流量 /(L/s)	集中流量/(L/s)	节点总流量/ (L/s)
1	1-2, 1-5	31.19		31.19
2	1-2, 2-3, 2-6	70.81		70.81
3	2-3, 3-4, 3-7	58.78		58.78
4	3-4, 4-8	29.13		29.13
5	1-5, 5-6, 5-10	62.39		62.39
6	2-6, 5-6, 6-7, 6-11	116.09		116.09
7	3-7, 6-7, 7-8	82.45		82.45
8	4-8, 7-8, 8-9, 8-12	75.90	98.07+26.62=124.69	200.59
9	9-13, 8-9	31.36		31.36
10	5-10, 10-11, 10-14	58.59		58.59
11	6-11, 10-11, 11-12, 11-15	99.95		99.95
12	8-12, 11-12, 12-13, 12-16	85.62		85.62
13	9-13, 12-13	31.06		31.06
14	10-14, 14-15	27.96		27.96
15	11-15, 14-15, 15-16	40.49		40.49
16	15-16, 12-16	32.00	151.23+26.62=177.92	209.92
合计		933.76		1236.37

第三章 清水池容积计算

3.1 一、二级泵站的供水曲线：

根据该城市的用水量变化情况，一级泵站一天工作 24 小时平均供水，二级泵站工作分两级：5 时~20 时，二级泵站运转，流量占最高日用水量的 5.00%，其他时间 20~次日 5 时二级泵站运转流量占最高日用水量的 2.78%，城市最高日用水变化曲线图如下：



一泵站流量确定：一级泵站从河流直接吸水送至水处理构筑物。一天 24 小时连续工作。

二泵站流量确定：

根据最高日用水量变化曲线，确定二泵站分两级供水。从清水池吸水。在 5-20 小时流量为最高日的 5%，20-次日 5 时为流量为最高日的 2.78%。但一天的总的用水量等于最高日供水量。

3.2 清水池所需调节容积计算

$$\begin{aligned} W_1 &= k_1 Q_d \\ &= 12.91\% * 75023.75 \\ &= 9685 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

水厂自用水量调节容积按最高日用水设计用水量的 3% 计算，则

$$\begin{aligned} W_2 &= 3\% Q_d \\ &= 3\% * 75023.75 \\ &= 2250 \text{ m}^3 . \end{aligned}$$

该城镇人口数 19.3 万人，则确定同一时间内的火灾次数为两次，一次灭火用水量为 45L/s。火灾延续时间按 2h 计，故火灾延续时间内所需总用水量为

$$W_3 = 2 * 45 \text{ L/s} * 3.6 * 2 \text{ h} = 648 \text{ m}^3 .$$

清水池的安全储量 W_4 可按以上三部分容积和的 1/6 计算。

故清水池的有效容积为

$$\begin{aligned} W_4 &= (1+1/6) (W_1 + W_2 + W_3) \\ &= (1+1/6) (9685+2250+648) \\ &= 14680 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

考虑部分安全调节容积，取清水池有效容积为 15000 m³。

采用两座钢筋混凝土水池，每座池子有效容积为 7500 m³。

清水池容积计算表见下表：

清水池调节容积计算				
时间	用水量 (%)	二级泵站供水量 (%)	一级泵站供水量 (%)	清水池调节容积 (%)
0-1	3.02	2.78	4.17	-1.15
1-2	2.32	2.78	4.17	-1.85
2-3	2.43	2.78	4.16	-1.73
3-4	2.53	2.78	4.17	-1.64
4-5	2.65	2.77	4.17	-1.52
5-6	4.21	5.00	4.16	0.05
6-7	5.42	5.00	4.17	1.25
7-8	5.04	5.00	4.17	0.87
8-9	5.93	5.00	4.16	1.77
9-10	5.26	5.00	4.17	1.09
10-11	5.51	5.00	4.17	1.34
11-12	5.58	5.00	4.16	1.42
12-13	5.26	5.00	4.17	1.09
13-14	4.86	5.00	4.17	0.69
14-15	3.94	5.00	4.16	-0.22
15-16	4.51	5.00	4.17	0.34
16-17	4.56	5.00	4.17	0.39
17-18	4.91	5.00	4.16	0.75
18-19	5.41	5.00	4.17	1.24
19-20	4.77	5.00	4.17	0.60
20-21	3.51	2.77	4.16	-0.65
21-22	3.28	2.78	4.17	-0.89
22-23	2.69	2.78	4.17	-1.48
23-24	2.38	2.78	4.16	-1.78
合计	100.00	100.00	100	12.91

第四章 管网平差

4.1 最高用水时管网平差计算

根据用水情况，拟定各管段的流向，按照最短路线供水原则，并考虑可靠性的要求进行流量分配。

利用管网平差软件进行平差。

其计算结果如下：

节点数据：

编号	地面标高	已知水压	已知流量	节点水压	自由水头	节点流量
1	59.80		-1205.18	113.07	53.27	-1205.18
2	59.80		70.81	110.27	50.47	70.81
3	59.60		58.78	107.85	48.25	58.78
4	59.60		29.13	105.52	45.92	29.13
5	61.70		62.39	111.48	49.78	62.39
6	62.40		116.09	108.83	46.43	116.09
7	61.60		82.45	106.23	44.63	82.45
8	62.10		200.59	102.78	40.68	200.59
9	62.60		31.36	100.58	37.98	31.36
10	62.90		58.59	108.12	45.22	58.59
11	63.30		99.95	104.76	41.46	99.95
12	62.80		85.62	101.27	38.47	85.62
13	63.20		31.06	97.57	34.37	31.06
14	64.30		27.96	106.63	42.33	27.96
15	64.10		40.49	102.67	38.57	40.49
16	64.40	96.90		96.90	32.50	209.91

管段数据：

编号	管径	长度	阻力系数	起点	终点	流量	流速	水力坡度	水头损失
1	0.45	590.6	0.013	10	14	143.6	0.90	2.54	1.50
2	0.3	1288.7	0.013	10	11	49.4	0.70	2.61	3.36
3	0.5	757.3	0.013	5	10	251.6	1.28	4.44	3.36
4	0.4	1282.9	0.013	14	15	115.6	0.92	3.08	3.95
5	0.3	688.9	0.013	11	15	53.3	0.75	3.03	2.09
6	0.35	1491.6	0.013	11	12	70.7	0.73	2.34	3.49
7	0.4	580.9	0.013	6	11	174.5	1.39	7.01	4.07
8	0.4	1519.6	0.013	15	16	128.4	1.02	3.80	5.77
9	0.35	1402.6	0.013	12	16	81.5	0.85	3.11	4.37
10	0.2	1082.4	0.013	12	13	19.2	0.61	3.42	3.70
11	0.4	491.8	0.013	8	12	115.6	0.92	3.08	1.51
12	0.15	499.2	0.013	9	13	11.9	0.67	6.04	3.01
13	0.3	1102.8	0.013	8	9	43.2	0.61	1.99	2.20
14	0.3	927.5	0.013	7	8	59.0	0.83	3.71	3.44
15	0.6	1144.1	0.013	4	8	300.5	1.06	2.40	2.74
16	0.35	791.3	0.013	6	7	83.8	0.87	3.30	2.61
17	0.35	1043.4	0.013	3	7	57.6	0.60	1.56	1.63
18	0.6	1312.6	0.013	5	6	275.8	0.98	2.02	2.65
19	0.45	1204.4	0.013	2	6	98.5	0.62	1.19	1.44
20	0.8	797.6	0.013	1	5	589.8	1.17	1.99	-1.59
21	0.8	1291.9	0.013	1	2	615.3	1.22	2.17	-2.80
22	0.7	1043.5	0.013	2	3	446.0	1.16	2.32	2.42
23	0.6	807.8	0.013	3	4	329.6	1.17	2.88	2.33

从计算结果可知，除控制点外的其他节点的自由水头都大于 32.5m,满足水压要求。所有管段的流速都在经济流速范围内，满足流速要求。

从泵站到管网的输水管计两条，每条流量为 $\frac{1}{2} \times 1205.18 = 602.59$ L/s,

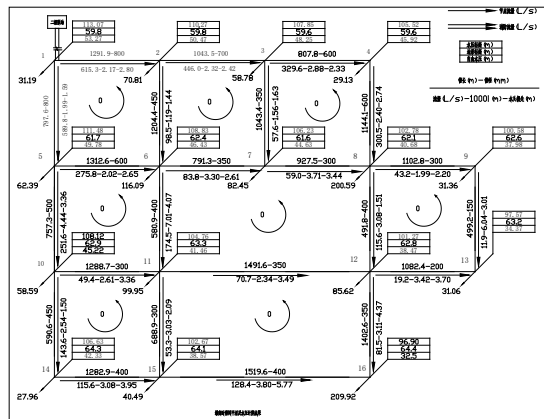
选定管径 800mm.

