

# 给水工程课程设计

## 第一节 设计任务及设计资料

### 工程概述:

本设计为广东省某城市的给水管网初步设计，该城市位于广东，A 河的中下游。城市分为 I、II 两个行政区，总共人口 12.2 万人；A 河流将该城市分成两部分，每一部分都有一个工业区；城市中各工业企业对水质无特殊要求，城市楼房平均层数 6 层。其基本资料具体如下。

### 一、设计资料

#### 1. 基本情况

该城市位于广东，A 河的中下游。城市分为 I、II 两个行政区，总共人口 12.2 万人；A 河流将该城市分成两部分，每一部分都有一个工业区；房屋平均层数 6 层。

1.条件图：1: 5000 城市平面图

2.城市居住房中的卫生设备情况：

I 区：室内卫生设备情况（有给水、排水、淋浴、热水供应）；

II 区：室内卫生设备情况（有给水、排水、淋浴、热水供应）；

3 城市中房屋的平均层数：

I 区 6 层；II 区 6 层；

4 工业用水情况：

城市中有下列工业企业，其位置在城市平面图：

① 工业区 I，生产用水量 6000 米<sup>3</sup>/天。

工人总数 3400 人，分 两 班工作，热车间占 41.18 %

第一班 1700 人，使用淋浴者 1700 人；其中热车间 700 人

第二班 1700 人，使用淋浴者 1700 人；其中热车间 700 人

② 工业区 II，生产用水量 8000 米<sup>3</sup>/天。

工人总数 5100 人，分 两 班工作，热车间占 35.29 %

第一班 2550 人，使用淋浴者 2550 人；其中热车间 900 人

第二班 2550 人，使用淋浴者 2550 人；其中热车间 900 人

5. 给水水源：A 河

#### 2. 城市综合用水

城市综合用水变化曲线及时变化系数

用水时变化系数  $K_h=1.23$ 。

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%	2.82	2.79	2.93	3.06	3.13	3.78	4.93	5.13	5.11	4.81	4.64	4.52
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%	4.49	4.45	4.45	4.55	5.11	4.92	4.9	4.71	4.29	4.04	3.42	3.02

## 二、设计任务

1. 城市给水工程规划
2. 城市输水管与给水管网设计
3. 二级泵站设计
4. 图纸。

### 给水管网布置及水厂选址

该城市有一条自西向东流的水量充沛，水质良好的河流，可以作为生活饮用水水源。该城市的地势比较平坦没有太大的起伏变化。城市的街区分布比较均匀，城市中各工业企业对水质无特殊要求。因而采用统一的给水系统。城市给水管网的布置取决于城市的平面布置、水源、调节构筑物的位置、大用户的分布等。考虑要点有以下：

- ① 定线时干管延伸方向应和二级泵站输水到水池、水塔、大用户的水流方向一致。干管的间距一般采用 500m—800m 。
- ② 循水流方向，以最短的距离布置一条或数条干管，干管位置从用水量较大的街区通过。
- ③ 干管尽量靠近大用户，减少分配管的长度。
- ④ 干管按照规划道路定线，尽量避免在高级路面或重要道路下通过，尽量少穿越铁路。减小今后检修时的困难。
- ⑤ 干管与干管之间的连接管使管网成环状网。连接管的间距考虑在 800—1000m 左右。
- ⑥ 力求以最短距离铺设管线，降低管网的造价和供水能量费用。

输水管线走向应符合城市和工业企业规划要求，沿现有道路铺设，有利于施工和维护。城市的输水管和配水管采用钢管（管径 1000mm 时）和铸铁管。配水管网共设 10 个环，输配水管路布置如附图(一)所示。

另外考虑到河流将该城市分成两半，为了安全供水起见在河流的上游铺设倒虹管，在其两岸应设阀门井，阀门井顶部标高应保证洪水时不被淹没。井内有阀门和排水管等。倒虹管项在河床下的深度不小与 0.5m，在航道线范围内不应小于 1m，倒虹管使用钢管并须加强防腐措施。

对水厂厂址的选择，应根据下列要求，并且通过技术经济比较来确定：

- (1)、给水系统布局合理；
- (2)、不受洪水威胁；
- (3)、有较好的废水排除条件；
- (4)、有良好的工程地质条件；
- (5)、有良好的卫生环境，并便于设立防护地带；
- (6)、少拆迁，不占或少占良田；
- (7)、施工、运行和维护方便。

## 第二节 给水管网设计计算

基础资料：

总人口 (万)	绿地面积 (万平方米)	道路面积 (万平方米)	工业区 I 总人数	其中高温 车间人数	工业区 II 总人数	其中高温 车间人数
12.2	50	84	3400	1400	5100	1800

### 1. 最高日用水量

城市最高日用水两包括综合用水、工业生产用水及职工生活用水及淋浴用水、浇洒道路和绿化用水、未预见用水和管网漏失水量。

该城市在广东，总人口 12.2 万人，查《室外排水设计规范》可知该城市位于一分区，为中小城市。综合生活用水定额采用上限 370L/cap.d

最高日综合生活用水量  $Q_1$ ：

$$Q_1 = qNf$$

$Q_1$ ——城市最高日综合生活用水， $m^3 / d$ ；

$q$ ——城市最高日综合用水量定额， $L / (cap.d)$ ；

$N$ ——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  $f=100\%$

所以最高日综合生活用水为:

$$\begin{aligned}
 Q_1 &= qNf \\
 &= 370 \times 10^{-3} \times 12.2 \times 10^4 \times 100\% \\
 &= 45140.00 \text{ (m}^3/\text{d)}
 \end{aligned}$$

工业用水量为:

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;

工厂生产用水量:

$$6000+8000=14000 \text{ m}^3/\text{d}$$

工人生活用水量:

$$\text{工厂 I: 高温车间人数 } 3400 \times 41.18\% = 1400$$

$$\text{一般车间人数 } 3400 - 1400 = 2000$$

$$\text{工厂 II: 高温车间人数 } 5100 \times 35.29\% = 1800$$

$$\text{一般车间人数 } 5100 - 1800 = 3300$$

$$\begin{aligned}
 \text{工厂 I} &= 0.025 \times 2000 + 0.035 \times 1400 \\
 &= 99.00 \text{ m}^3/\text{d}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{工厂 II} &= 0.025 \times 3300 + 0.035 \times 1800 \\
 &= 145.50 \text{ m}^3/\text{d}
 \end{aligned}$$

工人淋浴用水量:

$$\begin{aligned}
 &= 40 \times (1000 + 2550 - 900) / 1000 + 60 \times (700 + 900) / 1000 \times 2 \\
 &= 404 \text{ m}^3/\text{d}
 \end{aligned}$$

工厂总用水量:

$$\begin{aligned}
 Q_2 &= 14000 + 99 + 145.50 + 404 \\
 &= 14648.50 \text{ m}^3/\text{d}
 \end{aligned}$$

浇洒道路用水量  $Q_3$ :

浇洒道路用水量按每平方米路面每次 1.5L 计算; 每天浇洒 3 次。

所以浇洒道路用水量

$$Q_3 = 1.5 \times 84 \times 10^4 \times 3 / 1000 = 3780 \text{ m}^3 / \text{d}$$

绿化用水量  $Q_4$ :

绿化用水量按 2 L/d.m<sup>2</sup> 计算;

$$\text{所以: } Q_4 = 2.0 \times 50 \times 10^4 / 1000 = 1000 \text{ m}^3 / \text{d}$$

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。

最高日设计流量  $Q_d$ :

$$\begin{aligned} Q_d &= 1.25 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) \\ &= 1.25 \times (45140 + 14648.5 + 3780 + 1000) \\ &= 80710.63 \text{ m}^3 / \text{d} \end{aligned}$$

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:

$$Q_6 = q_6 \times f_6 = 2 \times 45 = 90 (L/s)$$

## 2. 最高时用水量

从表一城市用水量变化情况表中可以看出，15~16 点为用水最高时，最高时用水量为：

$$Q_h = 3362.94 \text{ m}^3/\text{h} = 1459.77 \text{ L/s}$$

时间	时变化系数	综合生活用水	工业生产用水	淋浴用水	工厂职工用水	浇洒道路	绿地用地	未预见水	城市每小时用水量	
	m <sup>3</sup> /h	%								
0-1	2.82	1272.95		202.00				368.74	1843.69	2.28
1-2	2.79	1259.41						314.85	1574.26	1.95
2-3	2.93	1322.60						330.65	1653.25	2.05
3-4	3.06	1381.28						345.32	1726.61	2.14
4-5	3.13	1412.88						353.22	1766.10	2.19
5-6	3.78	1706.29						426.57	2132.87	2.64
6-7	4.93	2225.40				1260		871.35	4356.75	5.40
7-8	5.13	2315.68					500.00	703.92	3519.60	4.36
8-9	5.11	2306.65	875.00		15.28			799.23	3996.17	4.95
9-10	4.81	2171.23	875.00		15.28			765.38	3826.89	4.74
10-11	4.64	2094.50	875.00		15.28			746.19	3730.97	4.62
11-12	4.52	2040.33	875.00		15.28	1260		1047.65	5238.26	6.49
12-13	4.49	2026.79	875.00		15.28			729.27	3646.33	4.52
13-14	4.45	2008.73	875.00		15.28			724.75	3623.76	4.49
14-15	4.45	2008.73	875.00		15.28			724.75	3623.76	4.49
15-16	4.55	2053.87	875.00		15.28	1260		1051.04	5255.19	6.51
16-17	5.11	2306.65	875.00		15.28		500.00	924.23	4621.17	5.73
17-18	4.92	2220.89	875.00		15.28			777.79	3888.96	4.82
18-19	4.9	2211.86	875.00	202.00	15.28			826.04	4130.18	5.12
19-20	4.71	2126.09	875.00		15.28			754.09	3770.47	4.67
20-21	4.29	1936.51	875.00		15.28			706.70	3533.48	4.38
21-22	4.04	1823.66	875.00		15.28			678.48	3392.42	4.20
22-23	3.42	1543.79	875.00		15.28			608.52	3042.59	3.77
23-24	3.02	1363.23	875.00		15.28			563.38	2816.89	3.49
合计		45140.00	14000.00	404.00	229.22		1000.00	16142.13	80710.63	100.00

表（一）城市用水量变化情况表

2. 清水池调节容积，二级泵站供水情况如下表：

清水池调节容积计算  $K_h=1.56$

时间	用水量%	二泵站供水量%	一泵站供水量%	清水池调节容积%
0-1	2.28	2.28	4.17	-1.89
1-2	1.95	1.95	4.17	-2.22
2-3	2.05	2.05	4.16	-2.11
3-4	2.14	2.14	4.17	-2.03
4-5	2.19	2.19	4.17	-1.98
5-6	2.64	2.64	4.16	-1.52
6-7	5.40	5.40	4.17	1.23
7-8	4.36	4.36	4.17	0.19
8-9	4.95	4.95	4.16	0.79
9-10	4.74	4.74	4.17	0.57
10-11	4.62	4.62	4.17	0.45
11-12	6.49	6.49	4.16	2.33
12-13	4.52	4.52	4.17	0.35
13-14	4.49	4.49	4.17	0.32
14-15	4.49	4.49	4.16	0.33
15-16	6.51	6.51	4.17	2.34
16-17	5.73	5.73	4.17	1.56
17-18	4.82	4.82	4.16	0.66
18-19	5.12	5.12	4.17	0.95
19-20	4.67	4.67	4.17	0.50
20-21	4.38	4.38	4.16	0.22
21-22	4.20	4.20	4.17	0.03
22-23	3.77	3.77	4.17	-0.40
23-24	3.49	3.49	4.16	-0.67
合计	100.00	0.00	100.00	12.82

因此清水池调节容积按最高日用水量的 **12.82%** 计算

清水池中除了储存调节用水外还存放消防用水,则清水池有效容积  $W$  为

$$W=W_1+W_2+W_3+W_4$$

$W$ —清水池总容积  $m^3$ ;

$W_1$ —调节容积;  $m^3$ ;

$W_2$ —消防储水量  $m^3$ ，按 2 小时火灾延续时间计算；

$W_3$ —水厂冲洗滤池和沉淀池排泥等生产用水，取最高日用水量的 10% 计算；

$W_4$ —安全贮量按  $W_1+W_2+W_3$  取整后计算

$$\begin{aligned} W_1+W_2+W_3 &= 64568.5 \times 12.82\% + 0.09 \times 2 \times 3600 + 64568.5 \times 10\% \\ &= 15382.53 \quad m^3 \end{aligned}$$

$$\text{故 } W_4 \text{ 取 } 15382.53 - 15000 = 382.53 \quad m^3$$

因此：清水池总容积  $W$ ：

$$\begin{aligned} W &= 15382 + 382.53 \\ &= 15765.06 \quad m^3 \end{aligned}$$

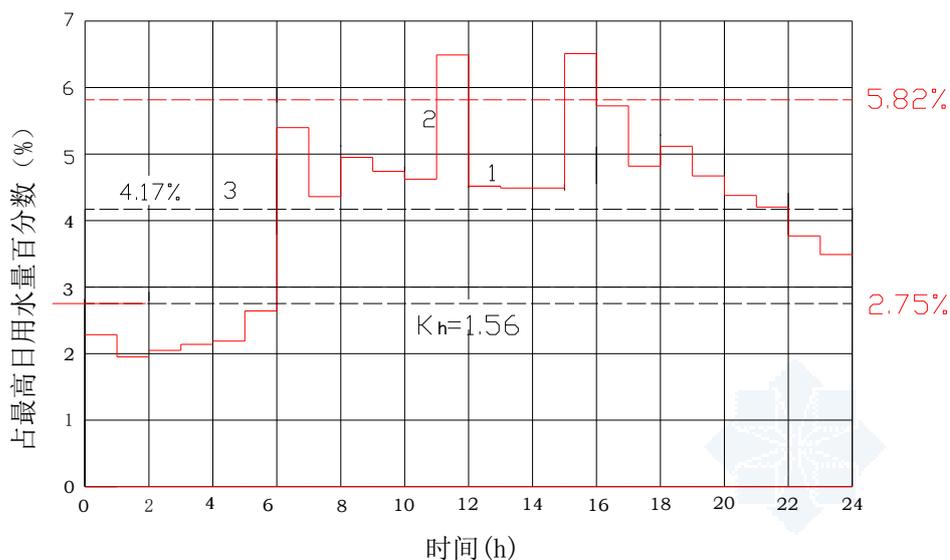
取整数为： $W=16000 \quad m^3$

清水池应设计成体积相同的两个，如仅有一个，则应分格或采取适当措施，以便清洗或检修时不间断供水。

#### 5. 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：6 时~20 时，二级泵站运转，流量占最高日用水量的 5.82%，其他时间 20~次日 6 时二级泵站运转流量占最高日用水量的 2.67%，城市最高日用水变化曲线图如下：

最大时用水小时用水变化曲线



### 三、 管网水力计算

#### (一) 集中用水量

集中用水量主要为工厂的生产用水量和职工生活用水量，当工人淋浴时间与最大时供水重合时淋浴用水也应该计入集中用水量，否则不计入集中用水量。

从表（一）城市用水量变化情况表中可知：

最大时**集中流量**为：

$$\begin{aligned}\sum q &= \frac{6000+8000}{16 \times 3600 \times 1000} + \frac{25 \times (2000+3300) + 35 \times (1400+1800)}{16 \times 1000 \times 3600} \\ &= 247.30(L/s)\end{aligned}$$

#### (一) 比流量计算

$$q_s = \frac{Q_k - \sum q}{\sum L} = \frac{1459.77 - 247.30}{10676} = 0.11357$$

$Q_k$ ——为最高日最大时用水量 L/s

$\sum q$ ——为大用户集中流量 L/s

$\sum L$ ——管网总的有效长度 m

#### (二) 沿线流量计算

$$q_{i-j} = q_s L_{i-j}$$

$L_{i-j}$ —有效长度； m

$q_s$ —比流量

zhulong.com

沿线流量计算表

管段编号	图纸上长度(mm)	实际长度 (m)	有效长度 (m)	沿线流量 (m <sup>3</sup> /s)
1-2	159.05	795	398	45.16
1-10	199.64	998	499	56.68
2-9	196.29	981	981	111.46
10-9	168.11	841	420	47.73
2-3	154.54	773	386	43.88
3-8	185.54	928	928	105.36
8-9	159.1	796	398	45.17
21-4	152.91	765	382	12.98
3-21	110.65	553	277	30.61
4-7	180.09	900	450	51.13
7-8	143.57	718	178	20.19
4-5	121.46	607	304	34.48
5-6	176.67	883	442	50.16
6-7	84.74	424	212	24.06
11-12	104.58	523	261	29.69
11-20	123.76	619	398	45.25
12-19	128.77	644	644	73.12
20-19	95.54	478	239	27.13
12-13	150.82	754	377	42.82
13-18	138.15	691	541	61.46
18-19	136.63	683	342	38.79
13-14	127.7	639	319	36.26
14-17	146.12	731	365	41.49
17-18	130.06	650	154	17.50
14-15	161.39	807	244	27.72
15-16	153.91	770	385	43.70
16-17	170.9	855	427	48.52
17-21	90.45	452	0	0.00
2-19	83.8	419	0	0.00
5-16	102.94	515	0	0.00
合计			10676	1212.47

#### (四) 节点流量

$$q_i = \alpha \sum q_i \quad \text{折算系数取 } \alpha = 0.5$$

节点流量表

节点	节点流量 (L/s)	节点	节点流量 (L/s)
1	50.92	11	37.47
2	100.25	12	72.82
3	89.92	13	70.27
4	49.30	14	52.73
5	42.32	15	35.71
6	37.11	16	46.11
7	47.69	17	53.75
8	85.36	18	58.87
9	102.18	19	69.52
10	52.20	20	36.19
		21	21.79

#### (五) 管网平差

##### 1. 环状管网流量分配计算

根据节点流量进行管段的流量分配

分配步骤:

- ①按照管网的主要供水方向，初步拟定各管段的水流方向，并选定整个管网的控制点。
- ②为了可靠供水，从二级泵站到控制点之间选定几条主要的平行干管线，这些平行干管中尽可能均匀地分配流量，并且符合水流连续性即满足节点流量平衡的条件。
- ③与干管线垂直的连接管，其作用主要是沟通平行干管之间的流量，有时起一些输水作用，有时只是就近供水到用户，平时流量一般不大，只有在干损坏时才转输较大的流量，因此连接管中可以分配较少的流量。

##### 3. 管径的确定

管径与设计流量的关系:

$$q = A v = \pi D^2 v / 4$$

$$D = \sqrt{4q / \pi v}$$

公式中  $D$ —管段管径，m；  
 $q$ —管段计算流量， $m^3/s$ ；

A—管段过水断面面积， $m^2$

v—设计流速， $m/s$ ；

设计中按经济流速来确定管径进行平差，确定实际管径。

平均经济流速与管径的确定

管径 / mm	平均经济流速 / (m/s)
D = 100~400	0.6~0.9
D ≥ 400	0.9~1.4

流量分配如下：

1.. 最大时流量初步分配

最大时设计流量 1459.77L/s，流量初步分配如下表：

最大时流量分配

环	编号	管长	管径	流量初步分配	影响
		0.01	10		
		4			
1	1-2	795	350	-65.92	21
	1-10	998	200	-15.00	21
	2-9	981	150	20.00	2
	10-9	841	300	37.20	21
		4			
2	2-3	773	500	-266.17	9
	3-8	928	200	30.00	3
	8-9	796	400	119.38	21
	2-9	981	150	-20.00	1
		5			
3	3-21	539	700	-386.09	9
	4-7	900	400	30.00	4
	21-4	229	700	-607.88	10
	3-8	928	200	-30.00	2
	7-8	718	500	174.73	21
		4			
4	4-5	607	800	-793.06	10

	5-6	883	600	229.53	21	
	6-7	424	600	192.42	21	
	4-7	900	400	-30.00	3	
		4				
5	11-12	523	250	-22.47	21	
	11-20	619	200	15.00	21	
	12-19	644	200	-20.00	6	
	20-19	478	300	51.19	21	
		4				
6	12-13	754	350	-75.29	21	
	13-18	691	250	-20.00	7	
	18-19	683	350	60.71	9	
	12-19	644	200	20.00	5	
		4				
7	13-14	639	400	-125.56	21	
	14-17	731	250	-20.00	8	
	13-18	691	250	20.00	6	
	17-18	650	500	135.58	9	
		4				
8	14-15	807	450	-158.29	21	
	15-16	770	500	-194.00	21	
	16-17	855	600	154.75	10	
	14-17	731	250	20.00	7	
		6				
9	2-19	419	300	80.00	21	
	19-18	683	350	-60.71	6	
	18-17	650	500	-135.58	7	
	17-21	452	400	-200.00	10	
	3-21	539	700	386.09	3	
	2-3	773	500	266.17	2	
		5				
10	17-16	855	600	-154.75	8	
	16-5	515	700	-394.86	21	
	5-4	607	800	793.06	4	



	4-21	229	700	607.88	3
	21-17	452	400	200.00	9

最大时平差结果见附表平差(一)及附图平差(一)