从节点数据表中可知，所需二级泵站最低供水水压标高为 113.07m,假设清水池的地面标高为 59.0m,另加 0.5m 的安全储水量，二泵站内、吸、压水管路的水头损失总共取 3.0 m，另外取安全水头 2.0m。

所以水泵总需扬程为：

$$H_p = 113.07 - (59.0 + 0.5) + 3.0 + 2.0 = 58.57\text{m}.$$

其平差结果见下图：



4.2 消防时管网核算

该城镇同一时间火灾次数为两次，一次灭火用水量为 45L/s。
从安全和经济角度来考虑，失火点一个放在控制点 16.另一个放在离泵站较远且靠近工业区 1 的节点 9。
消防时除节点 9，16 附加 45L/s 的消防流量外，其余各节点的流量与最高时相同。
消防时管网所需总流量 1236.37+90=1326.37L/s。
其核算结果如下：

节点数据：

编号	地面标高	已知水压	已知流量	节点水压	自由水头	节点流量
1	59.80		-1295.18	95.55	35.75	-1295.18
2	59.80		70.81	92.28	32.48	70.81
3	59.60		58.78	89.36	29.76	58.78
4	59.60		29.13	86.41	26.81	29.13
5	61.70		62.39	93.73	32.03	62.39
6	62.40		116.09	90.69	28.29	116.09
7	61.60		82.45	87.59	25.99	82.45
8	62.10		200.59	82.86	20.76	200.59
9	62.60		76.36	75.00	12.40	76.36
10	62.90		58.59	89.79	26.89	58.59
11	63.30		99.95	85.76	22.46	99.95
12	62.80		85.62	80.98	18.18	85.62
13	63.20		31.06	74.37	11.17	31.06
14	64.30		27.96	87.94	23.64	27.96
15	64.10		40.49	82.80	18.70	40.49
16	64.40	74.40		74.40	10.00	254.91

从表格中可以看出，管网各节点的实际自由水压都满足 $H>10mH_2O$
($98kPa$) .符合消防要求。

管段数据：

编号	管径	长度	阻力 系数	起点	终点	流量	流速	水力 坡度	水头 损失
1	0.45	590.6	0.013	10	14	159.8	1.01	3.14	1.85
2	0.3	1288.7	0.013	10	11	54.1	0.77	3.13	4.03
3	0.5	757.3	0.013	5	10	272.6	1.39	5.21	3.94
4	0.4	1282.9	0.013	14	15	131.9	1.05	4.01	5.14
5	0.3	688.9	0.013	11	15	63.5	0.90	4.30	2.96
6	0.35	1491.6	0.013	11	12	82.6	0.86	3.20	4.78
7	0.4	580.9	0.013	6	11	191.9	1.53	8.48	4.93
8	0.4	1519.6	0.013	15	16	154.9	1.23	5.53	8.40
9	0.35	1402.6	0.013	12	16	100.0	1.04	4.69	6.58
10	0.2	1082.4	0.013	12	13	25.7	0.82	6.11	6.61
11	0.4	491.8	0.013	8	12	128.7	1.02	3.82	1.88
12	0.15	499.2	0.013	9	13	5.4	0.30	1.25	0.62
13	0.3	1102.8	0.013	8	9	81.7	1.16	7.13	7.86
14	0.3	927.5	0.013	7	8	69.1	0.98	5.10	4.73
15	0.6	1144.1	0.013	4	8	341.9	1.21	3.10	3.55
16	0.35	791.3	0.013	6	7	91.4	0.95	3.92	3.10
17	0.35	1043.4	0.013	3	7	60.2	0.63	1.70	1.77
18	0.6	1312.6	0.013	5	6	295.7	1.05	2.32	3.04
19	0.45	1204.4	0.013	2	6	103.7	0.65	1.32	1.59
20	0.8	797.6	0.013	1	5	630.6	1.25	2.28	-1.82
21	0.8	1291.9	0.013	1	2	664.6	1.32	2.53	-3.27
22	0.7	1043.5	0.013	2	3	490.0	1.27	2.80	2.92
23	0.6	807.8	0.013	3	4	371.1	1.31	3.65	2.95

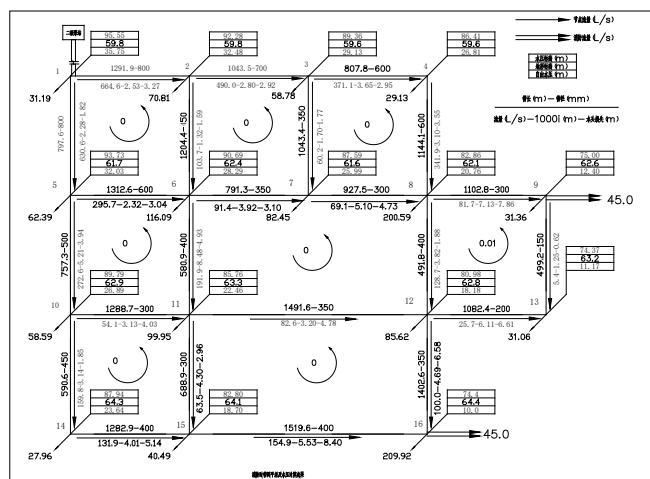
从上表中可以看出，管段的流速最大为 1.53m/s，最小为 0.30m/s，水头损失的最大值也只有 8.40m。基本能满足消防要求。

而消防时水压，由节点数据计算表可知所需二级泵站最低供水水压标高为 95.55m，清水池最低设计水位标高等于池底标高 59.0m 加安全出水量水深 0.5m，二级泵站内、吸、压水管路的水头损失也取 3.0 m。则所需二级泵站总扬程为

$$H=95.55-（59.0+0.5）+3.0=39.05m<H_p=58.57m.$$

所以水泵水压满足消防要求。

其平差结果见下图：



4.3 事故时管网核算

设 1~2 管段损坏需关闭检修，按事故时流量降落比 $R=70\%$ 及设计水压进行核算。

管网各节点流量（包括工厂村的流量）按最高时各节点流量的 70% 计算，而工业区流量按 100% 计算。

其核算结果如下：

节点数据：

编号	地面标高	已知水压	已知流量	节点水压	自由水头	节点流量
1	59.80		-918.37	122.65	62.85	-918.37
2	59.80		49.57	99.24	39.44	49.57
3	59.60		41.14	98.83	39.23	41.14
4	59.60		20.39	98.14	38.54	20.39
5	61.70		43.67	118.80	57.10	43.67
6	62.40		81.26	107.18	44.78	81.26
7	61.60		57.72	99.56	37.96	57.72
8	62.10		169.83	97.37	35.27	169.83
9	62.60		21.95	96.37	33.77	21.95
10	62.90		41.01	114.11	51.21	41.01
11	63.30		69.97	105.20	41.90	69.97
12	62.80		59.93	97.37	34.57	59.93
13	63.20		21.74	95.25	32.05	21.74
14	64.30		19.57	111.88	47.58	19.57
15	64.10		28.34	104.69	40.59	28.34
16	64.40	96.40		96.40	32.00	192.28

从表格中可以看出，管网各节点的实际自由水压都满足 $H > 32m H_2O$.符合事故时水压要求。

管段数据：

编号	管径	长度	阻力 系数	起点	终点	流量	流速	水力 坡度	水头 损失
1	0.45	590.6	0.013	10	14	175.5	1.10	3.79	2.24
2	0.3	1288.7	0.013	10	11	80.5	1.14	6.92	8.91
3	0.5	757.3	0.013	5	10	297.0	1.51	6.19	4.68
4	0.4	1282.9	0.013	14	15	155.9	1.24	5.60	7.19
5	0.3	688.9	0.013	11	15	26.3	0.37	0.74	0.51
6	0.35	1491.6	0.013	11	12	105.8	1.10	5.25	7.83
7	0.4	580.9	0.013	6	11	121.6	0.97	3.40	1.98
8	0.4	1519.6	0.013	15	16	153.9	1.22	5.46	8.29
9	0.35	1402.6	0.013	12	16	38.4	0.40	0.69	0.97
10	0.2	1082.4	0.013	12	13	14.5	0.46	1.95	2.11
11	0.4	491.8	0.013	8	12	7.0	0.06	0.01	0.01
12	0.15	499.2	0.013	9	13	7.2	0.41	2.24	1.12
13	0.3	1102.8	0.013	8	9	29.2	0.41	0.91	1.00
14	0.3	927.5	0.013	7	8	47.0	0.66	2.36	2.18
15	0.6	1144.1	0.013	4	8	159.0	0.56	0.67	0.77
16	0.35	791.3	0.013	6	7	143.2	1.49	9.63	7.62
17	0.35	1043.4	0.013	7	3	38.5	0.40	0.70	-0.7 3
18	0.6	1312.6	0.013	5	6	577.7	2.04	8.85	11.6 2
19	0.45	1204.4	0.013	6	2	231.6	1.46	6.59	-7.9 4
20	0.8	797.6	0.013	1	5	918.4	1.83	4.83	-3.8 5
21	0	1291.9	0.013	1	2	0.0	0. 0	18.12	-23. 41
22	0.7	1043.5	0.013	2	3	182.0	0.47	0.39	0.40
23	0.6	807.8	0.013	3	4	179.4	0.63	0.85	0.69

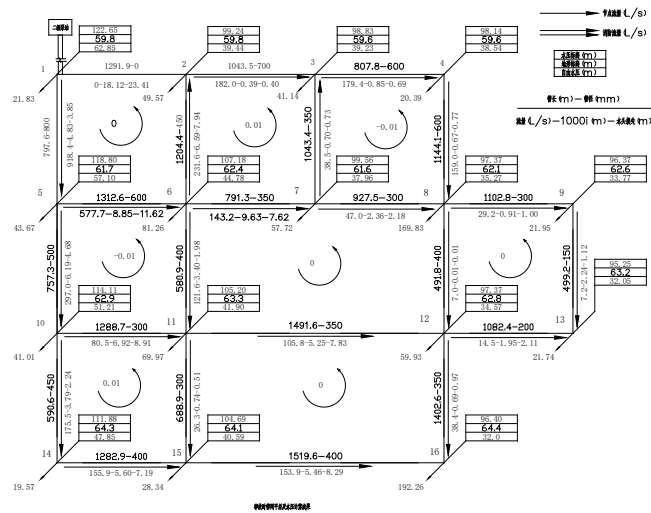
从上表中可以看出，管段的流速最大为 2.04m/s，水头损失的最大值也只有 11.62m。

事故时，由节点数据计算表可知所需二级泵站最低供水水压标高为 122.65m，清水池最低设计水位标高等于池底标高 59.0m 加安全出水量水深 0.5m,二级泵站内、吸、压水管路的水头损失也取 3.0 m。则所需二级泵站总扬程为

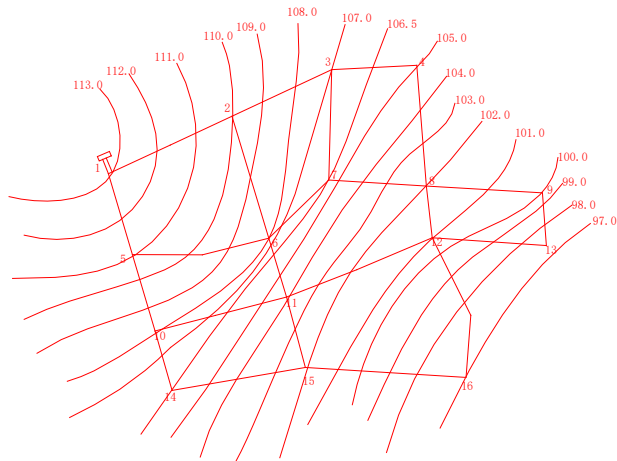
$$H=122.65-（59.0+0.5）+3.0=66.15m>H_p=58.57m.$$