## 2. 最大时加消防流量初步分配

在控制点 11 跟大用户 14 点上分别加上 45L/S 的流量。设计流量加上消防用水量 90L/s。进行流量的初步分配，如下表：

最大时加消防流量初步分配表

环	编号	管长	管径	流量初步分配	影响
		0.01	10		
		4			
1	1-2	795	350	-65.92	21
	1-10	998	200	-15	21
	2-9	981	150	10	2
	10-9	841	300	37.2	21
		4			
2	2-3	773	500	-276.17	9
	3-8	928	200	20	3
	8-9	796	400	129.38	21
	2-9	981	150	-10	1
		5			
3	3-21	539	700	-386.09	9
	4-7	900	400	20	4
	21-4	229	700	-617.88	10
	3-8	928	200	-20	2
	7-8	718	500	194.73	21
		4			
4	4-5	607	800	-793.06	10
	5-6	883	600	259.53	21
	6-7	424	600	222.42	21
	4-7	900	400	-20	3

		4			
5	11-12	523	250	-67.47	21
	11-20	619	200	15	21
	12-19	644	200	-20	6
	20-19	478	300	51.19	21
		4			
6	12-13	754	350	-120.29	21
	13-18	691	250	-30	7
	18-19	683	350	40.71	9
	12-19	644	200	20	5
		4			
7	13-14	639	400	-160.56	21
	14-17	731	250	-40	8
	13-18	691	250	30	6
	17-18	650	500	129.58	9
		4			
8	14-15	807	450	-218.29	21
	15-16	770	500	-254	21
	16-17	855	600	154.75	10
	14-17	731	250	40	7
		6			
9	2-19	419	300	100	21
	19-18	683	350	-40.71	6
	18-17	650	500	-129.58	7
	17-21	452	400	-210	10
	3-21	539	700	386.09	3
2-3	773	500	276.17	2	
		5			
10	17-16	855	600	-154.75	8
	16-5	515	700	-454.86	21
	5-4	607	800	793.06	4
	4-21	229	700	617.88	3
	21-17	452	400	210	9

平差结果见附表平差（二）及附图平差(二)

## 3. 事故时流量初步分配

事故时 4-5 管段断开, 70%的设计流量 (即 1212.47L/s) 送向管网。

事故初步流量分配

	编号	管长	管径	流量初步分配	影响
		0.01	9		
1		4			
	1-2	795	350	-25.64	21
	1-10	998	200	10	21
	2-9	981	150	-20	2
	10-9	841	300	46.54	21
		4			
2	2-3	773	500	-15.81	9
	3-8	928	200	-30	3
	8-9	796	400	138.07	21
	2-9	981	150	20	1
		5			
3	3-21	539	700	-48.76	9
	4-7	900	400	-50	4
	21-4	229	700	58.63	4
	3-8	928	200	30	2
	7-8	718	500	227.82	21
		7			
4	17-16	855	600	-469.47	8
	5-6	883	600	337.18	21
	6-7	424	600	311.2	21
	4-7	900	400	50	3
	16-5	515	700	-655.04	21
	4-21	229	700	-58.63	3
	21-17	452	400	-122.65	9
		4			
5	11-12	523	250	-21.23	21
	11-20	619	200	5	21
	12-19	644	200	-10	6
	20-19	478	300	30.33	21
		4			
6	12-13	754	350	-62.2	21

	13-18	691	250	-10	7
	18-19	683	350	148.99	9
	12-19	644	200	10	5
		4			
7	13-14	639	400	-101.39	21
	14-17	731	250	-10	8
	13-18	691	250	10	6
	17-18	650	500	200.2	9
		4			
8	14-15	807	450	-128.3	21
	15-16	770	500	-153.3	21
	16-17	855	600	469.47	4
	14-17	731	250	10	7
		6			
9	2-19	419	300	-60	21
	19-18	683	350	-148.99	6
	18-17	650	500	-200.2	7
	17-21	452	400	122.65	4
	3-21	539	700	48.76	3
	2-3	773	500	15.81	2

平差结果见附表平差（三）及附图平差(三)

## （六）管网平差校核

### 1. 最大时水泵扬程

清水池地面标高为 34.8 m，清水池最低水位 2m，最低水位地面标高 32.8m。从水厂向管网两条输水管长为 300m 最高时每条管中流量为 729.89 L/s，依此每条输水管渠的管径选为 1200mm，查得输水管最高时 I 为 0.0176 m，所以沿程水头损失为  $0.0176 \times 300 = 5.28\text{m}$ ，局部水头损失按沿程水头损失的 10% 计算，故压水管水头损失为  $5.28 \times 1.1 = 5.81\text{m}$ 。11 点为控制点，其地面标高为 30.8 m，控制点需要的服务水头为六层楼即 28 m。水泵安全扬程为 2m，吸水管长度取 20m，其水头损失计算得：沿程水头损失为 0.05m，局部水头损失为 0.160m，故吸水管水头损失为  $0.05 + 0.160 = 0.210\text{m}$ 。最大时平差结果见附表平差（一）

最大时水泵扬程：

$$H_1 = \Sigma h + 28 + (32.8 - 34.8) + 5.81 + 0.210 + 2 = 44.95\text{m}$$

式中  $\Sigma h$  为控制点到节点 5 最不利管段的水头损失取 11-12-13-14-13-16-5 与

11-20-19-18-17-16-5 两条管线各自总的水头损失的平均值,由附表平差(一)计算得  $\Sigma h = 10.93 \text{ m}$

## 2. 最高时加消防时校核

在节点 11 跟节点 14 分别加上 45 L/s 的消防用水量,平差结果见附表平差(二) 11 点为控制点,查得输水管最高时 I 为 0.0176 m。

最高时消防所需水泵扬程:

$$\begin{aligned} H_2 &= (32.8-34.8) + 10 + 5.81 + 0.210 + 2 + \Sigma h \\ &= 35.21 \text{ m} < H_1 \quad \text{满足要求} \end{aligned}$$

(式中  $\Sigma h$  为控制点到节点 5 最不利管段的水头损失取 11-12-13-14-13-16-5 与 11-20-19-18-17-16-5 两条管线的水头损失的平均值,由附表平差(二)计算得 19.19 m。平差结果见附图平差(二))

## 3. 最高时事故校核

4-5 管段断开,70%的设计流量(即 1212.47L/s)通向管网,平差结果见附表平差(三)查得每条输水管最高时 I 为 0.0086 m。压水管水头损失为  $0.0086 \times 500 \times 1.1 = 4.730 \text{ m}$ 。事故时平差结果见附图平差(三)

事故时所需水泵扬程:

$$\begin{aligned} H_3 &= 28 + (32.8-34.5) + 4.730 + 0.210 + 2 + \Sigma h \\ &= 42.72 \text{ m} < H_1 \quad \text{满足要求} \end{aligned}$$

(式中  $\Sigma h$  为控制点到节点 5 最不利管段的水头损失取 11-12-13-14-13-16-5 与 11-20-19-18-17-16-5 两条管线的水头损失的平均值,由附表平差(三)计算得 9.48 m)

## (七) 确定每一点的自由水头

见附图平差(一)(二)(三)最大时、消防、事故平差结果。

## (八) 水泵的选择

水泵扬程:

$$H_p = H_1 = 44.95 \text{ m}$$

选用型号: 20sh-9A 的水泵三台,二用一备。

## (九) 图纸

绘制最大时等水压线图，绘制平面图和剖面土图，在平面图上画三个节点上的详图，并在某一管道上绘制消火栓。  
结果见附图等水压线图、平面图、剖面图。

www.zhulong.com

zhulong.com

## 管网附件和构筑物

### 阀类

配水管网应根据管道连接情况设置分区检查阀门，并且能满足事故管段切断的需要、管网区域检漏的需要。阀门间距不应超过 5 个消火栓的布置长度。配水管道的隆起点应装设排（进）气阀，低凹点应装设泻水阀，限制水流流向处应装止回阀，消火栓前面应装设阀门。

### 消火栓

负有消防任务的配水管网应设消火栓。消火栓间距不应大于 120m，消火栓接管应为直径不小于 100mm，的分配管，消火栓尽可能设在交叉路口，距离建筑物不小于 5m，距车行道边不大于 2m。

### 管道配件

根据管材和管道连接情况正确选择配件，标准配件和特种配件。





参考资料:

1. 严煦世 范谨初主编 给水工程 (第四版) 北京 中国建筑工业出版社 1999
2. 严煦世主编 给水排水工程快速设计手册 第1,4册 北京 中国建筑工业出版社 1995
3. 给水排水设计手册 第1,3,4册 北京 中国建筑工业出版社 2000
4. 室外给水规范 (GBJ 14-86)
5. 中华人民共和国建设部主编 给水排水制图标准

附表平差（一） 最大时平差结果

迭代次数=29							
环号= 1							
闭合差= -.008							
管段号	管长 (米)	管径 (毫米)	流速 (米/秒)	流量 (升/秒)	1000I	水头损失 (米)	sq
1	795	350	.68	-65.22	2.10	-1.67	.0256
2	998	200	.44	-13.97	2.02	-2.02	.1444
3	981	150	.39	6.81	2.27	2.23	.3270
4	841	300	.55	38.58	1.73	1.45	.0377
			sqtotal= .535	dq= -.01			
环号= 2							
闭合差= -.010							
管段号	管长 (米)	管径 (毫米)	流速 (米/秒)	流量 (升/秒)	1000I	水头损失 (米)	sq
1	773	500	1.16	-227.75	3.57	-2.76	.0121
2	928	200	.42	13.24	1.83	1.70	.1285
3	796	400	1.07	134.62	4.11	3.27	.0243
4	981	150	.39	-6.81	2.27	-2.23	.3270
			sqtotal= .492	dq= -.01			
环号= 3							
闭合差= -.003							
管段号	管长 (米)	管径 (毫米)	流速 (米/秒)	流量 (升/秒)	1000I	水头损失 (米)	sq
1	553	700	.86	-331.91	1.33	-.73	.0022
2	211	350	.53	51.37	1.36	.29	.0056
3	765	800	.94	-470.42	1.30	-.99	.0021
4	928	200	.42	-13.24	1.83	-1.70	.1285
5	718	450	1.30	207.30	4.37	3.14	.0151
			sqtotal= .154	dq= -.01			
环号= 4							
闭合差= .000							
管段号	管长 (米)	管径 (毫米)	流速 (米/秒)	流量 (升/秒)	1000I	水头损失 (米)	sq
1	607	800	1.34	-672.92	2.18	-1.33	.0020
2	883	600	.78	221.59	1.36	1.20	.0054
3	424	600	.65	184.24	.97	.41	.0022
4	211	350	.53	-51.37	1.36	-.29	.0056
			sqtotal= .015	dq= -.01			
环号= 5							
闭合差= .000							
管段号	管长 (米)	管径 (毫米)	流速 (米/秒)	流量 (升/秒)	1000I	水头损失 (米)	sq
1	523	250	.46	-22.40	1.58	-.83	.0370
2	619	200	.49	15.32	2.39	1.48	.0964
3	644	200	.57	-18.01	3.20	-2.06	.1144
4	478	300	.73	51.73	2.95	1.41	.0273
			sqtotal= .275	dq= .00			