虽然水泵扬程比最高时稍大一点（相差 7.58m）.经水泵初选基本可以兼顾，故计算结果成立，不需在调整管径。同时出现事故时，也可在技术上采取措施，加强当地给水管理部门的检修力度，损坏的管段能迅速修复，使断水产生的损失达到最低限度。

其平差结果见下图：



等水压线图如下：



等水压线图

参考文献

- [1]. 严煦世, 范瑾初主编. 给水工程. 第 4 版. 北京: 中国建筑工业出版社, 1999
- [2]. 上海市政工程设计院主编. 给水排水设计手册第 3 册 (城市给水). 北京: 中国建筑工业出版社, 1986
- [3]. 给排水教研室编. 给水工程 (二) 课程设计任务、指导书
- [4]. 张奎, 张志刚主编. 给水排水管道系统. 北京: 机械工业出版社, 2006
- [5]. 张智, 张勤等编著. 给水排水工程专业毕业设计指南. 北京: 中国水利水电出版, 1999

第一章 用水量计算表说明书

基本数据:

由原始资料该城市位于湖南,人口数 16 万,查《室外排水设计规范》可知该城市位于一分区,为中小城市。

从设计规范查出:

综合生活用水定额采用 230L/cap.d;

工厂职工生活用水量采用一般车间每人每班 25L,高温车间每人每班 35L 计算,淋浴用水按一般车间每人每班 40L,高温车间每人每班 60L 计算;

浇洒道路用水量按每平方米路面每次 1.0L 计算;

绿化用水量按 1L/次.m² 计算;

城市的未预见水量和管网漏失水量按最高日用水量的 25% 计算;

1. 1 居民最高日生活用水量 Q_1 :

$$Q_1 = qNf$$

Q_1 ——城市最高综合生活用水, m³ / d;

q ——城市最高综合用水量定额, L / (cap.d);

N ——城市设计年限内计划用水人口数;

f ——城市自来水普及率, 采用 $f=100\%$

所以: $Q_1 = 230 \times 16 \times 10^4 \times 100\% / 1000$

$$=36800 \text{ m}^3/\text{d}$$

1. 2 工业区的用水量计算

1) 工业区的高温车间生活用水量计算

高温车间的生活用水量定额为 $q=35\text{L}/(\text{人}\cdot\text{班})$ ，工业区 1 的高温车间人数为 0.3 万。

$$\begin{aligned} Q &= qN/1000 \\ &= 35 \times 3000 / 1000 \\ &= 105 \text{ m}^3. \end{aligned}$$

分三班进行，则每班的生活用水量为 $105/3=35 \text{ m}^3$ 。

以同样的方法可以得到工业区 2 高温车间的生活用水量

$$Q=140 \text{ m}^3.$$

2) 工业区的一般车间生活用水量计算

一般车间的生活用水量定额为 $q=25\text{L}/(\text{人}\cdot\text{班})$ ，工业区 1 的一般车间人数为 1.2 万。

$$\begin{aligned} Q &= qN/1000 \\ &= 25 \times 12000 / 1000 \\ &= 300 \text{ m}^3. \end{aligned}$$

分三班进行，则每班的生活用水量为 $300/3=100 \text{ m}^3$ 。

以同样的方法可以得到工业区 2 一般车间的生活用水量

$$Q=350 \text{ m}^3.$$

3) 工业区的淋浴用水量计算

工业区的高温车间职工淋浴用水量定额为 $q=60\text{L}/(\text{人}\cdot\text{班})$ ，

100%的淋浴。一般车间职工淋浴用水量定额为 $q=40\text{L}/(\text{人}\cdot\text{班})$ 。60%的淋浴。

对于工业区 1:

高温车间人数 0.3 万，一般车间人数 1.2 万。

$$\begin{aligned} Q &= qN/1000 \\ &= (60 \times 3000 + 40 \times 12000 \times 0.6) / 1000 \\ &= 468 \text{ m}^3. \end{aligned}$$

分三班，在交接班的一小时内淋浴，所以在交接班处平均分配用水量得每班用水量 156 m^3 。

以同样的方法可以得到工业区 2 的淋浴生活用水量 $Q=576 \text{ m}^3$ 。

4) 工业区的生产用水量计算

工业区 1 的工业用水量为 0.8 万. m^3/d 。按 24 小时平均分配用水量得到每小时的用水量为 $8000/24=333.33 \text{ m}^3$ 。

同样工业区 2 的工业用水量为 1.2 万. m^3/d ，按 24 小时平均分配后得到每小时的用水量为 500 m^3 。

$$\begin{aligned} Q_2 &= 105 + 300 + 468 + 8000 + 140 + 350 + 576 + 12000 \\ &= 21939 \text{ m}^3. \end{aligned}$$

1. 3 浇洒道路用水量计算

按城市浇洒道路用水量标准 $q=1\text{L}/(\text{m}^2 \cdot \text{次})$,

用水量公式:

$$Q_3 = qNn/1000 \quad (n \text{ 代表次数, } N \text{ 代表浇洒道路面积}),$$

$$=1*240000*3/1000$$

$$=720 \text{ m}^3。$$

分三次浇洒，可取时间段 5-6，13-14，21-22，相应每段的浇洒量为 240 m³。

1. 4 绿化用水量计算

按城市大面积绿化用水量定额 $q=1\text{L}/(\text{m}^2 \cdot \text{次})$ ，用水量公式 $Q_4 = qNn/1000$ (n 代表次数， N 代表绿化用水面积)，

$$=1*280000*2/1000$$

$$=560 \text{ m}^3。$$

分两次进行，可取时间段 (6-7，7-8)；(14-15，15-16)；相应每段的用水量为 280 m³，而每小时的用水量为 140 m³。

1. 5 未预见用水量的计算

按最高日用水量的 25%算。而最高日的用水量包括居民的生活用水量；工业区的生活，淋浴，生产用水量；浇洒道路和绿化用水量。相应的未预见用水总量：

$$Q = (36800+105+300+468+8000+140+350+576+12000+720+560)$$

$$*0.25$$

$$=15004.75 \text{ m}^3。$$

按 24 小时平均分配得到每小时的未预见用水量为 $15004.75/24=625.20 \text{ m}^3$ 。

1. 6 最高日设计流量 Q_d ：

$$\begin{aligned}
 Q_d &= 1.25 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) \\
 &= 1.25 \times (36800 + 21939 + 720 + 560) \\
 &= 75023.75 \text{ m}^3/\text{d}
 \end{aligned}$$

1.7 最高日最高时用水量 Q_h

$$\begin{aligned}
 Q_h &= K_h \times Q_d / 86.4 \text{ (时变化系数由原始资料知 } K_h = 1.42) \\
 &= 1.42 \times 75023.75 / 86.4 \\
 &= 1233.03 \text{ L/s}
 \end{aligned}$$

1.8 消防用水量:

根据《建筑设计防火规范》该城市消防用水量定额为 45L/s, 同时火灾次数为 2 次。

城市消防用水量为:

$$\begin{aligned}
 Q_6 &= q_6 \cdot f_6 \\
 &= 2 \times 45 \\
 &= 90 \text{ L/s}
 \end{aligned}$$

第二章 沿线流量和节点流量计算说明书

2.1 环状网计算

从整个城镇管网分布情况来看，干管的分配比较均匀，故按长度流量法计算。

2.1.1 配水干管计算长度：

二泵站~1 为输水管，不参与配水，其计算长度为零。

管段 1~2，2~3，3~4，1~5，5~10，10~14，4~8，8~9，11~12（公园处），11~15，12~13，12~16，14~15，15~16 为单侧配水，其计算长度按实际长度的一半计入。

其余均为双侧配水管段，均按实际长度计入。

则：

$$\sum L=15640.8\text{m}$$

2.1.2 配水干管比流量：

最高时总用水量可从用水量计算表中查得为

$$4450.66\text{m}^3/\text{h}=1236.29\text{L/s}.$$

大用户集中用水量包括

工业区 1：

$$Q_1=(105+300+468+8000)=8473\text{ m}^3/\text{d}=98.07\text{ L/s}$$

工业区 2：

$$Q_2=(140+350+576+12000)=13066\text{ m}^3/\text{d}=151.23\text{L/s}$$

工厂村用水量：

$$Q_3 = 230 \times 20000 / 1000 = 4600 \text{ m}^3/\text{d} = 53.24 \text{ L/s}$$

则由公式有

$$\begin{aligned} q_s &= \frac{Q - \sum q}{\sum l} \\ &= [1236.29 - (98.07 + 151.23 + 53.24)] / 15640.8 \\ &= 0.0597 \text{ L/(s.m)}. \end{aligned}$$

2.1.3 沿线流量:

管段 1~2 的沿线流量为

$$\begin{aligned} q_{1 \sim 2} &= q_s l_{1 \sim 2} \\ &= 0.0597 \times 645.95 \\ &= 38.56 \text{ L/s}. \end{aligned}$$

各管段的沿线流量计算见下表:

各管段的沿线流量计算				
管段编号	管段长度 /m	管段计算长度 /m	比流量/L/ (s.m)	沿线流量 /L/s
1 - 2	1291.9	645.95	0.0597	38.56
1 - 5	797.6	398.8		23.81
2 - 3	1043.5	521.75		31.15
2 - 6	1204.4	1204.4		71.90
3 - 4	807.8	403.9		24.11
3 - 7	1043.4	1043.4		62.29
4 - 8	1144.1	572.05		34.15
5 - 6	1312.6	1312.6		78.36
5 - 10	757.3	378.65		22.61
6 - 7	791.3	791.3		47.24
6 - 11	580.9	580.9		34.68
7 - 8	927.5	927.5		55.37
8 - 9	1102.8	551.4		32.92
8 - 12	491.8	491.8		29.36
9 - 13	499.2	499.2		29.80
10 - 11	1288.7	1288.7		76.94
10 - 14	590.6	295.3		17.63
11 - 12	1491.6	1134.2		67.71