环号= 6  
闭合差= -.001

管段号	管长 (米)	管径 (毫米)	流速 (米/秒)	流量 (升/秒)	1000I	水头损失 (米)	sq
1	754	350	.81	-77.68	2.89	-2.18	.0281
2	691	250	.67	-32.97	3.20	-2.21	.0670
3	683	350	.88	84.89	3.41	2.33	.0274
4	644	200	.57	18.01	3.20	2.06	.1144
			sqtotal=	.237	dq=	.00	

环号= 7  
闭合差= -.001

管段号	管长 (米)	管径 (毫米)	流速 (米/秒)	流量 (升/秒)	1000I	水头损失 (米)	sq
1	639	400	.92	-115.44	3.09	-1.97	.0171
2	731	250	.56	-27.58	2.31	-1.69	.0612
3	691	250	.67	32.97	3.20	2.21	.0670
4	650	500	.90	177.12	2.24	1.45	.0082
			sqtotal=	.153	dq=	.00	

环号= 8  
闭合差= .000

管段号	管长 (米)	管径 (毫米)	流速 (米/秒)	流量 (升/秒)	1000I	水头损失 (米)	sq
1	807	450	.89	-140.94	2.48	-2.00	.0142
2	770	500	.90	-176.88	2.23	-1.72	.0097
3	855	600	1.06	299.36	2.38	2.03	.0068
4	731	250	.56	27.58	2.31	1.69	.0612
			sqtotal=	.092	dq=	.00	

环号= 9  
闭合差= -.001

管段号	管长 (米)	管径 (毫米)	流速 (米/秒)	流量 (升/秒)	1000I	水头损失 (米)	sq
1	419	300	.78	54.82	3.28	1.38	.0251
2	683	350	.88	-84.89	3.41	-2.33	.0274
3	650	500	.90	-177.12	2.24	-1.45	.0082
4	452	400	.80	-100.86	2.41	-1.09	.0108
5	553	700	.86	331.91	1.33	.73	.0022
6	773	500	1.16	227.75	3.57	2.76	.0121
			sqtotal=	.086	dq=	.00	

环号= 10  
闭合差= .000

管段号	管长 (米)	管径 (毫米)	流速 (米/秒)	流量 (升/秒)	1000I	水头损失 (米)	sq
1	855	600	1.06	-299.36	2.38	-2.03	.0068
2	515	700	1.36	-522.65	2.67	-1.38	.0026
3	607	800	1.34	672.92	2.18	1.33	.0020
4	765	800	.94	470.42	1.30	.99	.0021
5	452	400	.80	100.86	2.41	1.09	.0108
			sqtotal=	.024	dq=	.00	

附表平差（二） 消防平差结果

迭代次数=29							
环号= 1							
闭合差= -.008							
管段号	管长 (米)	管径 (毫米)	流速 (米/秒)	流量 (升/秒)	1000I	水头损失 (米)	sq
1	795	350	.67	-64.77	2.07	-1.65	.0254
2	998	200	.43	-13.52	1.90	-1.90	.1406
3	981	150	.37	6.51	2.09	2.05	.3156
4	841	300	.55	39.03	1.76	1.48	.0380
			sqtotal= .520	dq= -.01			
环号= 2							
闭合差= -.010							
管段号	管长 (米)	管径 (毫米)	流速 (米/秒)	流量 (升/秒)	1000I	水头损失 (米)	sq
1	773	500	1.26	-247.76	3.57	-2.76	.0111
2	928	200	.39	12.34	1.62	1.50	.1215
3	796	400	1.08	135.37	4.16	3.31	.0244
4	981	150	.37	-6.51	2.09	-2.05	.3156
			sqtotal= .473	dq= -.01			
环号= 3							
闭合差= -.003							
管段号	管长 (米)	管径 (毫米)	流速 (米/秒)	流量 (升/秒)	1000I	水头损失 (米)	sq
1	553	700	.91	-351.02	1.47	-.81	.0023
2	211	350	.49	47.46	1.18	.25	.0052
3	765	800	1.00	-503.51	1.47	-1.13	.0022
4	928	200	.39	-12.34	1.62	-1.50	.1215
5	718	450	1.31	208.96	4.44	3.19	.0153
			sqtotal= .147	dq= -.01			
环号= 4							
闭合差= .000							
管段号	管长 (米)	管径 (毫米)	流速 (米/秒)	流量 (升/秒)	1000I	水头损失 (米)	sq
1	607	800	1.40	-702.11	2.38	-1.44	.0021
2	883	600	.80	227.16	1.42	1.26	.0055
3	424	600	.67	189.81	1.02	.43	.0023
4	211	350	.49	-47.46	1.18	-.25	.0052
			sqtotal= .015	dq= -.01			
环号= 5							
闭合差= -.001							
管段号	管长 (米)	管径 (毫米)	流速 (米/秒)	流量 (升/秒)	1000I	水头损失 (米)	sq
1	523	200	1.34	-42.20	13.32	-6.97	.1651
2	619	200	1.29	40.52	12.29	7.61	.1877
3	644	200	.78	-24.36	5.56	-3.58	.1471
4	478	300	1.09	76.93	6.16	2.94	.0383
			sqtotal= .538	dq= .00			
环号= 6							

闭合差= -.001

管段号	管长 (米)	管径 (毫米)	流速 (米/秒)	流量 (升/秒)	1000I	水头损失 (米)	sq
1	754	350	.95	-91.12	3.89	-2.93	.0322
2	691	250	.87	-42.73	5.15	-3.56	.0833
3	683	350	.99	95.68	4.26	2.91	.0304
4	644	200	.78	24.36	5.56	3.58	.1471
			sqtotal=	.293	dq=	.00	

环号= 7  
闭合差= -.001

管段号	管长 (米)	管径 (毫米)	流速 (米/秒)	流量 (升/秒)	1000I	水头损失 (米)	sq
1	639	400	.95	-119.12	3.28	-2.09	.0176
2	731	250	.80	-39.46	4.45	-3.25	.0824
3	691	250	.87	42.73	5.15	3.56	.0833
4	650	500	1.01	197.68	2.74	1.78	.0090
			sqtotal=	.192	dq=	.00	

环号= 8  
闭合差= -.001

管段号	管长 (米)	管径 (毫米)	流速 (米/秒)	流量 (升/秒)	1000I	水头损失 (米)	sq
1	807	450	1.12	-177.74	3.82	-3.08	.0173
2	770	500	1.09	-213.68	3.17	-2.44	.0114
3	855	600	1.12	317.81	2.66	2.27	.0071
4	731	250	.80	39.46	4.45	3.25	.0824
			sqtotal=	.118	dq=	.00	

环号= 9  
闭合差= -.001

管段号	管长 (米)	管径 (毫米)	流速 (米/秒)	流量 (升/秒)	1000I	水头损失 (米)	sq
1	419	300	1.07	75.59	5.96	2.50	.0330
2	683	350	.99	-95.68	4.26	-2.91	.0304
3	650	500	1.01	-197.68	2.74	-1.78	.0090
4	452	400	.91	-114.84	3.06	-1.38	.0120
5	553	700	.91	351.02	1.47	.81	.0023
6	773	500	1.26	247.76	3.57	2.76	.0111
			sqtotal=	.098	dq=	.00	

环号= 10  
闭合差= .000

管段号	管长 (米)	管径 (毫米)	流速 (米/秒)	流量 (升/秒)	1000I	水头损失 (米)	sq
1	855	600	1.12	-317.81	2.66	-2.27	.0071
2	515	700	1.50	-577.91	3.27	-1.68	.0029
3	607	800	1.40	702.11	2.38	1.44	.0021
4	765	800	1.00	503.51	1.47	1.13	.0022
5	452	400	.91	114.84	3.06	1.38	.0120
			sqtotal=	.026	dq=	-.01	

附表平差（三） 事故平差结果

迭代次数=18

环号= 1  
闭合差= .005

管段号	管长 (米)	管径 (毫米)	流速 (米/秒)	流量 (升/秒)	1000I	水头损失 (米)	sq
1	795	350	.45	-42.94	.98	-.78	.0182
2	998	200	.22	-7.06	.60	-.60	.0847
3	981	150	.16	2.85	.49	.48	.1674
4	841	300	.42	29.72	1.08	.91	.0305
			sqtotal=	.301	dq=	.01	

环号= 2  
闭合差= .007

管段号	管长 (米)	管径 (毫米)	流速 (米/秒)	流量 (升/秒)	1000I	水头损失 (米)	sq
1	773	500	.63	-123.28	1.15	-.89	.0072
2	928	200	.21	-6.47	.51	-.48	.0737
3	796	400	.79	98.86	2.32	1.85	.0187
4	981	150	.16	-2.85	.49	-.48	.1674
			sqtotal=	.267	dq=	.01	

环号= 3  
闭合差= .001

管段号	管长 (米)	管径 (毫米)	流速 (米/秒)	流量 (升/秒)	1000I	水头损失 (米)	sq
1	553	700	.47	-180.46	.44	-.24	.0013
2	211	350	1.86	-178.75	12.32	-2.60	.0145
3	765	800	.15	-72.96	.05	-.04	.0005
4	928	200	.21	6.47	.51	.48	.0737
5	718	450	1.04	165.47	3.34	2.40	.0145
			sqtotal=	.105	dq=	.00	

环号= 4  
闭合差= -.002

管段号	管长 (米)	管径 (毫米)	流速 (米/秒)	流量 (升/秒)	1000I	水头损失 (米)	sq
1	855	600	1.45	-410.61	3.73	-3.19	.0078
2	883	600	1.38	390.19	3.37	2.98	.0076
3	424	600	1.29	364.04	2.94	1.24	.0034
4	211	350	1.86	178.75	12.32	2.60	.0145
5	515	700	1.56	-601.83	3.54	-1.83	.0030
6	765	800	.15	72.95	.05	.04	.0005
7	452	400	1.07	-133.88	4.07	-1.84	.0137
			sqtotal=	.051	dq=	-.02	

环号= 5  
闭合差= -.003

管段号	管长 (米)	管径 (毫米)	流速 (米/秒)	流量 (升/秒)	1000I	水头损失 (米)	sq
1	523	200	.52	-16.18	2.63	-1.38	.0852
2	619	200	.33	10.22	1.15	.71	.0699
3	644	200	.08	-2.37	.09	-.06	.0244
4	478	300	.51	35.72	1.50	.72	.0201
sqttotal= .200					dq= -.01		

环号= 6  
闭合差= -.010

管段号	管长 (米)	管径 (毫米)	流速 (米/秒)	流量 (升/秒)	1000I	水头损失 (米)	sq
1	754	350	.68	-65.11	2.09	-1.58	.0242
2	691	250	.32	-15.81	.85	-.59	.0371
3	683	350	.83	80.19	3.07	2.10	.0261
4	644	200	.08	2.37	.09	.06	.0244
sqttotal= .112					dq= -.04		

环号= 7  
闭合差= -.007

管段号	管长 (米)	管径 (毫米)	流速 (米/秒)	流量 (升/秒)	1000I	水头损失 (米)	sq
1	639	400	.79	-98.81	2.32	-1.48	.0150
2	731	250	.05	-2.38	.03	-.02	.0096
3	691	250	.32	15.81	.85	.59	.0371
4	650	500	.70	137.49	1.40	.91	.0066
sqttotal= .068					dq= -.05		

环号= 8  
闭合差= -.002

管段号	管长 (米)	管径 (毫米)	流速 (米/秒)	流量 (升/秒)	1000I	水头损失 (米)	sq
1	807	450	.84	-133.57	2.25	-1.81	.0136
2	770	500	.81	-158.73	1.83	-1.41	.0089
3	855	600	1.45	410.61	3.73	3.19	.0078
4	731	250	.05	2.38	.03	.02	.0096
sqttotal= .040					dq= -.02		

环号= 9  
闭合差= -.005

管段号	管长 (米)	管径 (毫米)	流速 (米/秒)	流量 (升/秒)	1000I	水头损失 (米)	sq
1	419	300	.10	6.87	.08	.03	.0050
2	683	350	.83	-80.19	3.07	-2.10	.0261
3	650	500	.70	-137.49	1.40	-.91	.0066
4	452	400	1.07	133.88	4.07	1.84	.0137
5	553	700	.47	180.46	.44	.24	.0013
6	773	500	.63	123.28	1.15	.89	.0072
sqttotal= .060					dq= -.04		

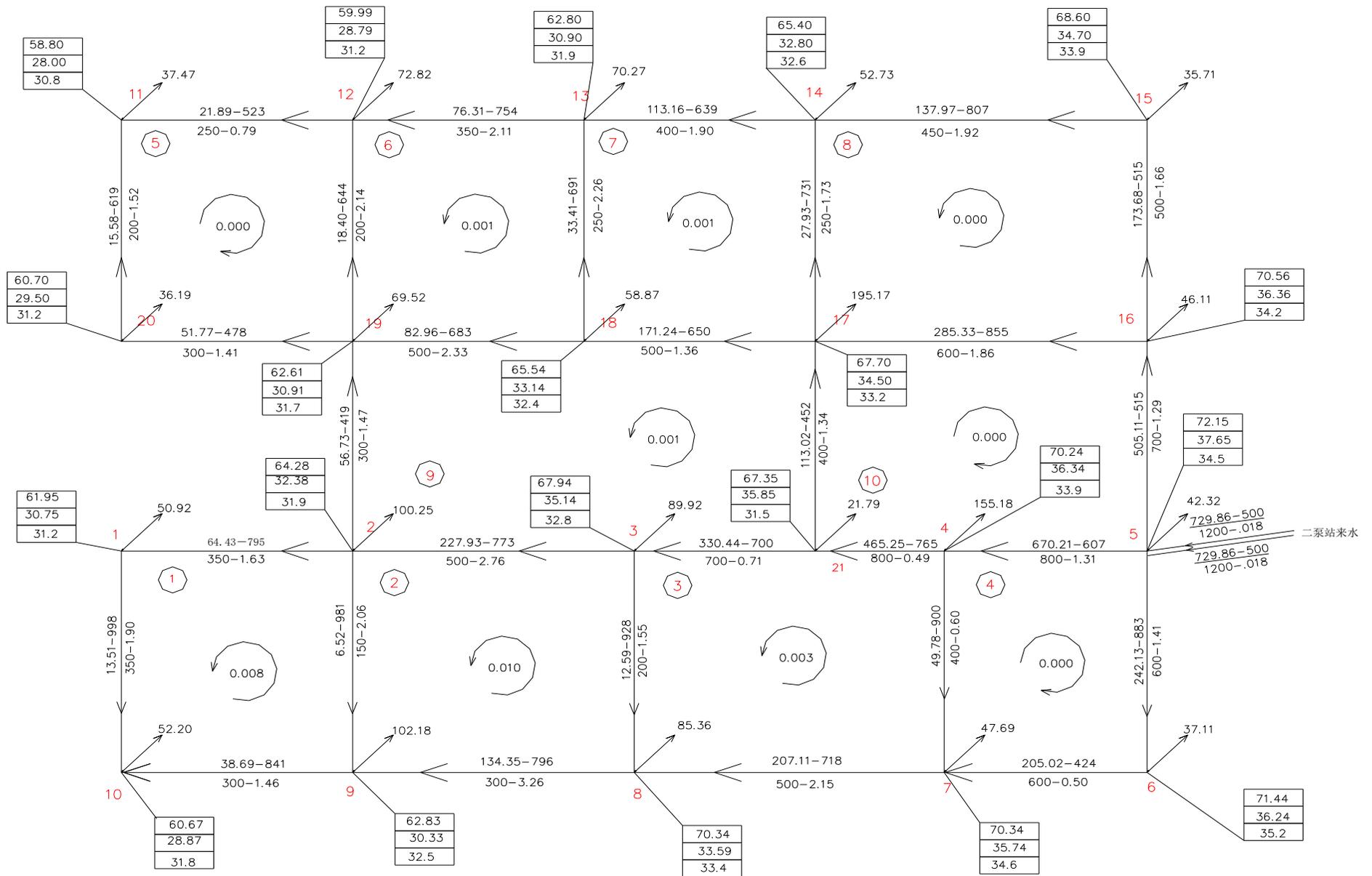


最高日最大时等水压线

比例尺: 1: 5000



附图平差(一) 最大时平差结果



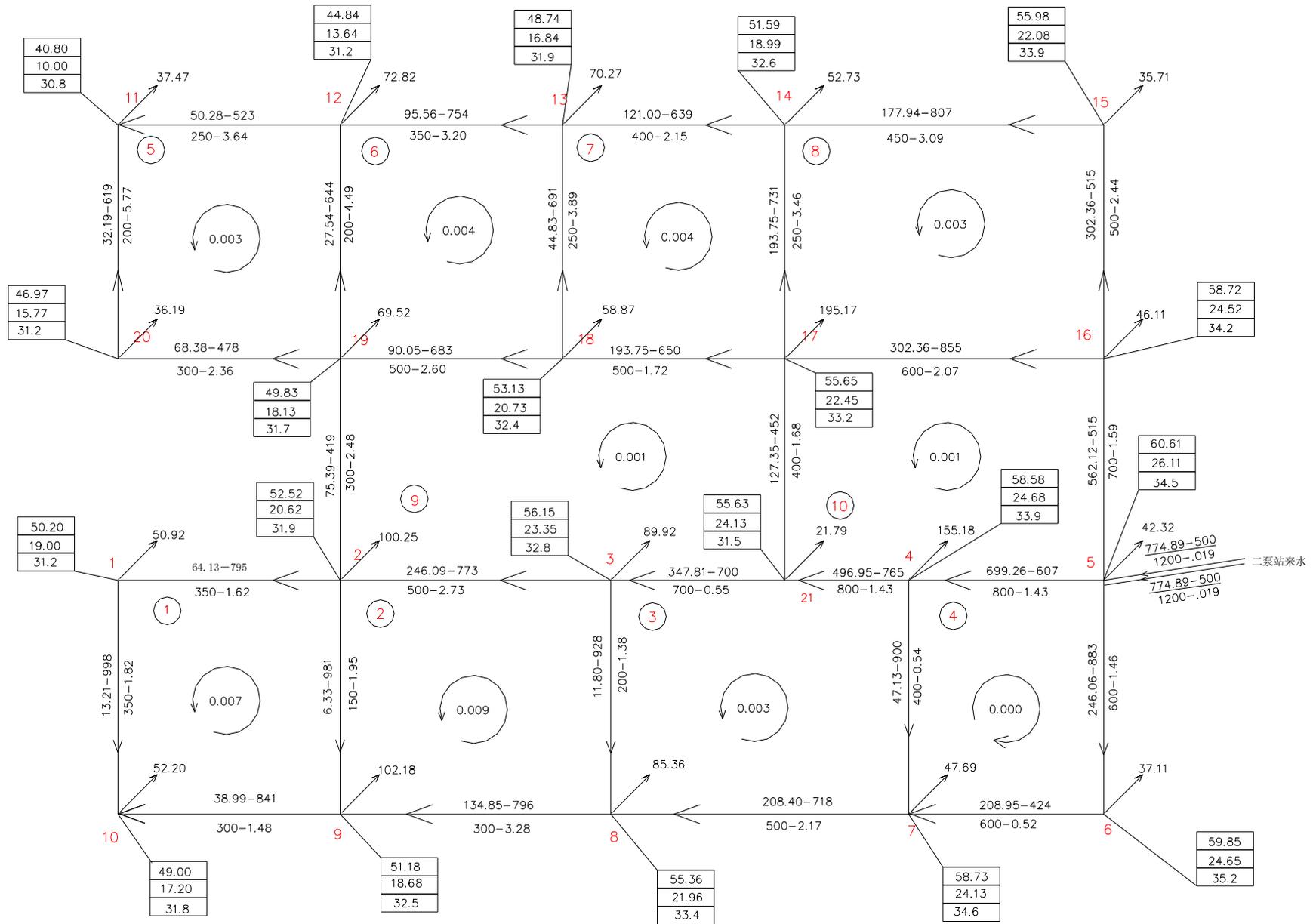
图例 1:5000

最高日最大时平差结果

流量 (L/s) -- 管段长度 (m)  
管径 (mm) -- 水头损失 (m)

节点水压 (m)
自由水头 (m)
地面标高 (m)