11 - 15	688.9	344.45		20.56
12 - 13	1082.4	541.2		32.31
12 - 16	1402.6	701.3		41.87
14 - 15	1282.9	641.45		38.29
15 - 16	741.2	370.6		22.12
合计		15640.8		933.76

2.1.4 节点流量计算：

因工厂村的人口在工业区 1 和工业区 2 分别为 10000 人，
则工厂村的集中流量平均分配到两工厂。

工业区 2 由节点 16 供水，则其集中流量为

$$151.23+53.24/2=177.92\text{L/s.}$$

而工业区 1 由节点 8 集中供水，其集中流量为

$$98.07+53.24/2=124.69\text{L/s.}$$

如节点 2 的节点流量为

$$\begin{aligned}
 q_2 &= 0.5 \sum q_i \\
 &= 0.5 * (38.56 + 31.15 + 71.9) \\
 &= 70.81 (\text{L/s})
 \end{aligned}$$

各节点的节点流量计算表如下：

各管段节点流量计算				
节点	连接管段	节点流量 / (L/s)	集中流量/ (L/s)	节点总 流量/ (L/s)
1	1-2, 1-5	31.19		31.19
2	1-2, 2-3, 2-6	70.81		70.81
3	2-3, 3-4, 3-7	58.78		58.78
4	3-4, 4-8	29.13		29.13
5	1-5, 5-6, 5-10	62.39		62.39
6	2-6, 5-6, 6-7, 6-11	116.09		116.09

7	3-7, 6-7, 7-8	82.45		82.45
8	4-8, 7-8, 8-9, 8-12	75.90	98.07+26.62=124.69	200.59
9	9-13, 8-9	31.36		31.36
10	5-10, 10-11, 10-14	58.59		58.59
11	6-11, 10-11, 11-12, 11-15	99.95		99.95
12	8-12, 11-12, 12-13, 12-16	85.62		85.62
13	9-13, 12-13	31.06		31.06
14	10-14, 14-15	27.96		27.96
15	11-15, 14-15, 15-16	40.49		40.49
16	15-16, 12-16	32.00	151.23+26.62=177.92	209.92
合 计		933.76		1236.37

2.2 树状网计算

2.2.1.总用水量的计算

最高时总用水量 $4450.66\text{m}^3/\text{h}=1236.29\text{L/s}$.

大用户集中用水量包括

工业区 1: $Q_1=(105+300+468+8000)=8473\text{ m}^3/\text{d}=98.07\text{ L/s}$

工业区 2: $Q_2=(140+350+576+12000)=13066\text{ m}^3/\text{d}=151.23\text{L/s}$

工厂村用水量 $Q_3=230*20000/1000=4600\text{m}^3/\text{d}=53.24\text{L/s}$.

2.2.2 管线总长度

因管段 6~7 只一侧供水其长度只算一半。

$$\begin{aligned}\sum L &= 632.2+576.5+725.6+586.1+774.7+933.4+472.9+1104.3* \\ &0.5=5253.55\text{m}\end{aligned}$$

其中水塔到 0 节点无用户用水。

2.2.3.比流量

$$\begin{aligned}q_s &= \frac{Q - \sum q}{\sum l} \\ &= \text{【}1236.29 - (98.07+151.23+53.24)\text{】} / 5253.55 \\ &= 0.17774\text{L/s}.\end{aligned}$$

沿线流量见下表：

沿线流量计算			
管段	管段长度 (m)	比流量 (L/s)	沿线流量 (L/s)
0 - 1	632.2	0.17774	112.37
1 - 2	725.6		128.97
1 - 8	576.5		102.47
2 - 3	586.1		104.16
3 - 4	774.7		137.7
4 - 5	933.4		165.9
5 - 6	472.9		84.05
6 - 7	1104.3*0.5=552.15		98.13
合计	5253.55		933.75

节点流量见下表：

节点流量计算			
节点	节点流量 (L/s)	集中流量 (L/s)	节点总流量 (L/s)
0	56.17		56.17
1	171.82		171.82
2	116.65		116.65
3	120.93		120.93
4	151.9		151.9
5	124.9	98.07+26.62=124.69	249.59
6	91.09		91.09
7	49.05	151.23+26.62=177.92	226.97
8	51.24		51.24
合计	933.75	302.54	1236.29

第三章 清水池容积计算

3.1 清水池所需调节容积计算

$$\begin{aligned}W_1 &= k_1 Q_d \\&= 12.91\% * 75023.75 \\&= 9685 \text{ m}^3\end{aligned}$$

水厂自用水量调节容积按最高日用水设计用水量的 3% 计算，则

$$\begin{aligned}W_2 &= 3\% Q_d \\&= 3\% * 75023.75 \\&= 2250 \text{ m}^3.\end{aligned}$$

该城镇人口数 19.3 万人，则确定同一时间内的火灾次数为两次，一次灭火用水量为 45L/s。火灾延续时间按 2h 计，故火灾延续时间内所需总用水量为

$$W_3 = 2 * 45 \text{ L/s} * 3.6 * 2\text{h} = 648 \text{ m}^3.$$

清水池的安全储量 W_4 可按以上三部分容积和的 1/6 计算。

故清水池的有效容积为

$$\begin{aligned}W_4 &= (1 + 1/6) (W_1 + W_2 + W_3) \\&= (1 + 1/6) (9685 + 2250 + 648) \\&= 14680 \text{ m}^3\end{aligned}$$

考虑部分安全调节容积，取清水池有效容积为 15000 m³。

采用两座钢筋混凝土水池，每座池子有效容积为 7500 m³。

用水量计算表

时间	居民生活用水		工业区1						工业区2						浇洒道路用水	绿化用水	未预见水量	每小时用水量	
	占一天用水量	用水量m3	高温车间生活用水		一般车间生活用水		淋浴用水	生产用水	高温车间生活用水		一般车间生活用水		淋浴用水	生产用水	m3	m3	m3	m3	%
			变化(%)	用水量m3	变化(%)	用水量m3	m3	m3	变化(%)	用水量m3	变化(%)	用水量m3	m3	m3					
0-1	1.10%	404.8	31.30%	5.48	37.50%	18.75	156	333.33	31.30%	7.30	37.50%	21.88	192	500			625.20	2264.74	3.02%
1-2	0.70%	257.6	12.05%	4.22	6.25%	6.25		333.33	12.05%	5.62	6.25%	7.29		500			625.20	1739.51	2.32%
2-3	0.90%	331.2	12.05%	4.22	12.50%	12.5		333.33	12.05%	5.62	12.50%	14.58		500			625.20	1826.66	2.43%
3-4	1.10%	404.8	12.05%	4.22	12.50%	12.5		333.33	12.05%	5.62	12.50%	14.58		500			625.20	1900.26	2.53%
4-5	1.30%	478.4	12.05%	4.22	18.75%	18.75		333.33	12.05%	5.62	18.75%	21.88		500			625.20	1987.40	2.65%
5-6	3.91%	1438.88	12.05%	4.22	6.25%	6.25		333.33	12.05%	5.62	6.25%	7.29		500	240		625.20	3160.79	4.21%
6-7	6.61%	2432.48	12.05%	4.22	12.50%	12.5		333.33	12.05%	5.62	12.50%	14.58		500		140	625.20	4067.94	5.42%
7-8	5.84%	2149.12	12.05%	4.22	12.50%	12.5		333.33	12.05%	5.62	12.50%	14.58		500		140	625.20	3784.58	5.04%
8-9	7.04%	2590.72	31.30%	5.48	37.50%	18.75	156	333.33	31.30%	7.30	37.50%	21.88	192	500			625.20	4450.66	5.93%
9-10	6.69%	2461.92	12.05%	4.22	6.25%	6.25		333.33	12.05%	5.62	6.25%	7.29		500			625.20	3943.83	5.26%
10-11	7.17%	2638.56	12.05%	4.22	12.50%	12.5		333.33	12.05%	5.62	12.50%	14.58		500			625.20	4134.02	5.51%
11-12	7.31%	2690.08	12.05%	4.22	12.50%	12.5		333.33	12.05%	5.62	12.50%	14.58		500			625.20	4185.54	5.58%
12-13	6.62%	2436.16	12.05%	4.22	18.75%	18.75		333.33	12.05%	5.62	18.75%	21.88		500			625.20	3945.16	5.26%
13-14	5.23%	1924.64	12.05%	4.22	6.25%	6.25		333.33	12.05%	5.62	6.25%	7.29		500	240		625.20	3646.55	4.86%
14-15	3.59%	1321.12	12.05%	4.22	12.50%	12.5		333.33	12.05%	5.62	12.50%	14.58		500		140	625.20	2956.58	3.94%
15-16	4.76%	1751.68	12.05%	4.22	12.50%	12.5		333.33	12.05%	5.62	12.50%	14.58		500		140	625.20	3387.14	4.51%
16-17	4.24%	1560.32	31.30%	5.48	37.50%	18.75	156	333.33	31.30%	7.30	37.50%	21.88	192	500			625.20	3420.26	4.56%
17-18	5.99%	2204.32	12.05%	4.22	6.25%	6.25		333.33	12.05%	5.62	6.25%	7.29		500			625.20	3686.23	4.91%
18-19	6.97%	2564.96	12.05%	4.22	12.50%	12.5		333.33	12.05%	5.62	12.50%	14.58		500			625.20	4060.42	5.41%
19-20	5.66%	2082.88	12.05%	4.22	12.50%	12.5		333.33	12.05%	5.62	12.50%	14.58		500			625.20	3578.34	4.77%
20-21	3.05%	1122.4	12.05%	4.22	18.75%	18.75		333.33	12.05%	5.62	18.75%	21.88		500			625.20	2631.40	3.51%
21-22	2.01%	739.68	12.05%	4.22	6.25%	6.25		333.33	12.05%	5.62	6.25%	7.29		500	240		625.20	2461.59	3.28%
22-23	1.42%	522.56	12.05%	4.22	12.50%	12.5		333.33	12.05%	5.62	12.50%	14.58		500			625.20	2018.02	2.69%
23-24	0.79%	290.72	12.05%	4.22	12.50%	12.5		333.33	12.05%	5.62	12.50%	14.58		500			625.20	1786.18	2.38%
合计	100.00%	36800	100.00%	105	100.00%	300	468	8000	100.00%	140	100.00%	350	576	12000	720	560	15004.75	75023.75	100.00%