### 附图平差(二) 消防平差结果



最大时消防时平差结果

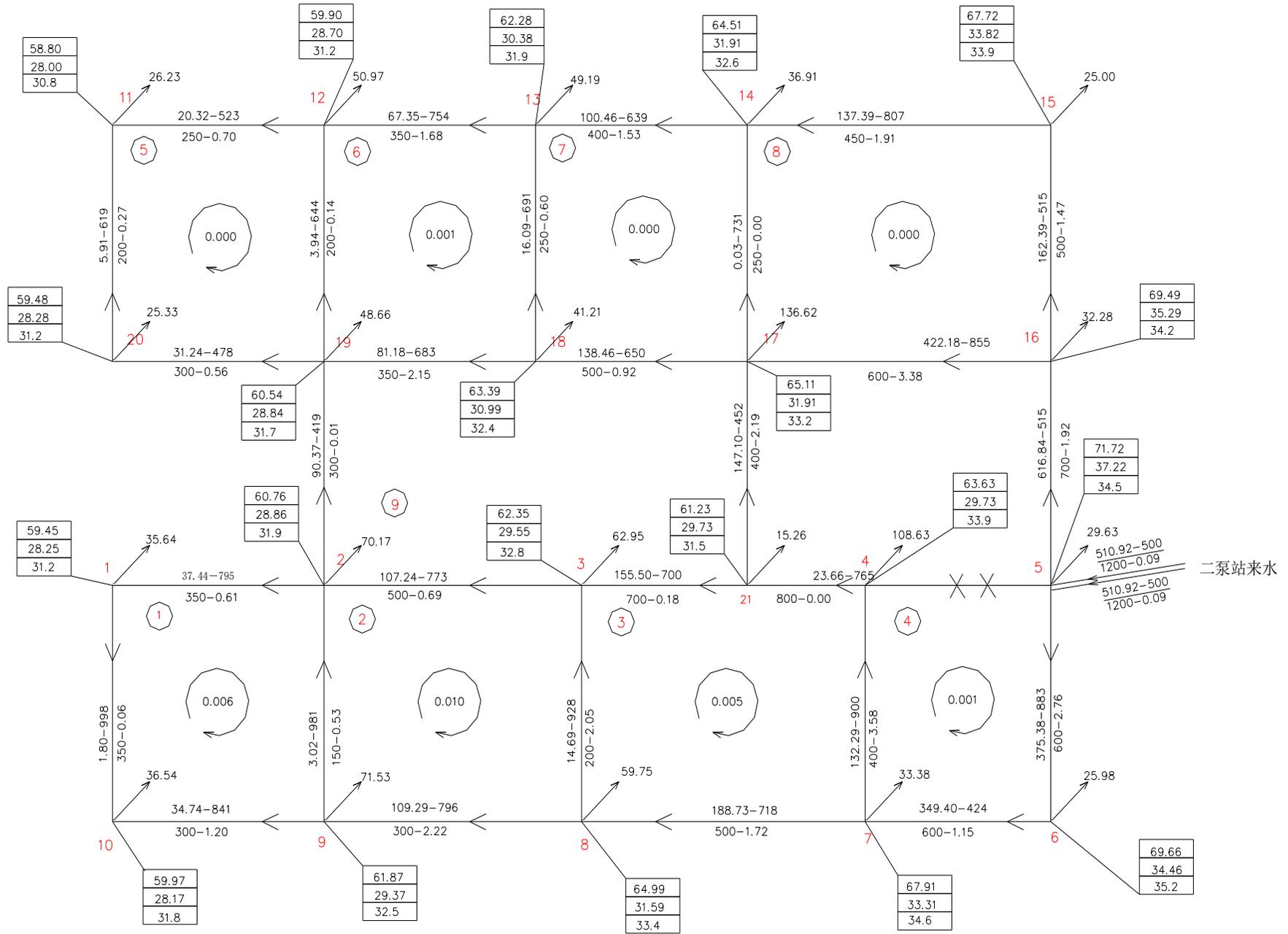
图例:1:5000

流量 (L/s) -- 管段长度 (m)

管径 (mm) -- 水头损失 (m)

节点水压 (m)
自由水头 (m)
地面标高 (m)

### 附图平差 (三) 事故平差结果



最大时事故时平差结果

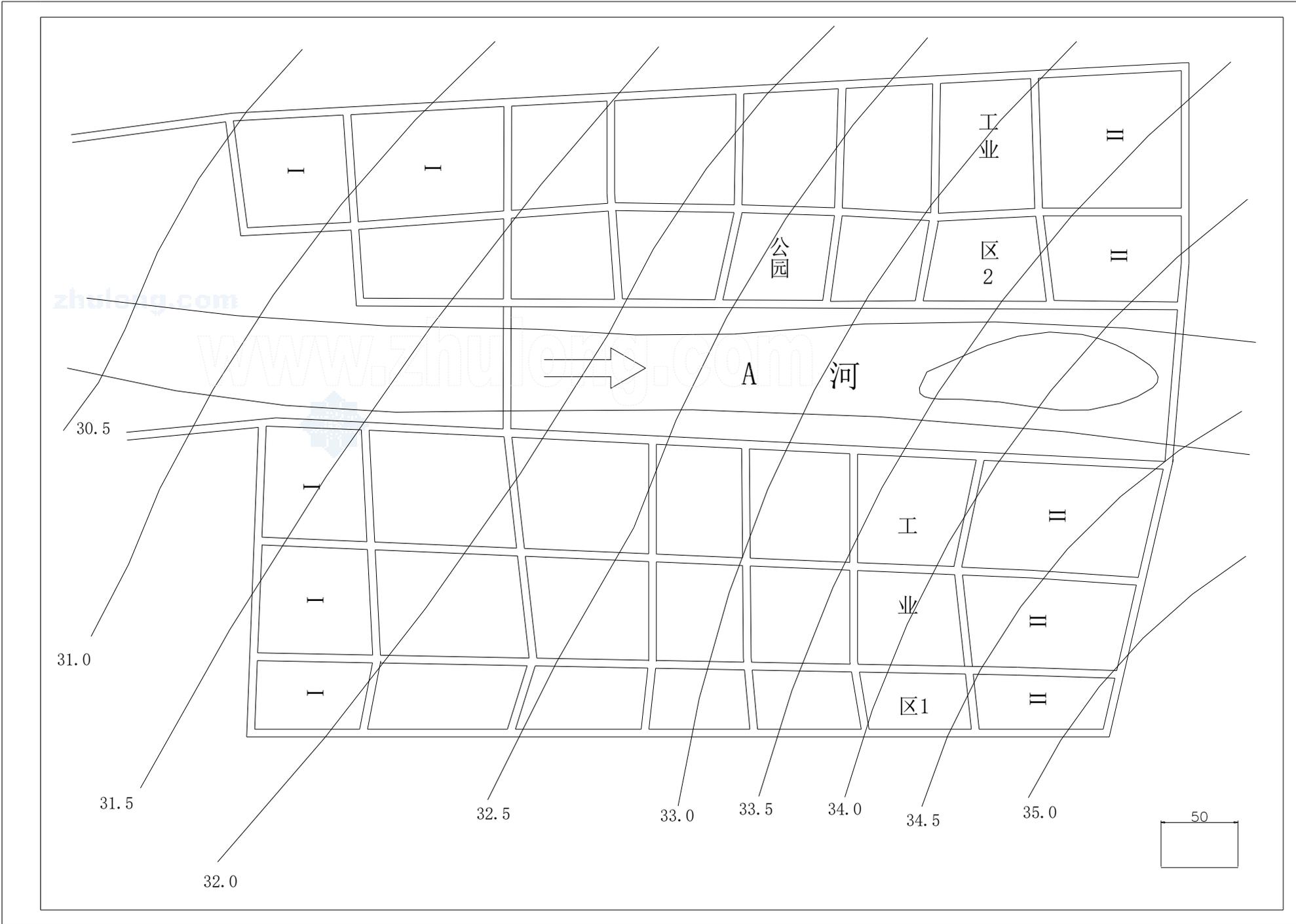
流量 (L/s) -- 管段长度 (m)

管径 (mm) -- 水头损失 (m)

节点水压 (m)

自由水头 (m)

地面标高 (m)