清水池调节容积计算

时间	用水量 (%)	二级泵站供水量 (%)	一级泵站供水量 (%)	清水池调节容积 (%)
0-1	3.02	2.78	4.17	-1.15
1-2	2.32	2.78	4.17	-1.85
2-3	2.43	2.78	4.16	-1.73
3-4	2.53	2.78	4.17	-1.64
4-5	2.65	2.77	4.17	-1.52
5-6	4.21	5.00	4.16	0.05
6-7	5.42	5.00	4.17	1.25
7-8	5.04	5.00	4.17	0.87
8-9	5.93	5.00	4.16	1.77
9-10	5.26	5.00	4.17	1.09
10-11	5.51	5.00	4.17	1.34
11-12	5.58	5.00	4.16	1.42
12-13	5.26	5.00	4.17	1.09
13-14	4.86	5.00	4.17	0.69
14-15	3.94	5.00	4.16	-0.22
15-16	4.51	5.00	4.17	0.34
16-17	4.56	5.00	4.17	0.39
17-18	4.91	5.00	4.16	0.75
18-19	5.41	5.00	4.17	1.24
19-20	4.77	5.00	4.17	0.60
20-21	3.51	2.77	4.16	-0.65
21-22	3.28	2.78	4.17	-0.89
22-23	2.69	2.78	4.17	-1.48
23-24	2.38	2.78	4.16	-1.78
合计	100.00	100.00	100	12.91

各管段的沿线流量计算				
管段编号	管段长度/m	管段计算长度/m	比流量/L/（s.m）	沿线流量/L/s
1 - 2	1291.9	645.95	0.0597	38.56
1 - 5	797.6	398.8		23.81
2 - 3	1043.5	521.75		31.15
2 - 6	1204.4	1204.4		71.90
3 - 4	807.8	403.9		24.11
3 - 7	1043.4	1043.4		62.29
4 - 8	1144.1	572.05		34.15
5 - 6	1312.6	1312.6		78.36
5 - 10	757.3	378.65		22.61
6 - 7	791.3	791.3		47.24
6 - 11	580.9	580.9		34.68
7 - 8	927.5	927.5		55.37
8 - 9	1102.8	551.4		32.92
8 - 12	491.8	491.8		29.36
9 - 13	499.2	499.2		29.80
10 - 11	1288.7	1288.7		76.94
10 - 14	590.6	295.3		17.63
11 - 12	1491.6	1134.2		67.71
11 - 15	688.9	344.45		20.56
12 - 13	1082.4	541.2		32.31
12 - 16	1402.6	701.3		41.87
14 - 15	1282.9	641.45		38.29
15 - 16	741.2	370.6		22.12
合计		15640.8		933.76

各管段节点流量计算				
节点	连接管段	节点流量/(L/s)	集中流量/(L/s)	点总流量/（L/s）
1	1-2, 1-5	31.19		31.19
2	1-2, 2-3, 2-6	70.81		70.81
3	2-3, 3-4, 3-7	58.78		58.78
4	3-4, 4-8	29.13		29.13
5	1-5, 5-6, 5-10	62.39		62.39
6	2-6, 5-6, 6-7, 6-11	116.09		116.09
7	3-7, 6-7, 7-8	82.45		82.45
8	4-8, 7-8, 8-9, 8-12	75.90	98.07+26.62=124.69	200.59
9	9-13, 8-9	31.36		31.36
10	5-10, 10-11, 10-14	58.59		58.59
11	6-11, 10-11, 11-12, 11-15	99.95		99.95
12	8-12, 11-12, 12-13, 12-16	85.62		85.62
13	9-13, 12-13	31.06		31.06
14	10-14, 14-15	27.96		27.96
15	11-15, 14-15, 15-16	40.49		40.49
16	15-16, 12-16	32.00	151.23+26.62=177.92	209.92
合计		933.76		1236.37

最高时总用水量（大用户集中用水量（L/s）

1236.29302.54

管网总长（m）

15640.8

比流量（L/（s.m））

0.0597

*	工程名称: 事故时平差计算.nc1	*
*	节点数目: 16	*
*	管段数目: 23	*
*	水泵数目: 1	*
*	计算精度: 0.001	*
*	计算公式: 巴甫洛夫公式	*

节点数据

编号	地面标高	已知水压	已知流量	节点水压	自由水头	节点流量
1	59.80		-918.37	122.65	62.85	-918.37
2	59.80		49.57	99.24	39.44	49.57
3	59.60		41.14	98.83	39.23	41.14
4	59.60		20.39	98.14	38.54	20.39
5	61.70		43.67	118.80	57.10	43.67
6	62.40		81.26	107.18	44.78	81.26
7	61.60		57.72	99.56	37.96	57.72
8	62.10		169.83	97.37	35.27	169.83
9	62.60		21.95	96.37	33.77	21.95
10	62.90		41.01	114.11	51.21	41.01
11	63.30		69.97	105.20	41.90	69.97
12	62.80		59.93	97.37	34.57	59.93
13	63.20		21.74	95.25	32.05	21.74
14	64.30		19.57	111.88	47.58	19.57
15	64.10		28.34	104.69	40.59	28.34
16	64.40	96.40		96.40	32.00	192.28

编号	管径	长度	阻力系数	起点	终点	流量	流速	水力坡度	水头损失
1	0.45	590.6	0.013	10	14	175.5	1.10	3.79	2.24
2	0.3	1288.7	0.013	10	11	80.5	1.14	6.92	8.91
3	0.5	757.3	0.013	5	10	297.0	1.51	6.19	4.68
4	0.4	1282.9	0.013	14	15	155.9	1.24	5.60	7.19
5	0.3	688.9	0.013	11	15	26.3	0.37	0.74	0.51
6	0.35	1491.6	0.013	11	12	105.8	1.10	5.25	7.83
7	0.4	580.9	0.013	6	11	121.6	0.97	3.40	1.98
8	0.4	1519.6	0.013	15	16	153.9	1.22	5.46	8.29
9	0.35	1402.6	0.013	12	16	38.4	0.40	0.69	0.97
10	0.2	1082.4	0.013	12	13	14.5	0.46	1.95	2.11
11	0.4	491.8	0.013	8	12	7.0	0.06	0.01	0.01
12	0.15	499.2	0.013	9	13	7.2	0.41	2.24	1.12
13	0.3	1102.8	0.013	8	9	29.2	0.41	0.91	1.00
14	0.3	927.5	0.013	7	8	47.0	0.66	2.36	2.18
15	0.6	1144.1	0.013	4	8	159.0	0.56	0.67	0.77
16	0.35	791.3	0.013	6	7	143.2	1.49	9.63	7.62
17	0.35	1043.4	0.013	7	3	38.5	0.40	0.70	-0.73
18	0.6	1312.6	0.013	5	6	577.7	2.04	8.85	11.62
19	0.45	1204.4	0.013	6	2	231.6	1.46	6.59	-7.94
20	0.8	797.6	0.013	1	5	918.4	1.83	4.83	-3.85
21	0	1291.9	0.013	1	2	0.0		18.12	-23.41
22	0.7	1043.5	0.013	2	3	182.0	0.47	0.39	0.40
23	0.6	807.8	0.013	3	4	179.4	0.63	0.85	0.69

编号	静扬程	摩阻	所在节点	所在管段	加压方向	流量	扬程
1	37.1	0.000125	1		1	918.37	-68.33

*	工程名称: 消防时平差计算.nc1	*
*	节点数目: 16	*
*	管段数目: 23	*
*	水泵数目: 1	*
*	计算精度: 0.001	*
*	计算公式: 巴甫洛夫公式	*

节点数据

编号	地面标高	已知水压	已知流量	节点水压	自由水头	节点流量
1	59.80		-1295.18	95.55	35.75	-1295.18
2	59.80		70.81	92.28	32.48	70.81
3	59.60		58.78	89.36	29.76	58.78
4	59.60		29.13	86.41	26.81	29.13
5	61.70		62.39	93.73	32.03	62.39
6	62.40		116.09	90.69	28.29	116.09
7	61.60		82.45	87.59	25.99	82.45
8	62.10		200.59	82.86	20.76	200.59
9	62.60		76.36	75.00	12.40	76.36
10	62.90		58.59	89.79	26.89	58.59
11	63.30		99.95	85.76	22.46	99.95
12	62.80		85.62	80.98	18.18	85.62
13	63.20		31.06	74.37	11.17	31.06
14	64.30		27.96	87.94	23.64	27.96
15	64.10		40.49	82.80	18.70	40.49
16	64.40	74.40		74.40	10.00	254.91

编号	管径	长度	阻力系数	起点	终点	流量	流速	水力坡度	水头损失
1	0.45	590.6	0.013	10	14	159.8	1.01	3.14	1.85
2	0.3	1288.7	0.013	10	11	54.1	0.77	3.13	4.03
3	0.5	757.3	0.013	5	10	272.6	1.39	5.21	3.94
4	0.4	1282.9	0.013	14	15	131.9	1.05	4.01	5.14
5	0.3	688.9	0.013	11	15	63.5	0.90	4.30	2.96
6	0.35	1491.6	0.013	11	12	82.6	0.86	3.20	4.78
7	0.4	580.9	0.013	6	11	191.9	1.53	8.48	4.93
8	0.4	1519.6	0.013	15	16	154.9	1.23	5.53	8.40
9	0.35	1402.6	0.013	12	16	100.0	1.04	4.69	6.58
10	0.2	1082.4	0.013	12	13	25.7	0.82	6.11	6.61
11	0.4	491.8	0.013	8	12	128.7	1.02	3.82	1.88
12	0.15	499.2	0.013	9	13	5.4	0.30	1.25	0.62
13	0.3	1102.8	0.013	8	9	81.7	1.16	7.13	7.86
14	0.3	927.5	0.013	7	8	69.1	0.98	5.10	4.73
15	0.6	1144.1	0.013	4	8	341.9	1.21	3.10	3.55
16	0.35	791.3	0.013	6	7	91.4	0.95	3.92	3.10
17	0.35	1043.4	0.013	3	7	60.2	0.63	1.70	1.77
18	0.6	1312.6	0.013	5	6	295.7	1.05	2.32	3.04
19	0.45	1204.4	0.013	2	6	103.7	0.65	1.32	1.59
20	0.8	797.6	0.013	1	5	630.6	1.25	2.28	-1.82
21	0.8	1291.9	0.013	1	2	664.6	1.32	2.53	-3.27
22	0.7	1043.5	0.013	2	3	490.0	1.27	2.80	2.92
23	0.6	807.8	0.013	3	4	371.1	1.31	3.65	2.95

编号	静扬程	摩阻	所在节点	所在管段	加压方向	流量	扬程
1	37.1	0.000125	1		1	1295.18	-172.59

消防时核算

该城镇同一时间火灾次数为两次，一次灭火用水量为 45L/s。从安全和经济角度来考虑，失火点一个放在控制点 16.另一个放在离泵站较远且靠近工业区 1 的节点 9.消防时除节点 9，16 附加 45L/s 的消防流量外，其余各节点的流量与最高时相同。

消防时管网所需总流量 $1236.37+90=1326.37\text{L/s}$ 。

管网各节点的实际自由水压要 满足 $H>10\text{mH}_2\text{O}$ (98kPa) 。

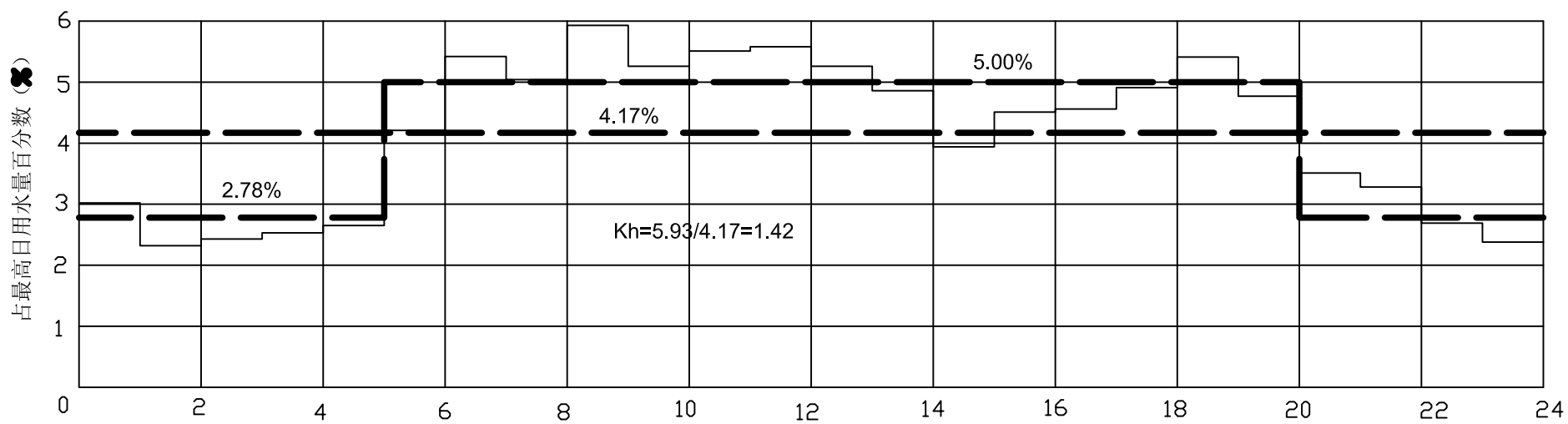
*	工程名称: 最高时平差计算.nc1	*
*	节点数目: 16	*
*	管段数目: 23	*
*	水泵数目: 1	*
*	计算精度: 0.001	*
*	计算公式: 巴甫洛夫公式	*

节点数据

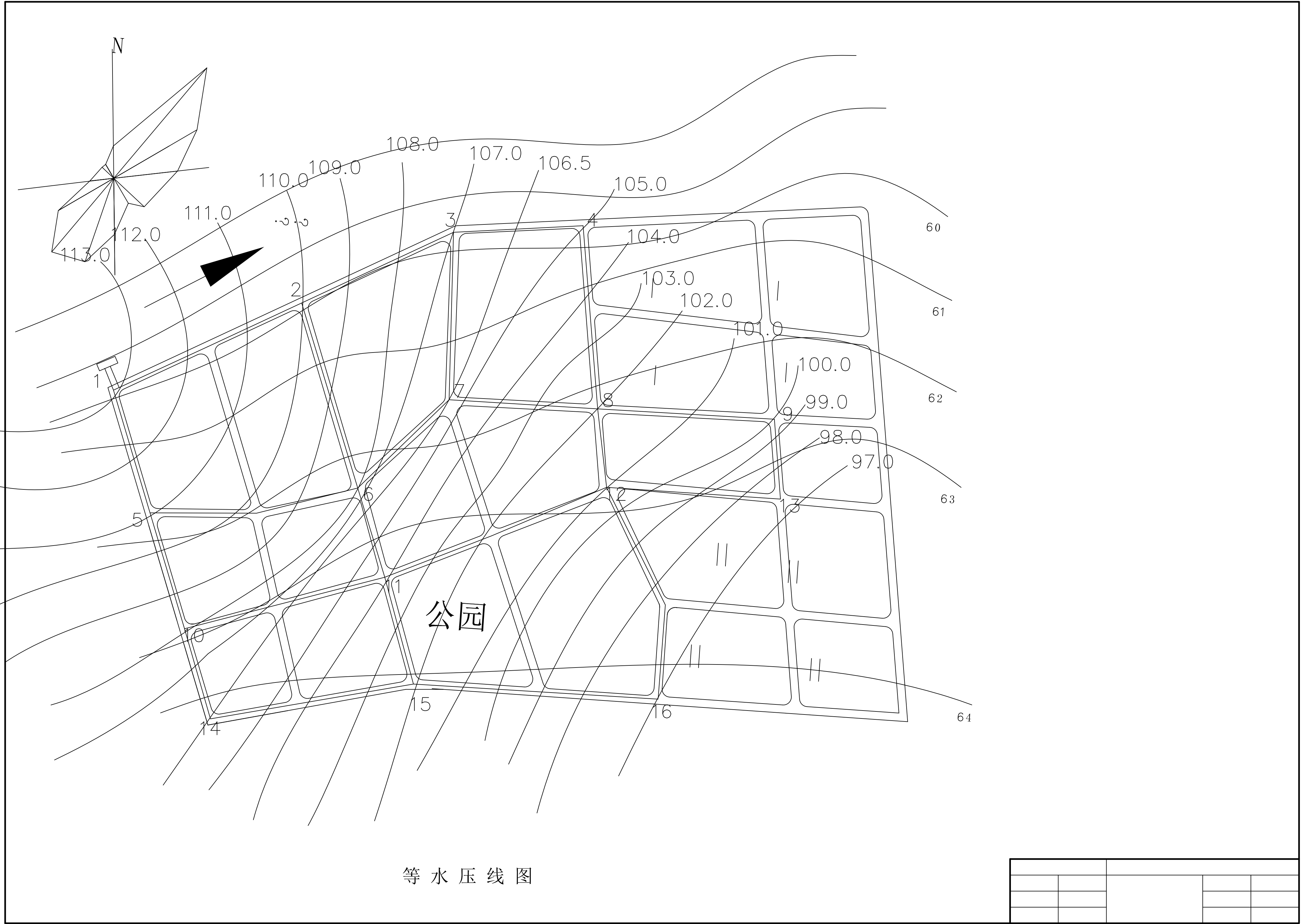
编号	地面标高	已知水压	已知流量	节点水压	自由水头	节点流量
1	59.80		-1205.18	113.07	53.27	-1205.18
2	59.80		70.81	110.27	50.47	70.81
3	59.60		58.78	107.85	48.25	58.78
4	59.60		29.13	105.52	45.92	29.13
5	61.70		62.39	111.48	49.78	62.39
6	62.40		116.09	108.83	46.43	116.09
7	61.60		82.45	106.23	44.63	82.45
8	62.10		200.59	102.78	40.68	200.59
9	62.60		31.36	100.58	37.98	31.36
10	62.90		58.59	108.12	45.22	58.59
11	63.30		99.95	104.76	41.46	99.95
12	62.80		85.62	101.27	38.47	85.62
13	63.20		31.06	97.57	34.37	31.06
14	64.30		27.96	106.63	42.33	27.96
15	64.10		40.49	102.67	38.57	40.49
16	64.40	96.90		96.90	32.50	209.91