zhulong.com

WWW.ZHULONG.COM

30.5

31.0

31.5

32.0

32.5

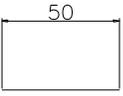
33.0

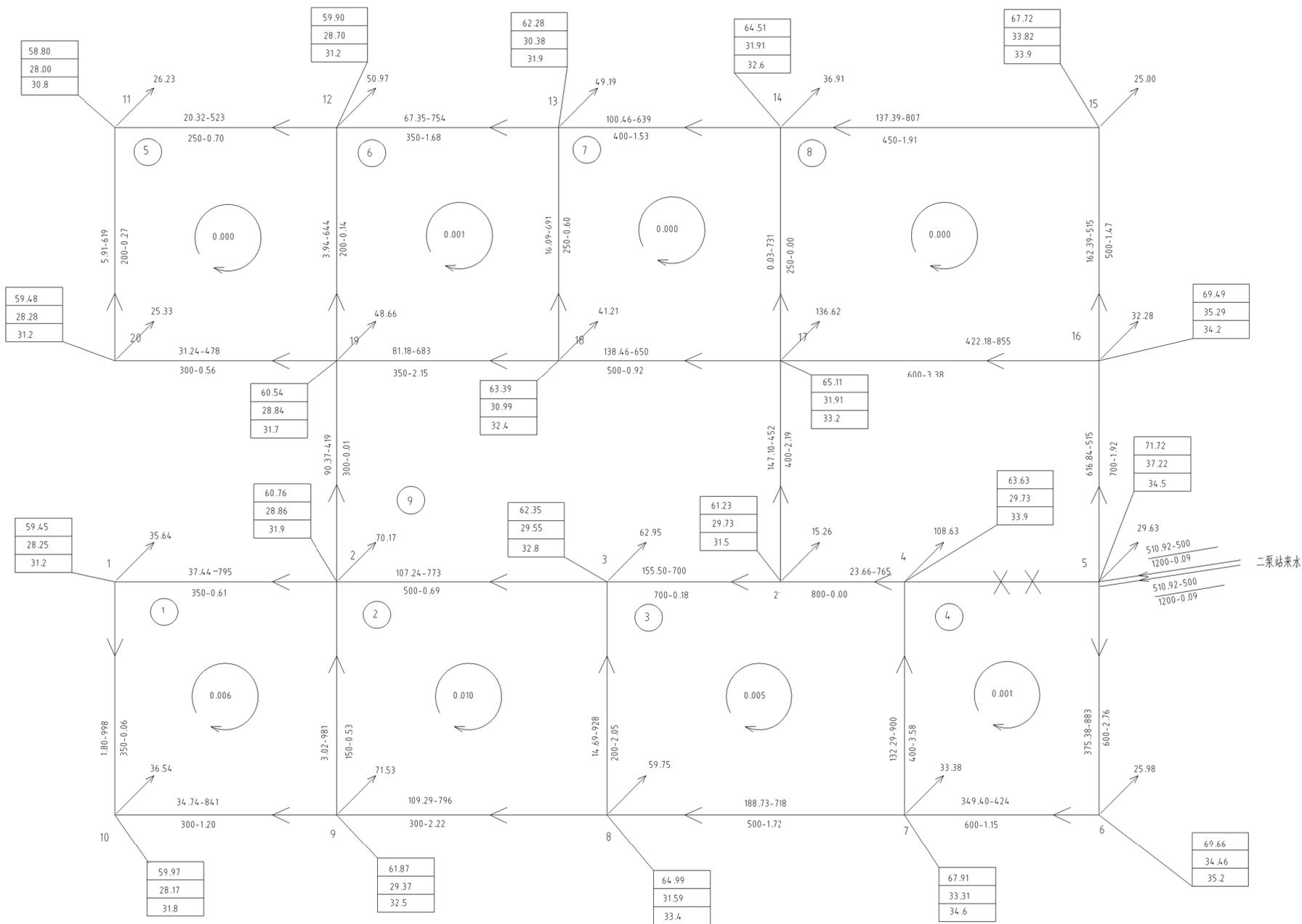
33.5

34.0

34.5

35.0





最大时事故时平差结果

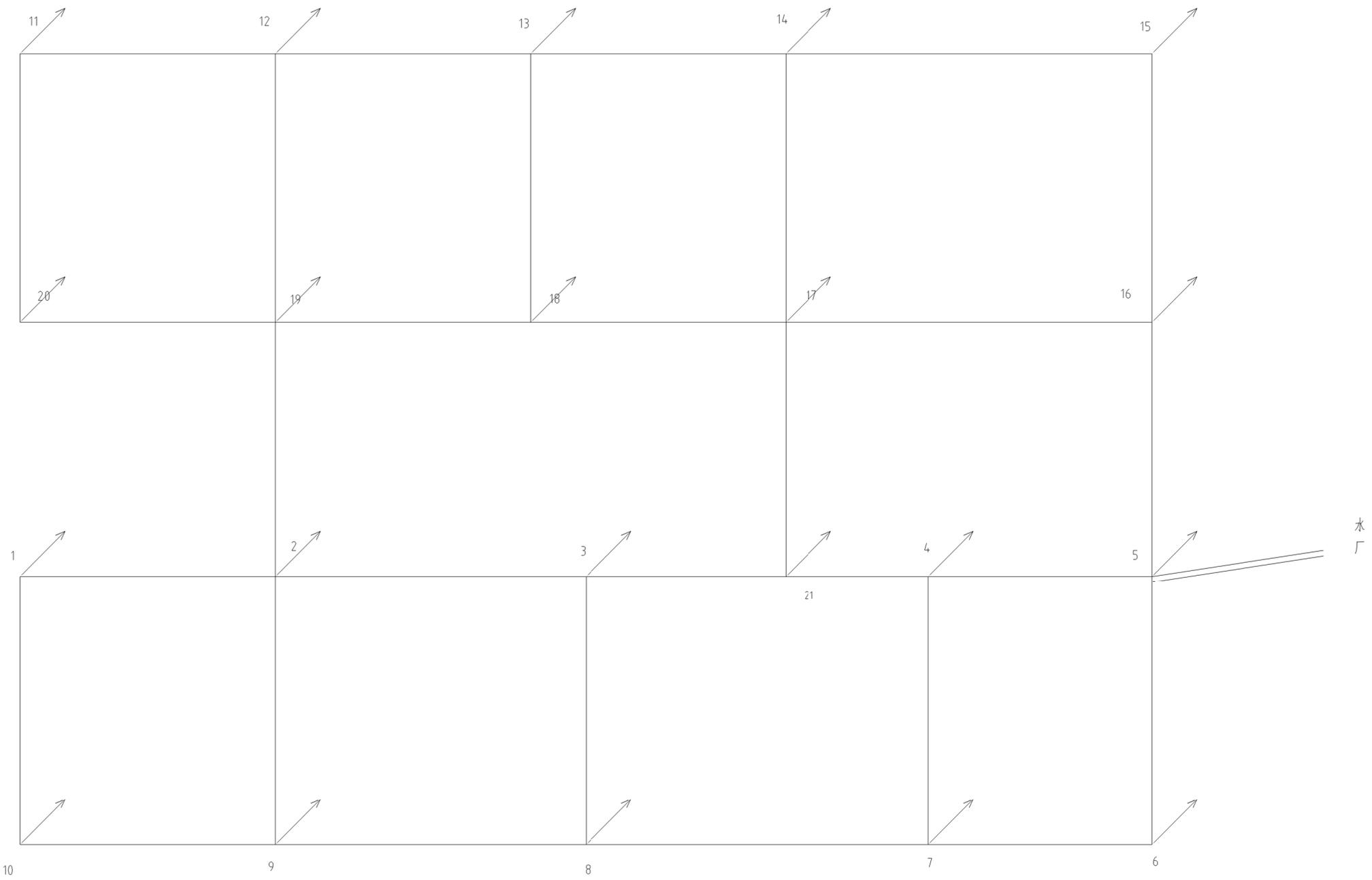
流量 (L/s) -- 管段长度 (m)

管径 (mm) -- 水头损失 (m)

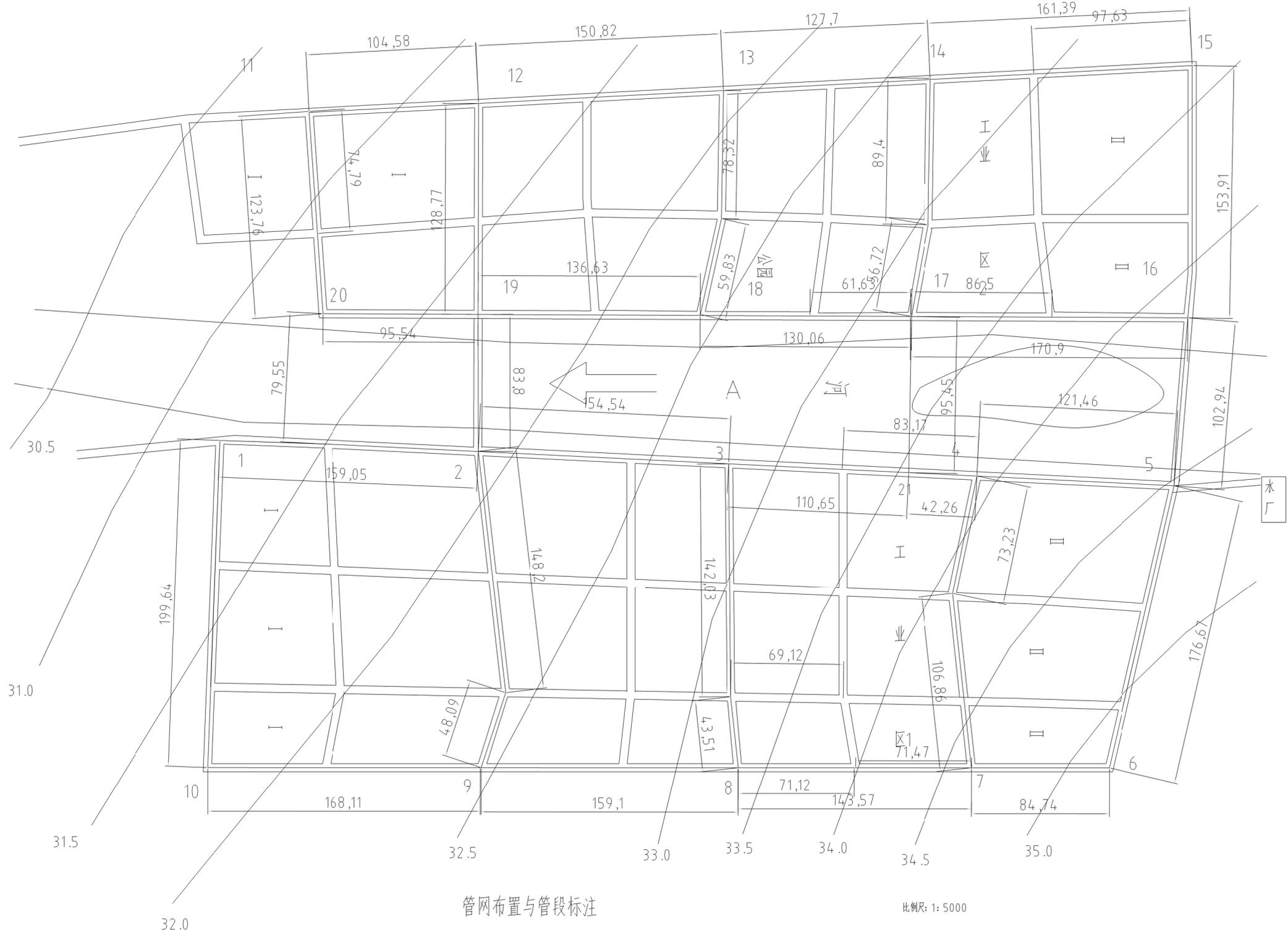
节点水压 (m)

自由水头 (m)

地面标高 (m)

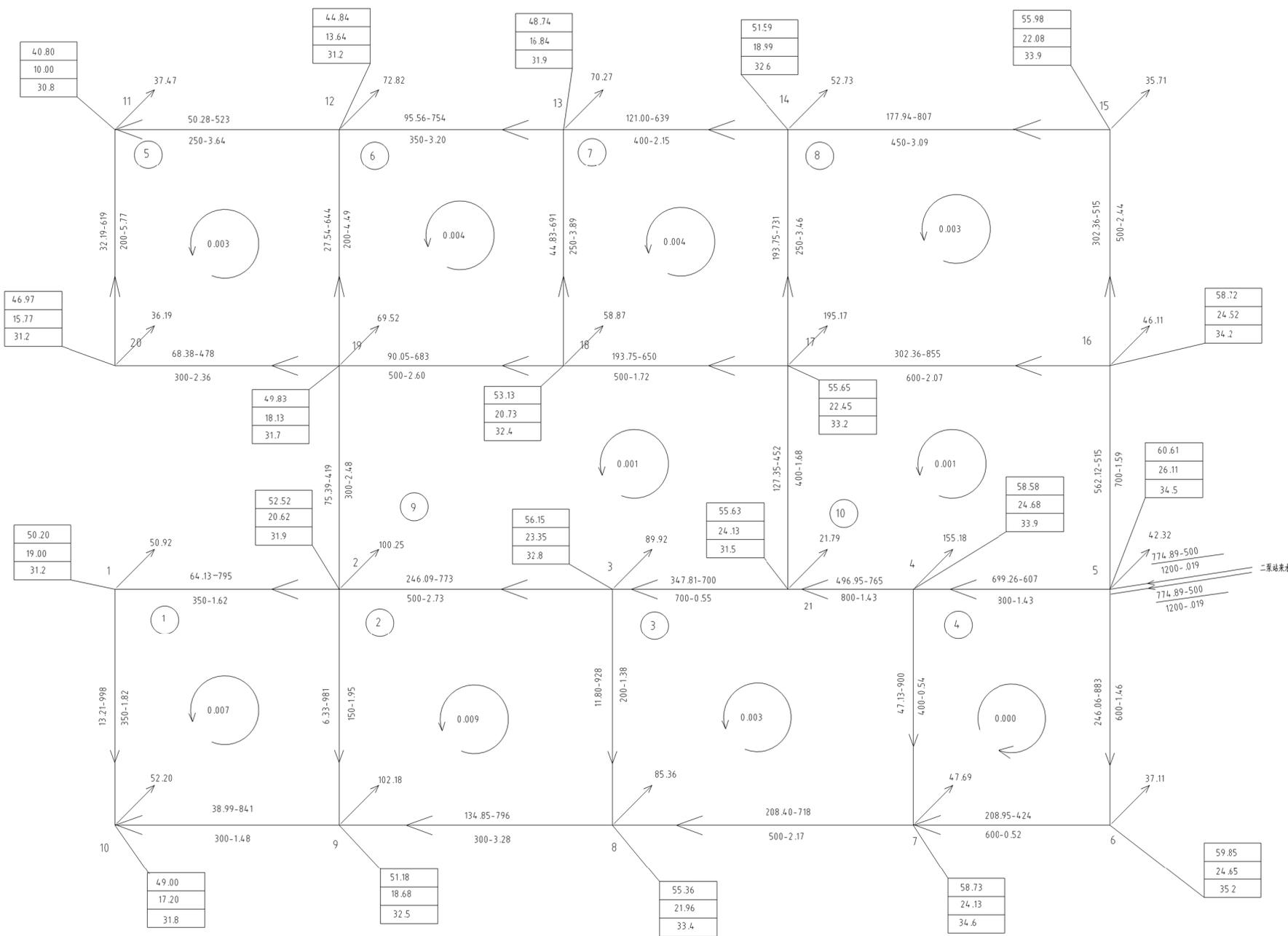


水厂



管网布置与管段标注

比例尺: 1: 5000



最大时消防时平差结果

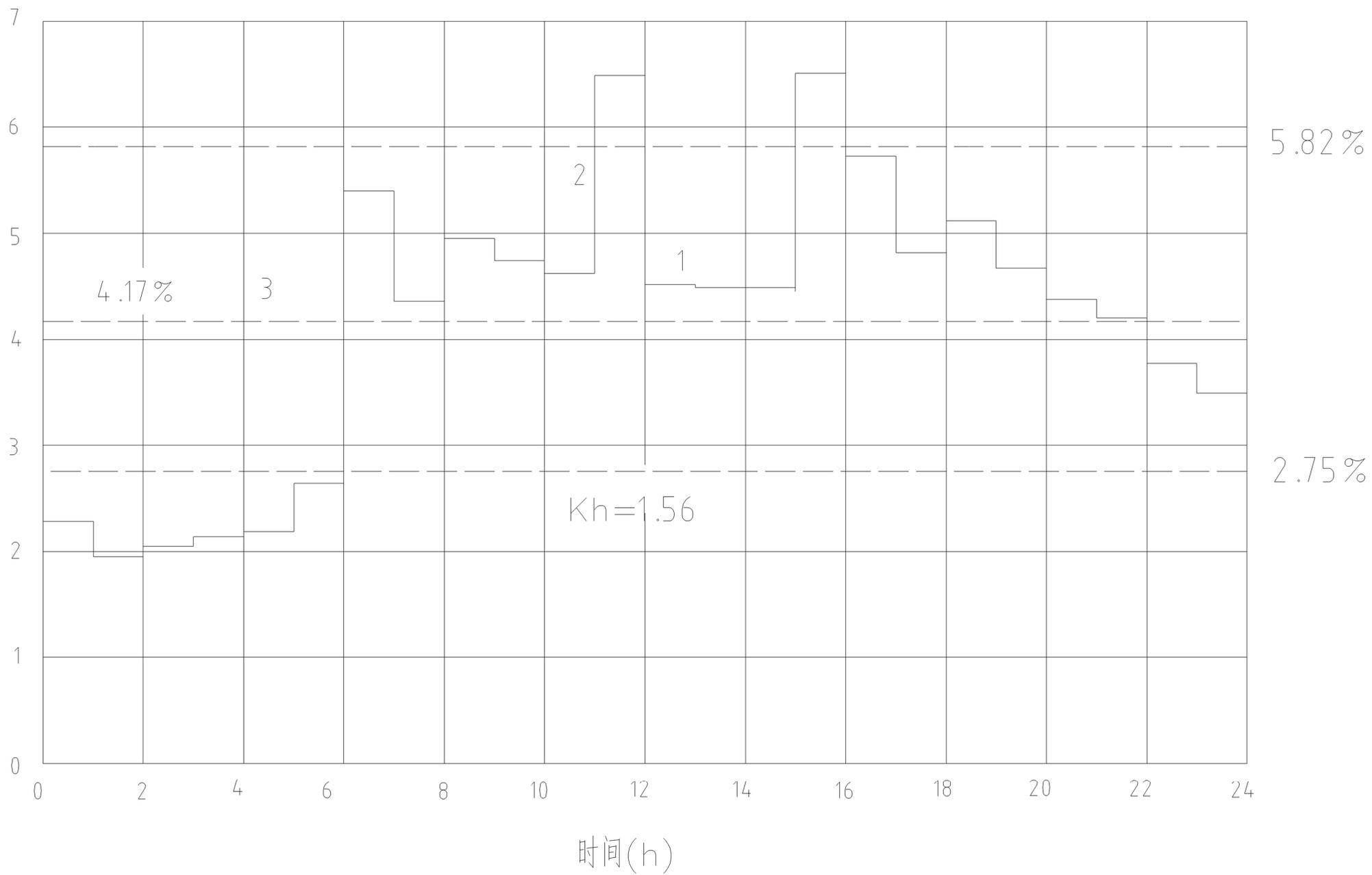
图例:1:5000

流量 (L/s) -- 管段长度 (m)

管径 (mm) -- 水头损失 (m)

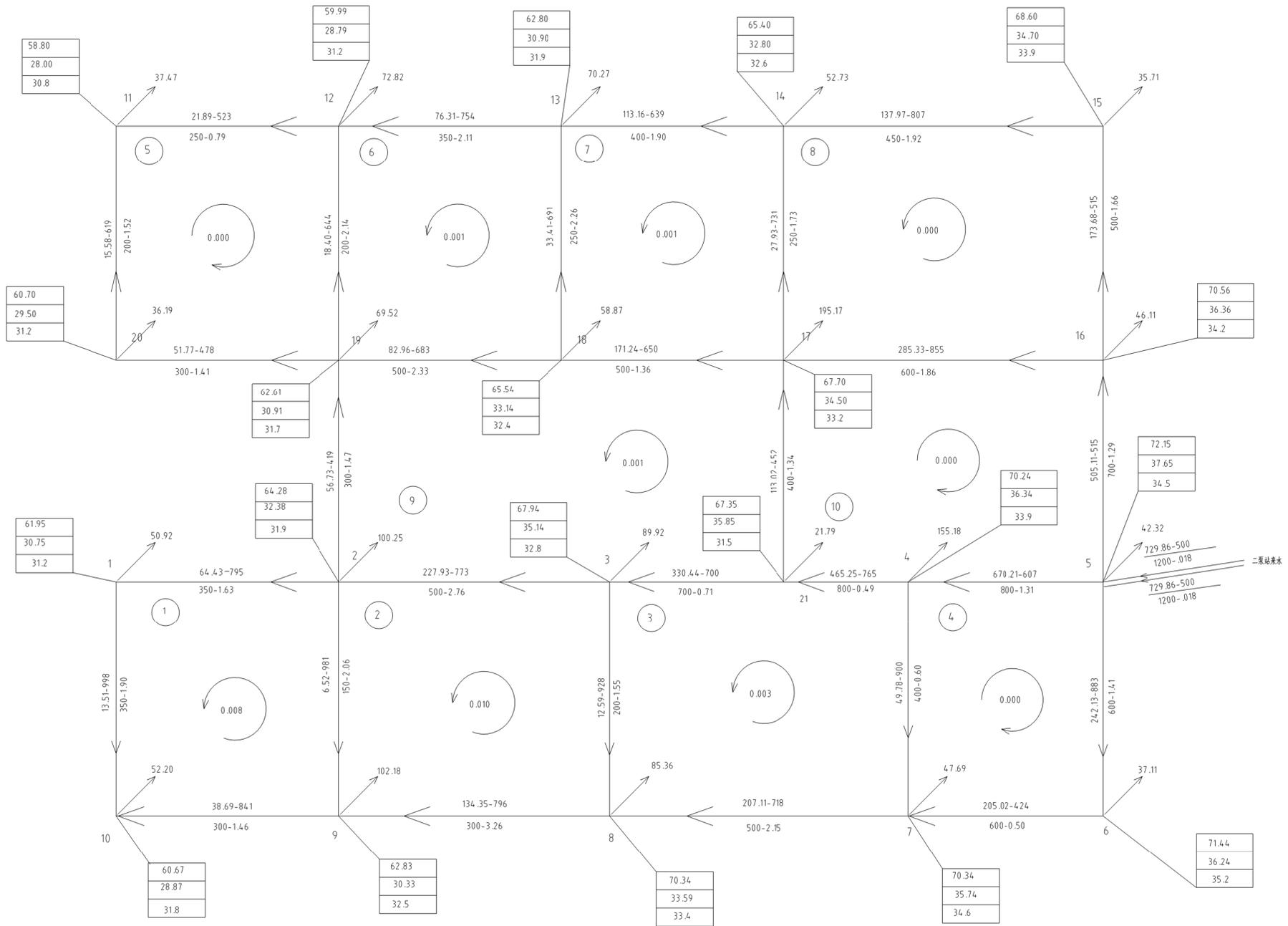
节点水压 (m)
自由水头 (m)
地面标高 (m)

占最高日用水量百分数 (%)





20  
1:5000



最高日最大时平差结果

流量 (L/s) -- 管段长度 (m)

管径 (mm) -- 水头损失 (m)

图例

节点水压 (m)
自由水头 (m)
地面标高 (m)