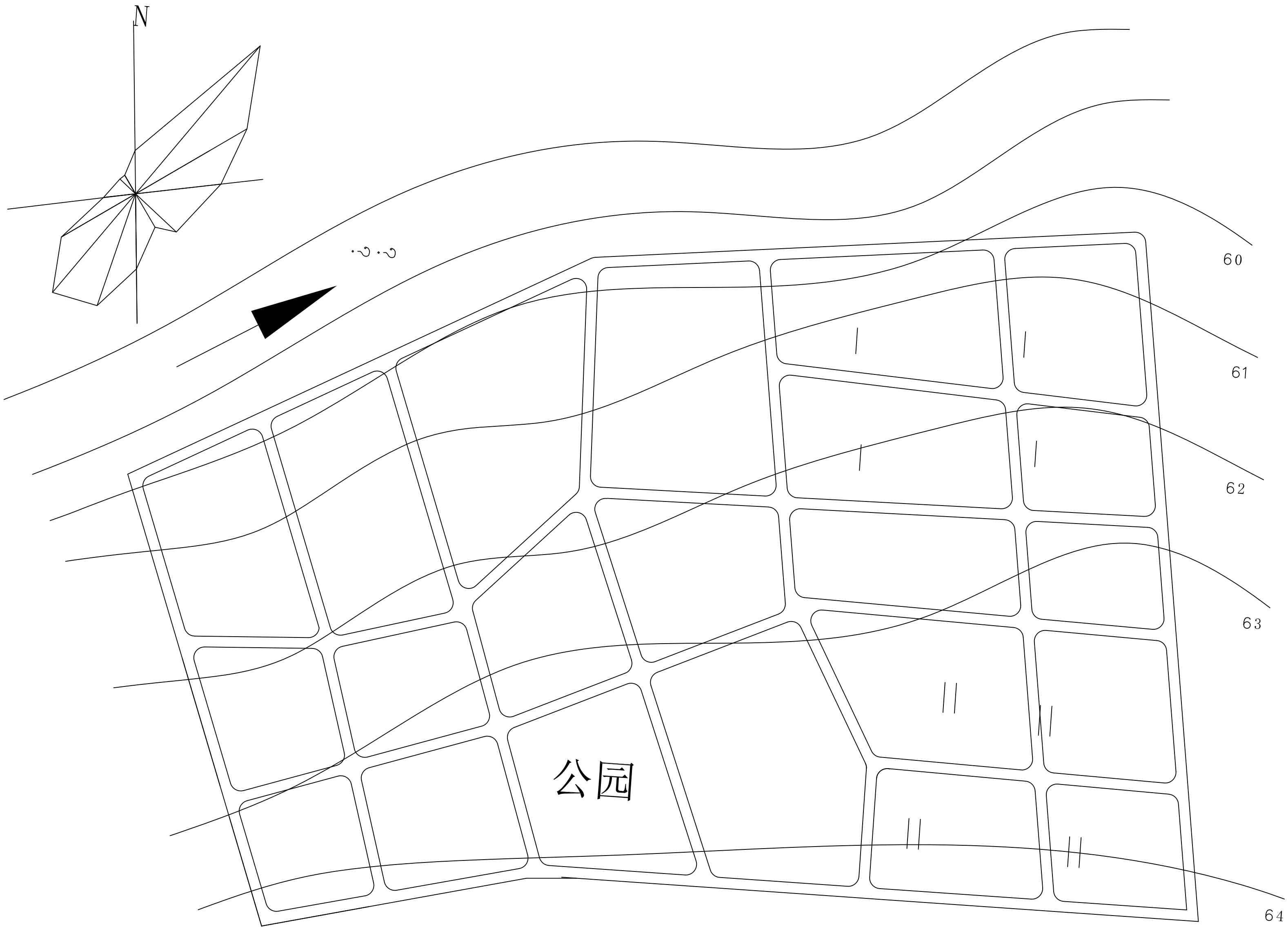
编号	管径	长度	阻力系数	起点	终点	流量	流速	水力坡度	水头损失
1	0.45	590.6	0.013	10	14	143.6	0.90	2.54	1.50
2	0.3	1288.7	0.013	10	11	49.4	0.70	2.61	3.36
3	0.5	757.3	0.013	5	10	251.6	1.28	4.44	3.36
4	0.4	1282.9	0.013	14	15	115.6	0.92	3.08	3.95
5	0.3	688.9	0.013	11	15	53.3	0.75	3.03	2.09
6	0.35	1491.6	0.013	11	12	70.7	0.73	2.34	3.49
7	0.4	580.9	0.013	6	11	174.5	1.39	7.01	4.07
8	0.4	1519.6	0.013	15	16	128.4	1.02	3.80	5.77
9	0.35	1402.6	0.013	12	16	81.5	0.85	3.11	4.37
10	0.2	1082.4	0.013	12	13	19.2	0.61	3.42	3.70
11	0.4	491.8	0.013	8	12	115.6	0.92	3.08	1.51
12	0.15	499.2	0.013	9	13	11.9	0.67	6.04	3.01
13	0.3	1102.8	0.013	8	9	43.2	0.61	1.99	2.20
14	0.3	927.5	0.013	7	8	59.0	0.83	3.71	3.44
15	0.6	1144.1	0.013	4	8	300.5	1.06	2.40	2.74
16	0.35	791.3	0.013	6	7	83.8	0.87	3.30	2.61
17	0.35	1043.4	0.013	3	7	57.6	0.60	1.56	1.63
18	0.6	1312.6	0.013	5	6	275.8	0.98	2.02	2.65
19	0.45	1204.4	0.013	2	6	98.5	0.62	1.19	1.44
20	0.8	797.6	0.013	1	5	589.8	1.17	1.99	-1.59
21	0.8	1291.9	0.013	1	2	615.3	1.22	2.17	-2.80
22	0.7	1043.5	0.013	2	3	446.0	1.16	2.32	2.42
23	0.6	807.8	0.013	3	4	329.6	1.17	2.88	2.33

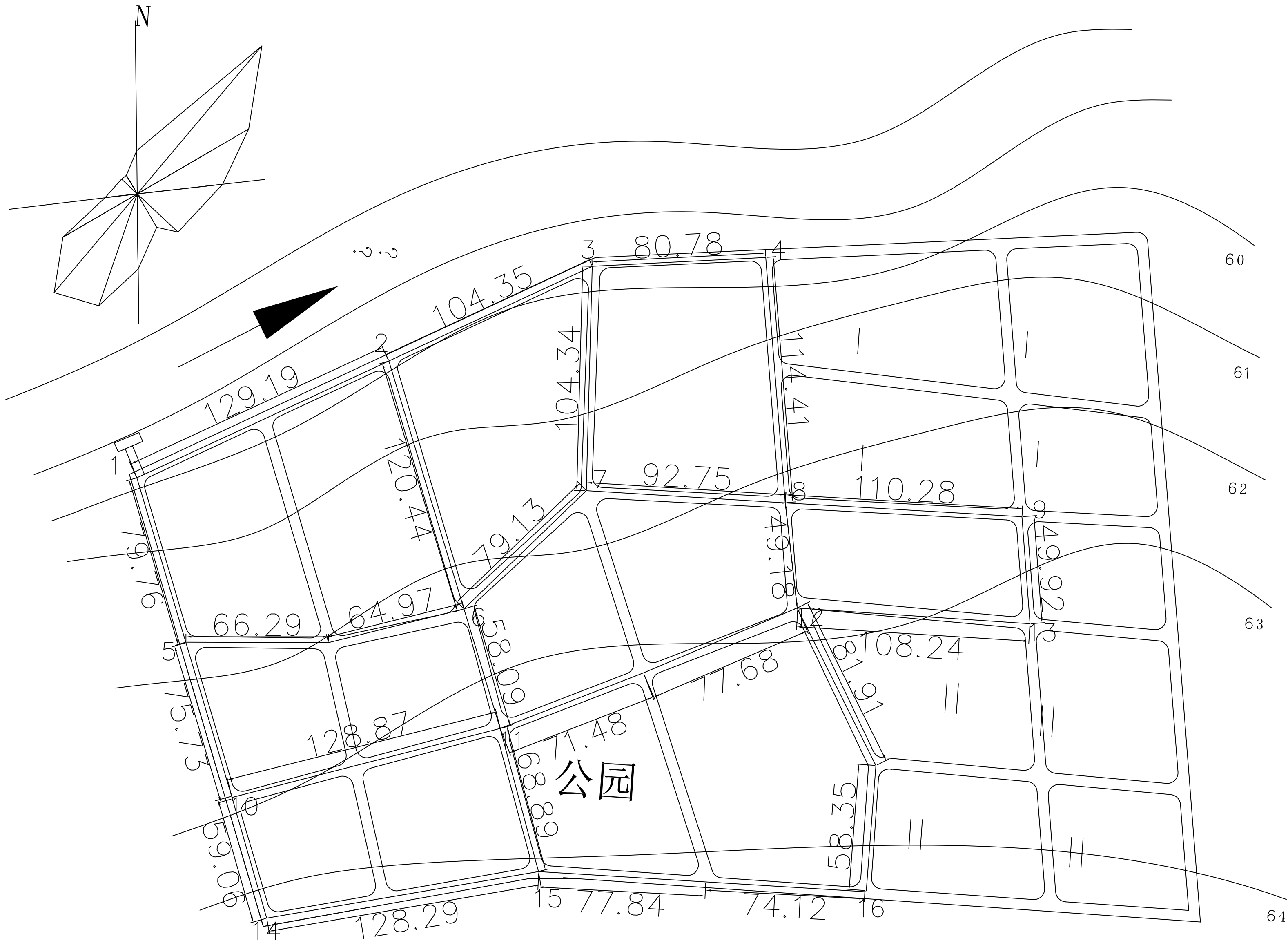
编号	静扬程	摩阻	所在节点	所在管段	加压方向	流量	扬程
1	37.1	0.000125	1		1	1205.18	-144.46

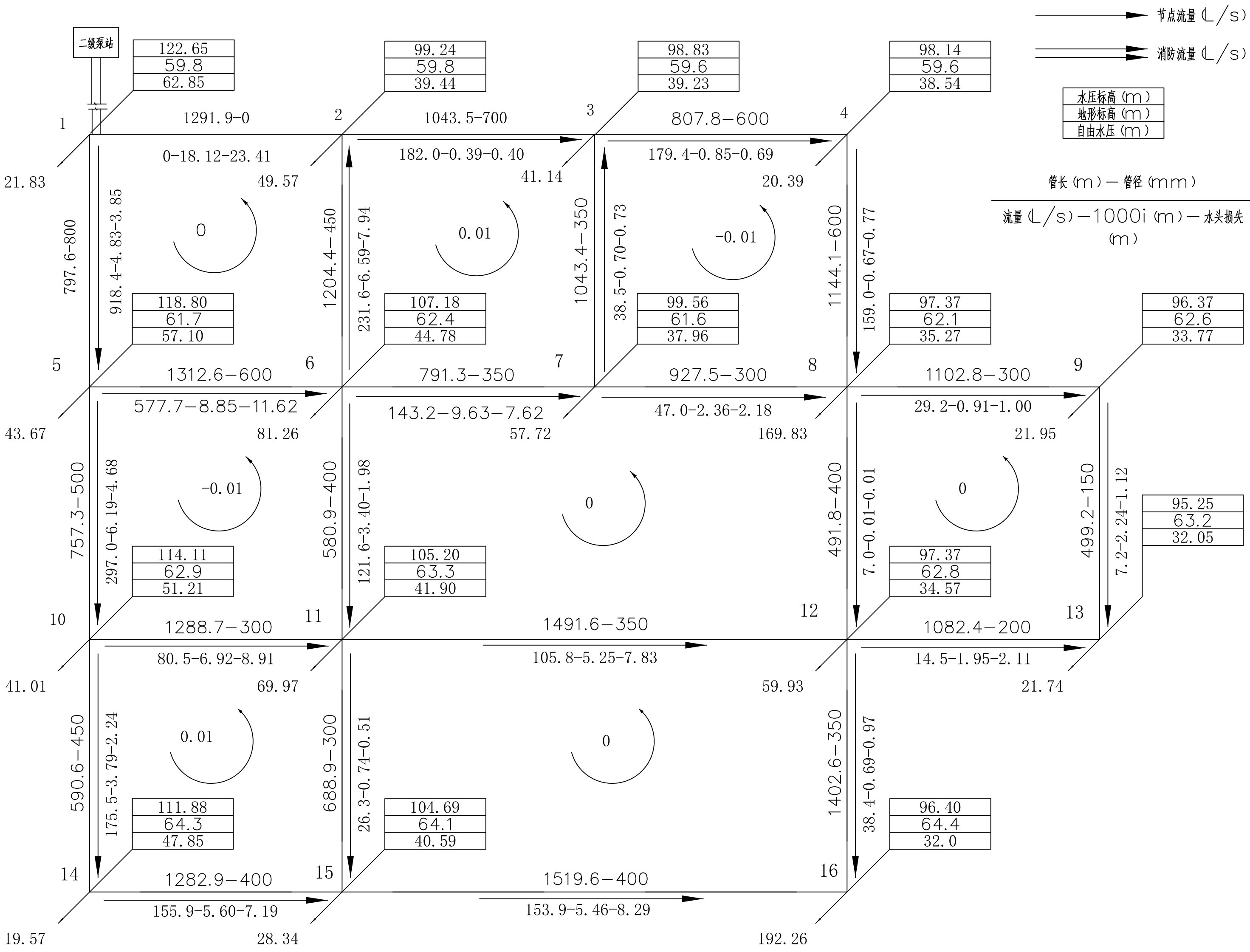


城市用水量变化曲线

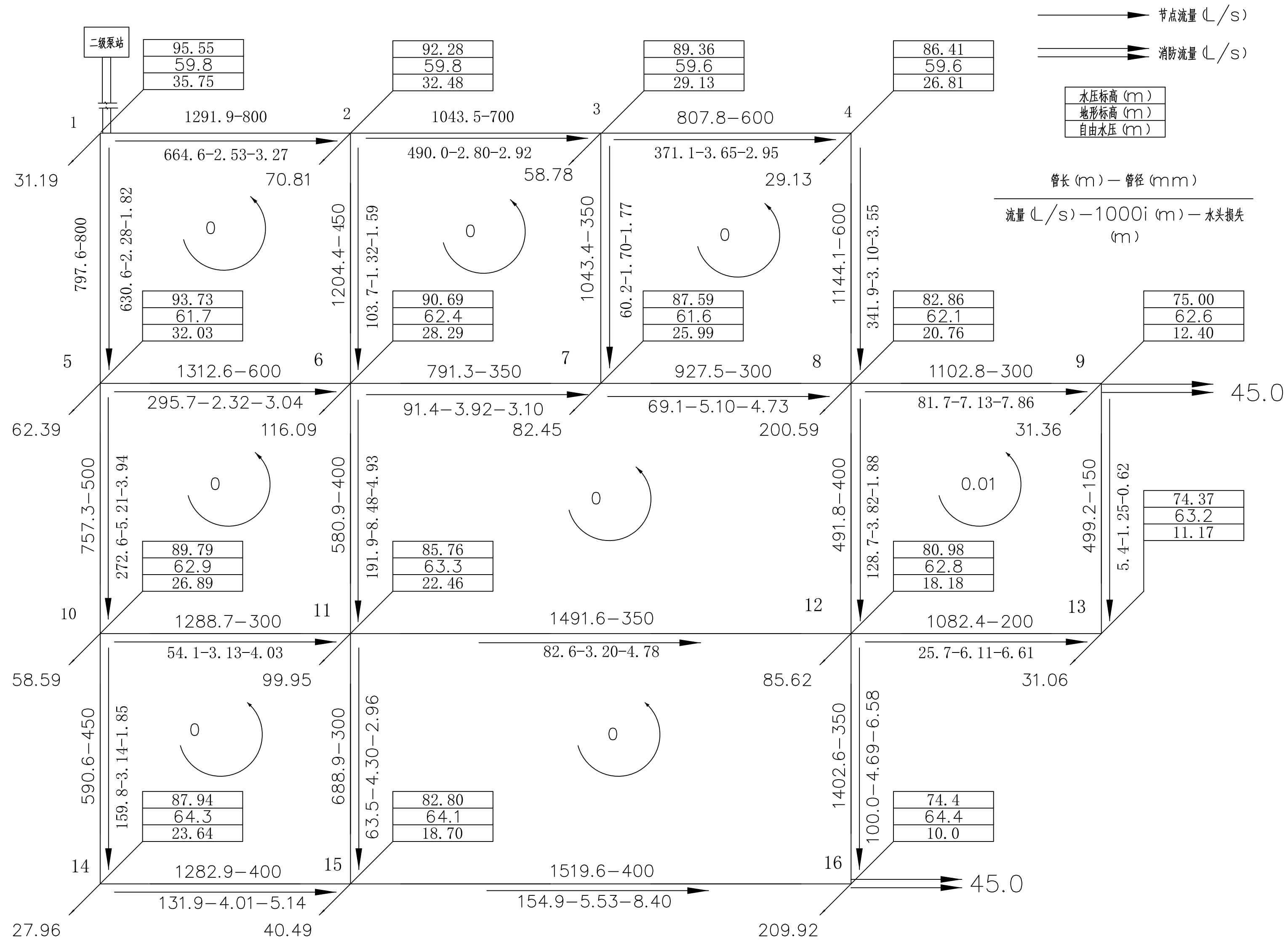




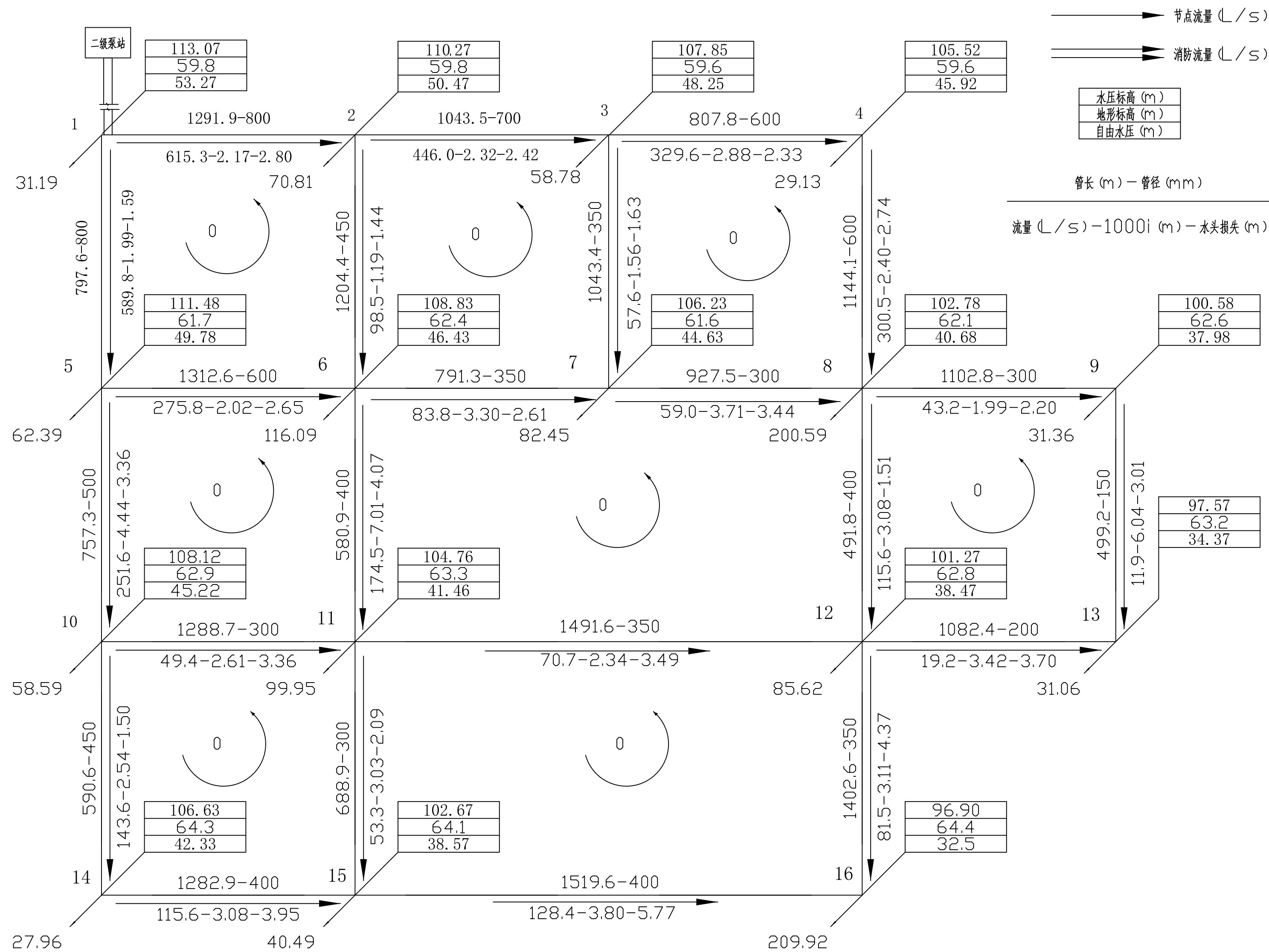




事故时管网平差及水压计算成果



消防时管网平差及水压计算成果



最高时管网平差及水压计算成果